



STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA

GEOFISICA , IDROGEOLOGIA E AMBIENTE

DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO



COMUNE DI ARZIGNANO

PROVINCIA DI VICENZA



COMMITTENTE

SILVIA IMMOBILIARE S.r.l.

**INDAGINE GEOLOGICO - TECNICA
PER LA REALIZZAZIONE DI UNA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE
IN LOC. SAN ZENO**

L'AUTORE SI RISERVA LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO AI SENSI DI LEGGE, CON DIVIETO DI RIPRODURLO IN OGNI SUA PARTE E COMUNQUE RENDERLO NOTO A TERZI SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE

DATA: FEBBRAIO 2018

IL TECNICO




DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
Tel. 3382727007

Web: www.alpogeo.it - www.alpogeo.com mail: info@alpogeo.it - studiogeologia.sf@libero.it

COMUNE DI ARZIGNANO

PROVINCIA DI VICENZA

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

1. INTRODUZIONE
2. RELAZIONE GEOLOGICA
3. RELAZIONE GEOTECNICA
4. CONCLUSIONI

1. INTRODUZIONE

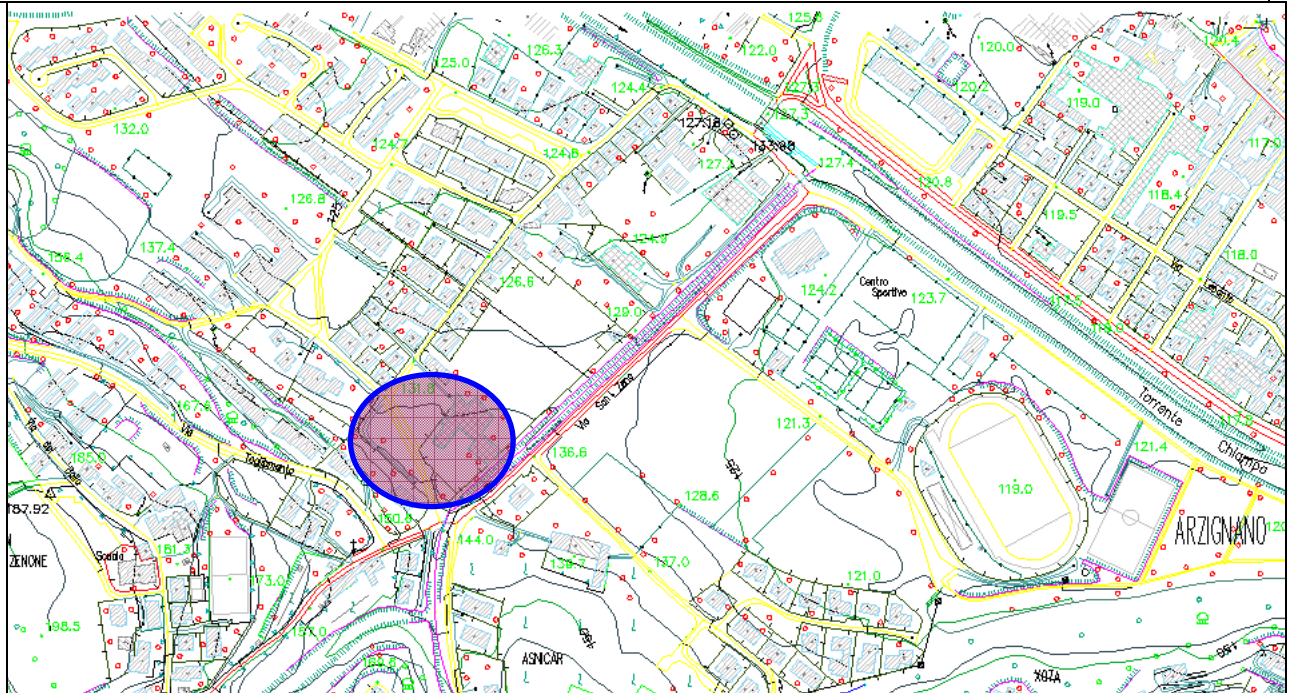
Su incarico della ditta Silvia Immobiliare S.r.l. lo scrivente ha esaminato l'area interessata dal progetto per la realizzazione di una nuova lottizzazione residenziale in località San Zeno.

Al fine di fornire un'adeguata caratterizzazione geologico-tecnica dei terreni interessati sono state eseguite le seguenti indagini:

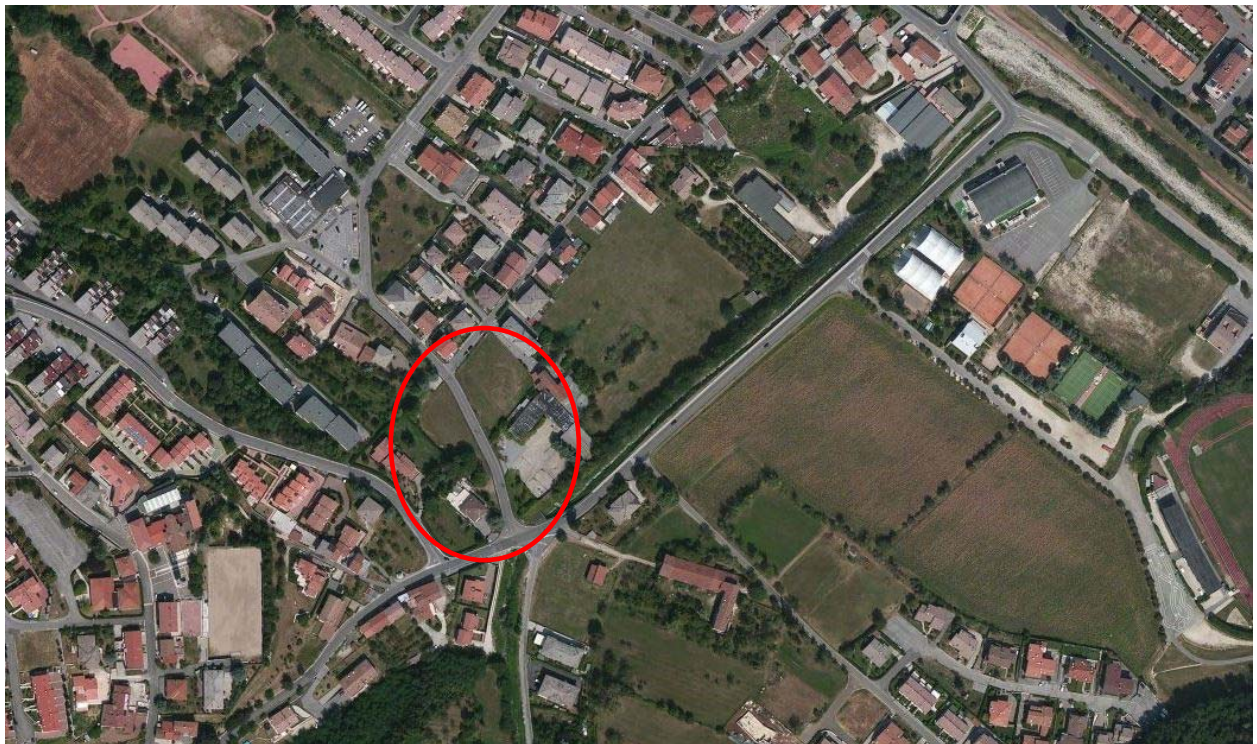
- utilizzo di informazioni bibliografiche sull'area;
- un rilievo geologico di superficie al fine di identificare le litologie affioranti e la morfologia del territorio;
- n. 5 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) spinte fino alla profondità di 6 m dal p.c.;
- n. 2 prospezioni sismiche in onde di taglio "S" eseguite con la tecnica a microtremiti ed elaborazione Re.Mi.;
- n. 1 prospezione sismica passiva con tecnica HVSR per la determinazione della frequenza di risonanza del sito, della sismo stratigrafia locale in onde di taglio, del parametro Vs30 e della categoria sismica del suolo di fondazione
- n. 5 trincee esplorative spinte fino alla profondità massima di 3 m.

Tali indagini sono altresì necessarie per ottemperare al D.M. 14.01.08 e alle N.T.A. del P.A.T. del Comune di Arzignano.

L'area in esame è ubicata in località San Zeno ad una quota di 131 m circa s.l.m.m.. Per l'ubicazione si fa riferimento alla Carta Tecnica Regionale scala 1:5.000, elemento n. 125082 "Arzignano ovest".



Ubicazione dell'area su estratto da ctr 1:5000



Rilievo aerofotogrammetrico (1998)



STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA
GEOFISICA , IDROGEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

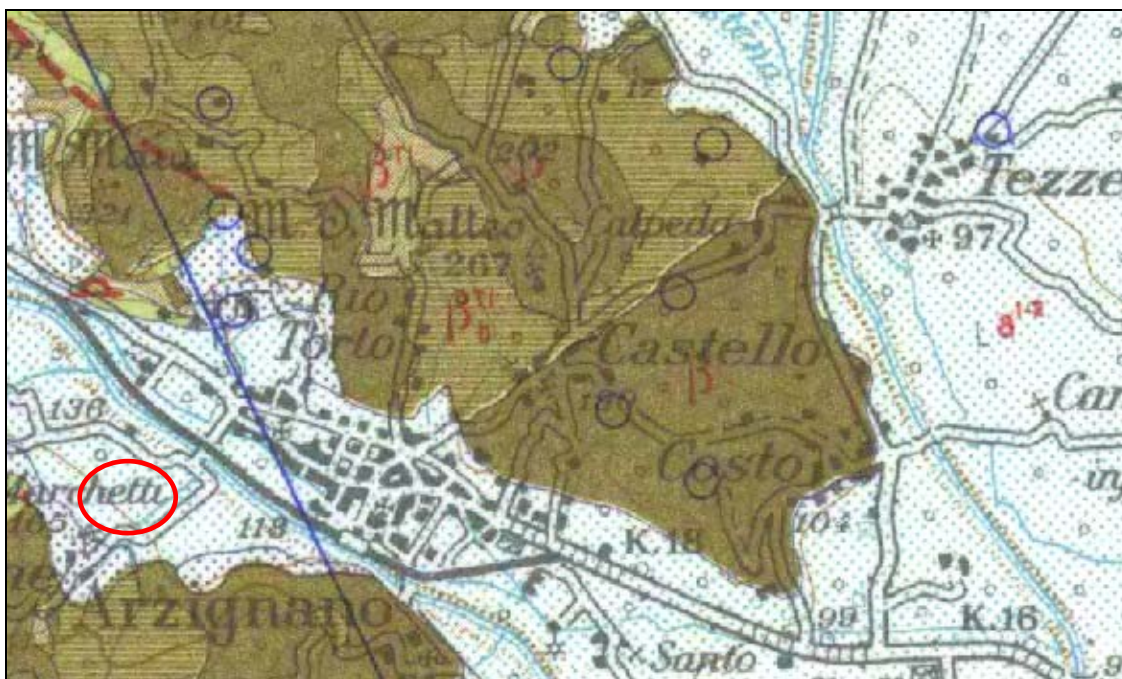
2. RELAZIONE GEOLOGICA

Geologia: l'area in esame si trova sul fondovalle alluvionale della Valle del Chiampo, caratterizzato dalla presenza di alluvioni di natura ghiaioso-ciottolosa-sabbiosa, con copertura coesiva argilloso-limosa di alcuni metri di spessore. Si ritrovano anche trovanti di grosse dimensioni. Localmente la frazione fine diviene importante in relazione agli apporti di sedimenti argillosi provenienti dalle valli laterali.

Lo spessore del fondovalle varia da valori superiori ai 100 m alla confluenza tra la valle della Chiampo con quella dell'Agno e a valori quasi nulli a San Pietro Mussolino, nel letto del fiume ove affiora il substrato roccioso.

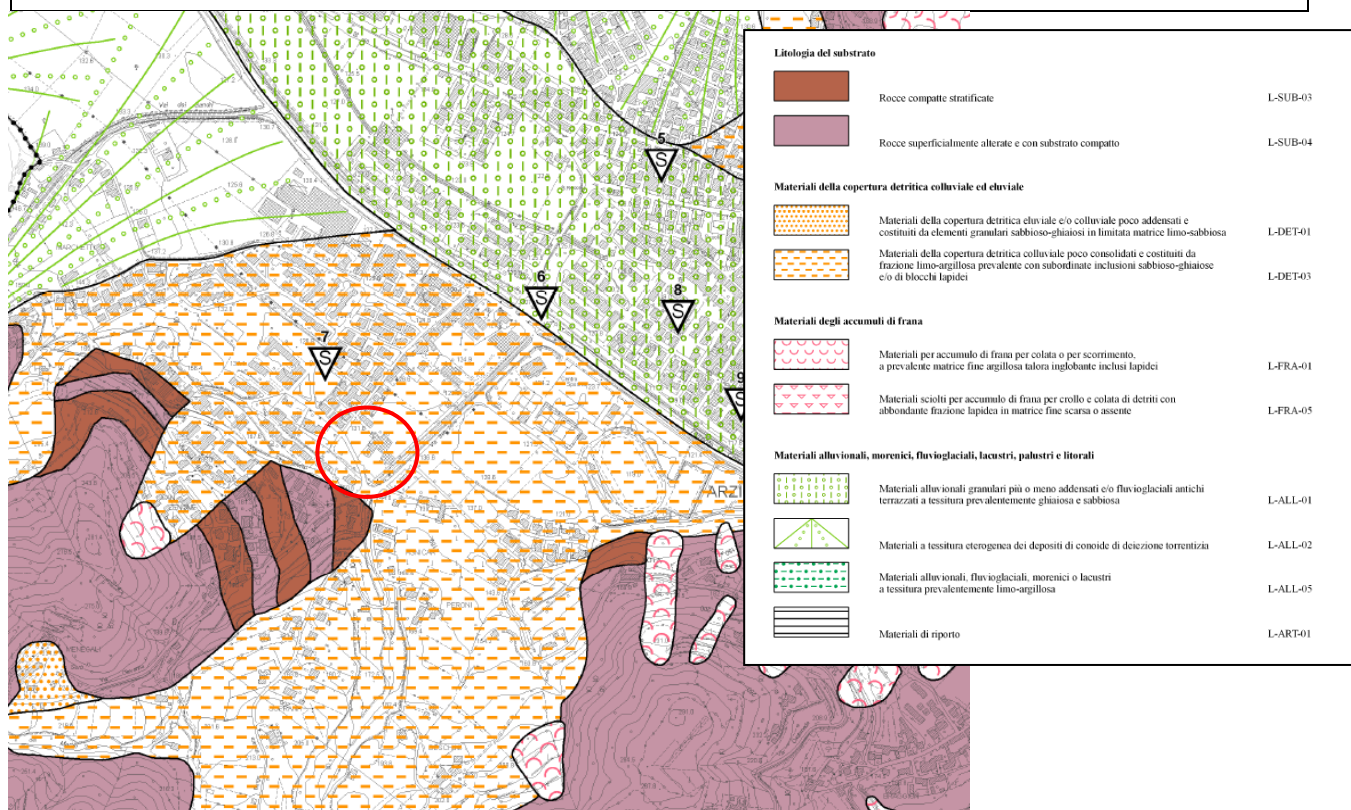
Il lotto in esame è caratterizzato dalla presenza dei materiali detritico-argillosi della conoide della val Mora, sovrastanti le alluvioni classificabili come ghiaie con sabbia, limose e debolmente argillose con trovanti litoidi di grosse dimensioni.

Dal punto di vista strutturale la zona è inseribile all'interno del semigraben Alpone-Agno, una fossa tettonica all'interno della quale si depositarono le vulcaniti eoceniche. Le lineazioni principali presenti nell'area sono parallele alla faglia di Castelvero con direzione NW-SE.



Estratto della Carta Geologica d'Italia (Foglio 49 "Verona"), in rosso l'area indagata;

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO



Estratto della Carta Geologica del PAT di Arzignano (Dolomiti Studio 2015)

Geomorfologia: la parte bassa della valle del Chiampo è caratterizzata dalla presenza di due versanti che degradano dolcemente verso il fondovalle, per la presenza delle vulcaniti eoceniche più facilmente erodibili, che conferiscono al paesaggio una morfologia dolce. Il fondovalle in prossimità di Arzignano ha un'ampiezza di circa 1 km e si presenta molto urbanizzato. Molto spesso in corrispondenza delle confluenze con le valli laterali, è caratterizzato dalla presenza di conoidi alluvionali, che costituendo la superficie di raccordo tra il fondovalle ed i fianchi vallivi addolciscono localmente questo passaggio morfologico. La valle del Chiampo è caratterizzata storicamente da molti movimenti franosi, localizzati soprattutto nella fascia di versante formata dal complesso eruttivo basaltico. I dissesti quasi mai interessano il substrato roccioso, ma solo la coltre di copertura che pressoché ovunque nasconde il substrato. Tale coltre, prevalentemente argillosa, può raggiungere spessori anche di 15-20 m.

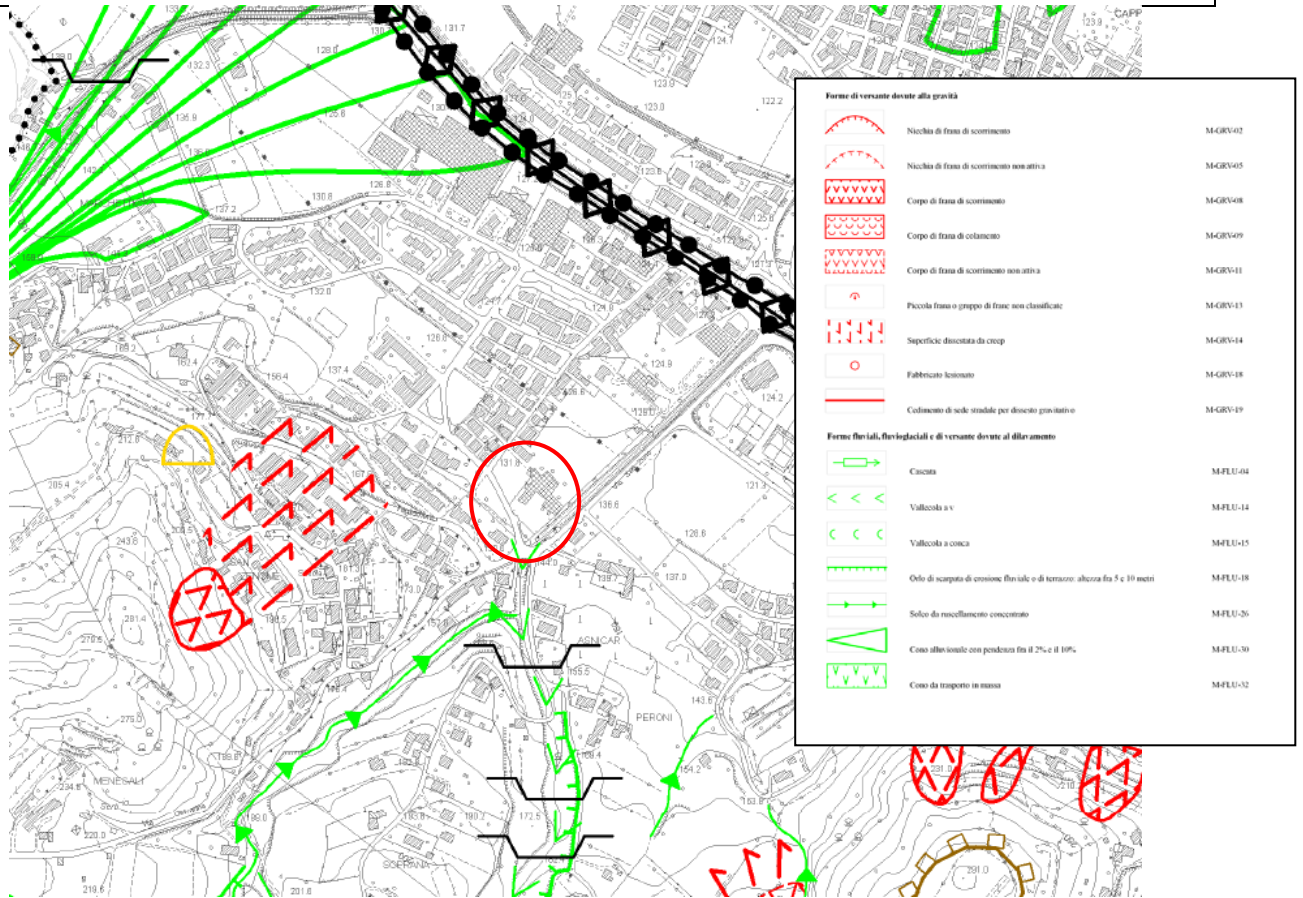
Oltre alle cause naturali (notevole estensione delle vulcaniti ed elevata piovosità) anche l'azione dell'uomo (abbandono progressivo dell'attività agricola e sfruttamento scriteriato delle cave) ha determinato questa situazione di forte instabilità dei versanti.

Come si evince dalla carta geomorfologia sottostante l'area in esame si trova sulla conoide della val Mora che costituisce il raccordo topografico tra il versante occidentale e il fondovalle. Il lotto in esame è caratterizzato da pendenze lievi, per cui non vi è alcun problema dal punto di vista della stabilità geomorfologica del sito.

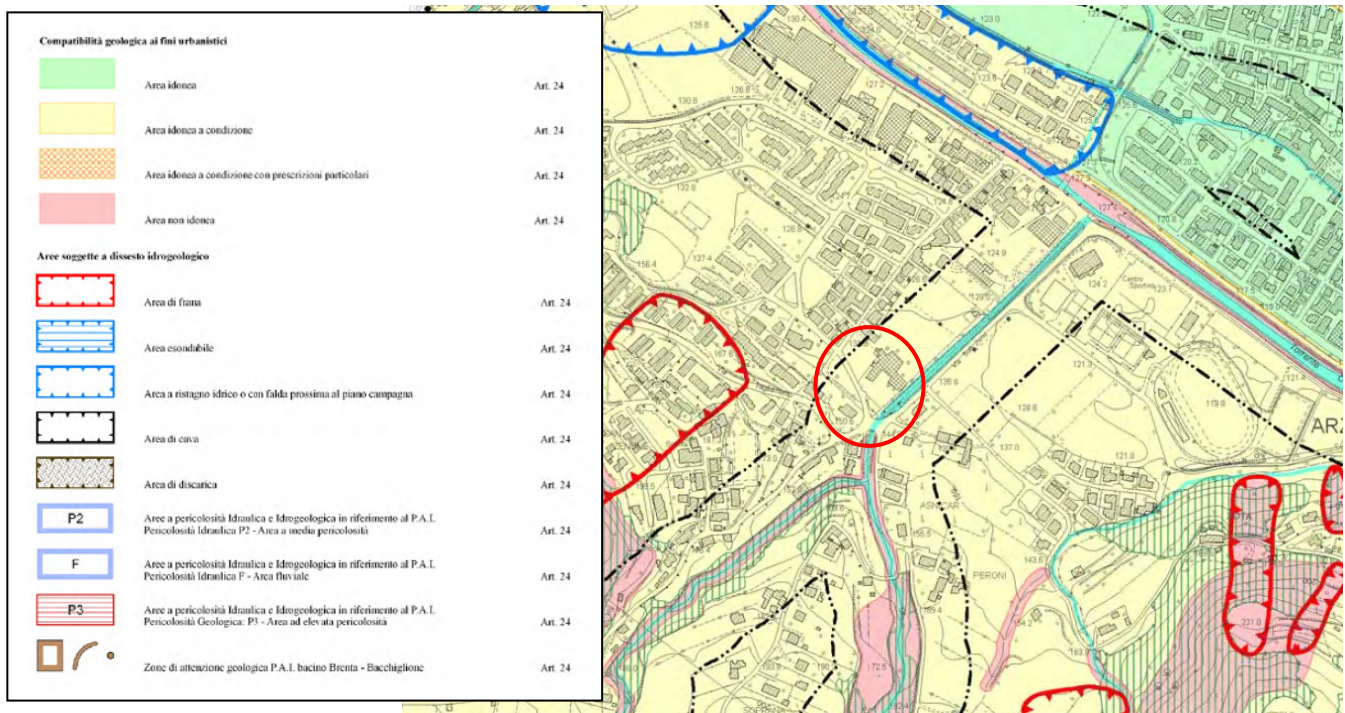
Il sito non rientra nelle aree perimetrate a pericolosità di frana dal P.A.I. dell'Adige.

Il sito è classificato dalla carta della fragilità del PAT di Arzignano come area idonea a condizione.

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO



Estratto della Carta Geomorfologica del PAT di Arzignano (Dolomiti Studio 2015)



Estratto della Carta delle fragilità del PAT di Arzignano

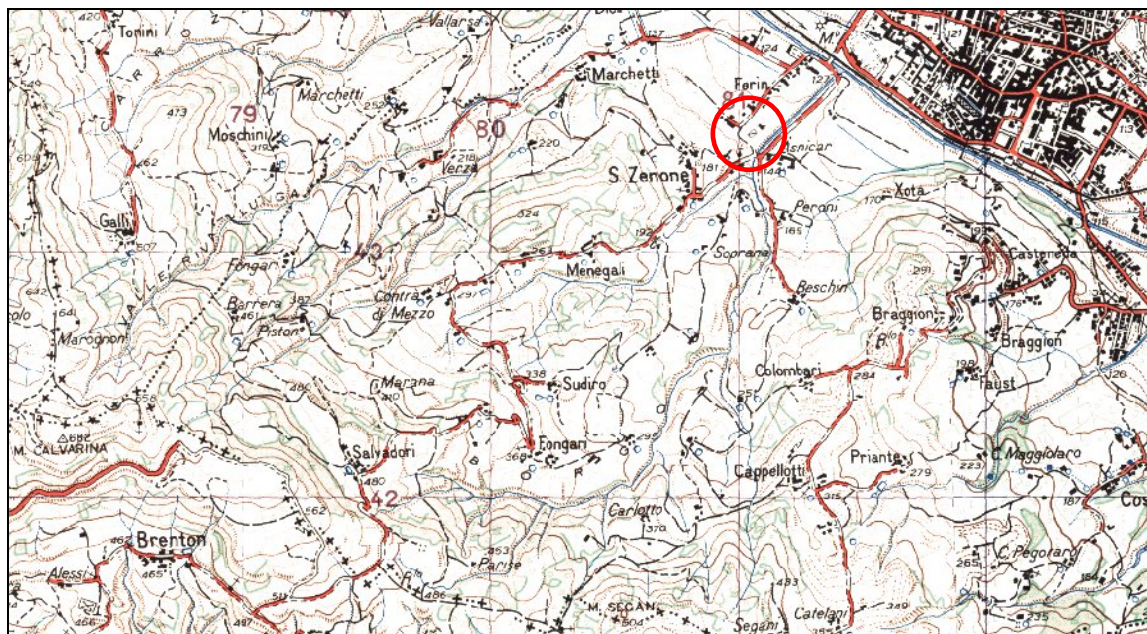
Idrologia: Il territorio comunale di Arzignano è caratterizzato da una ricca rete idrografica, in cui si possono distinguere quattro corsi d'acqua principali: il torrente Chiampo che attraversa il territorio in direzione NW-SE e il fiume Agno-Guà che lo attraversa in direzione NNW-SSE, il torrente Restena, importante per lunghezza ed estensione del suo bacino, che dà luogo alla valle omonima e confluisce nell'Agno-Guà all'altezza dell'abitato di Tezze, e il torrente Poscola che delimita ad est il confine.

Il bacino del Chiampo ha origine a sud della conca di Recoaro, dove in prossimità di Passo Scagina nasce il torrente Chiampo. Il corso d'acqua seguendo la morfologia della valle mantiene una direzione generale NNW-SSE fino allo sbocco in pianura in prossimità dell'abitato di Montebello, dove volta bruscamente dirigendosi in direzione di Verona, in prossimità della quale confluisce nel fiume Adige.

La forma stretta e allungata della valle consente l'esistenza di un unico corso d'acqua di discrete dimensioni, il torrente Chiampo; nella valle principale s'immettono numerose vallette trasversali, che drenano bacini di dimensioni limitate, e che fanno assumere al bacino un aspetto dendritico.

Sul fondo valle altro elemento idrografico importante è la Roggia di Arzignano, che ha un andamento parallelo a quello del Chiampo al quale è intimamente connessa, e che drena un bacino in parte costituito da valli collinari, in parte da insediamenti civili, e da terreni agricoli.

La lottizzazione in esame si trova in adiacenza alla val Mora, valle tributaria del T. Chiampo, che raccoglie i contributi di una grossa parte di versante compresa tra il Monte Calvarina e il Monte Segan. Il corso d'acqua della valle presenta sempre un minimo deflusso idrico che in corrispondenza con eventi piovosi intensi diventa rilevante.



Estratto da Carta I.G.M. scala 1:25.000, in rosso l'area indagata;

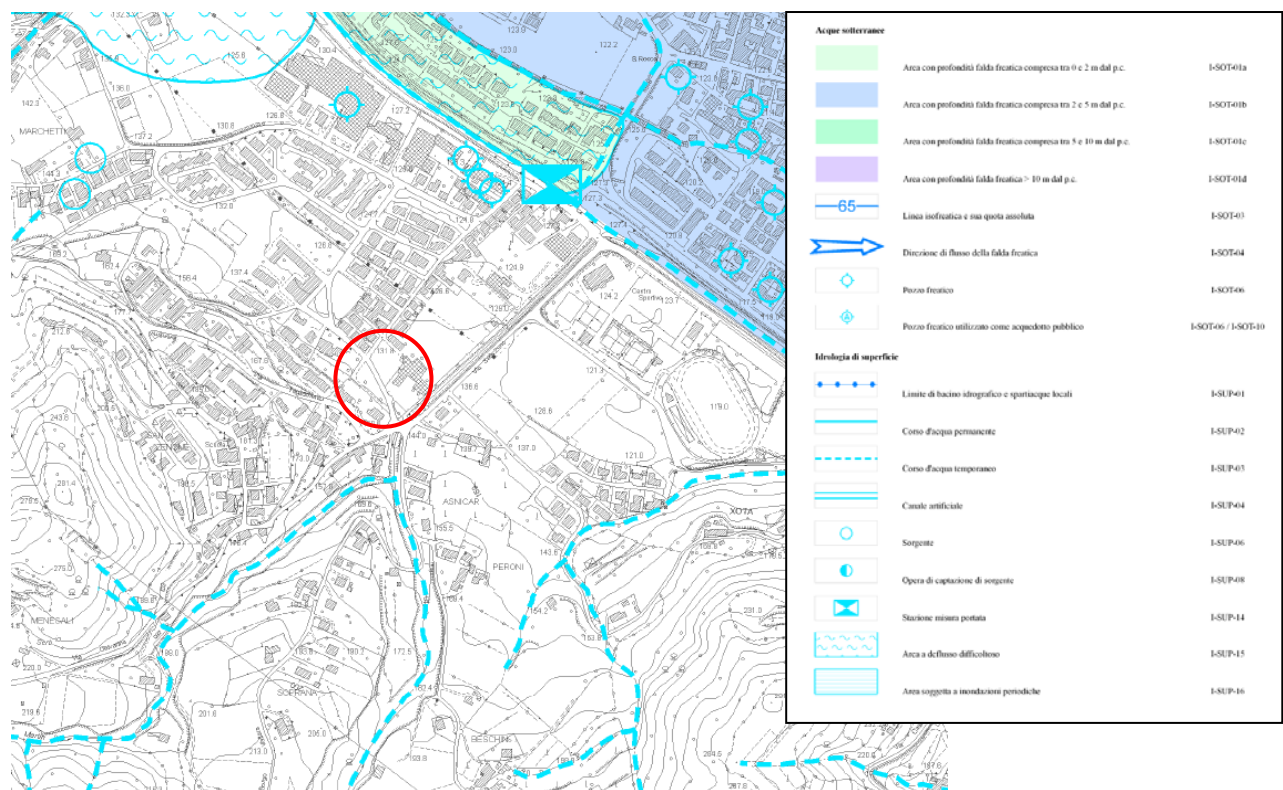
Vista la differenza di quota e la buona arginatura della valle sopraccitata il sito può considerarsi stabile dal punto di vista idraulico. Il sito non rientra nelle aree perimetrate a pericolosità idraulica dal P.A.I. dell'Adige.

Idrogeologia: La permeabilità del materasso alluvionale è variabile in funzione della natura del terreno, a seconda che la zona si sviluppi esclusivamente sui depositi vallivi grossolani o su quelli a carattere limo argilloso di alterazione vulcanica.

Il materasso alluvionale, avente in questo tratto di valle uno spessore di 75 m, alloggia una falda idrica a carattere freatico molto consistente con caratteri di buona ricarica e in corrispondenza delle intercalazioni argillose realmente discontinue l'acquifero non confinato assume carattere di risalienza (acquifero confinato). In alcuni casi i livelli argillosi permettono l'esistenza di modeste falde isolate (falde sospese) da essi sostenute.

La falda è generalmente in rapporto idraulico con il corso d'acqua con il quale ha localmente scambi continui. Il livello della falda è normalmente uguale o di poco superiore o inferiore a quello del fiume, dipendente dalle condizioni idrogeologiche locali e dalle differenti fasi di regime del torrente (escursione annua di 10 m circa).

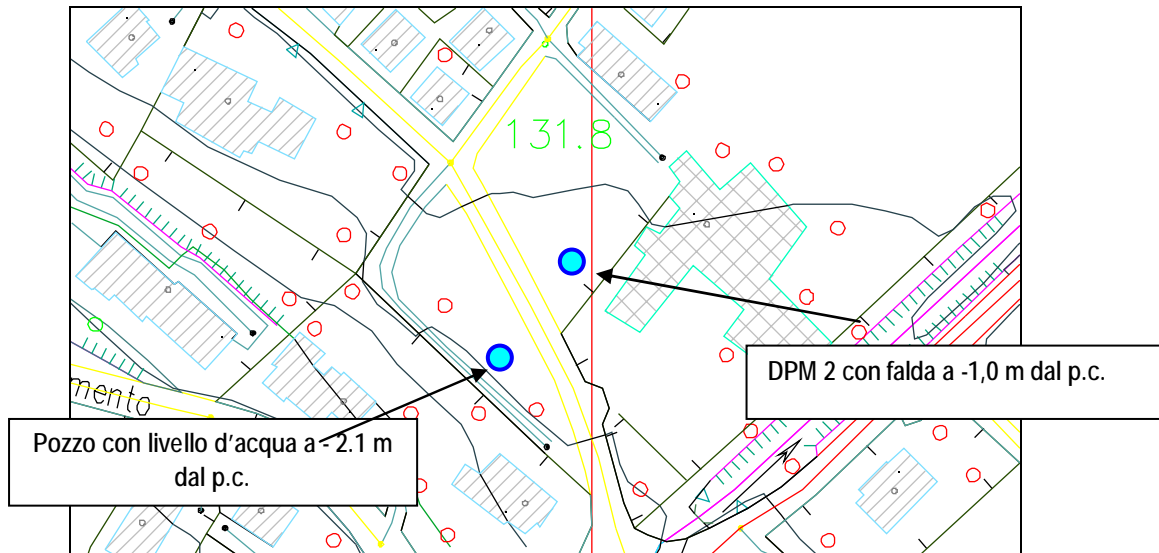
L'andamento dei deflussi sotterranei segue a grandi linee quello dei deflussi superficiali (Torrente Chiampo). Alcune anomalie sono riconducibili alla presenza del sottosuolo di lenti impermeabili (diminuzione della velocità di deflusso) o a situazioni antropiche di sfruttamento (pozzi ad uso acquedottistico o industriale).



Estratto della Carta Idrogeologica del PAT di Arzignano (Dolomiti Studio 2015)

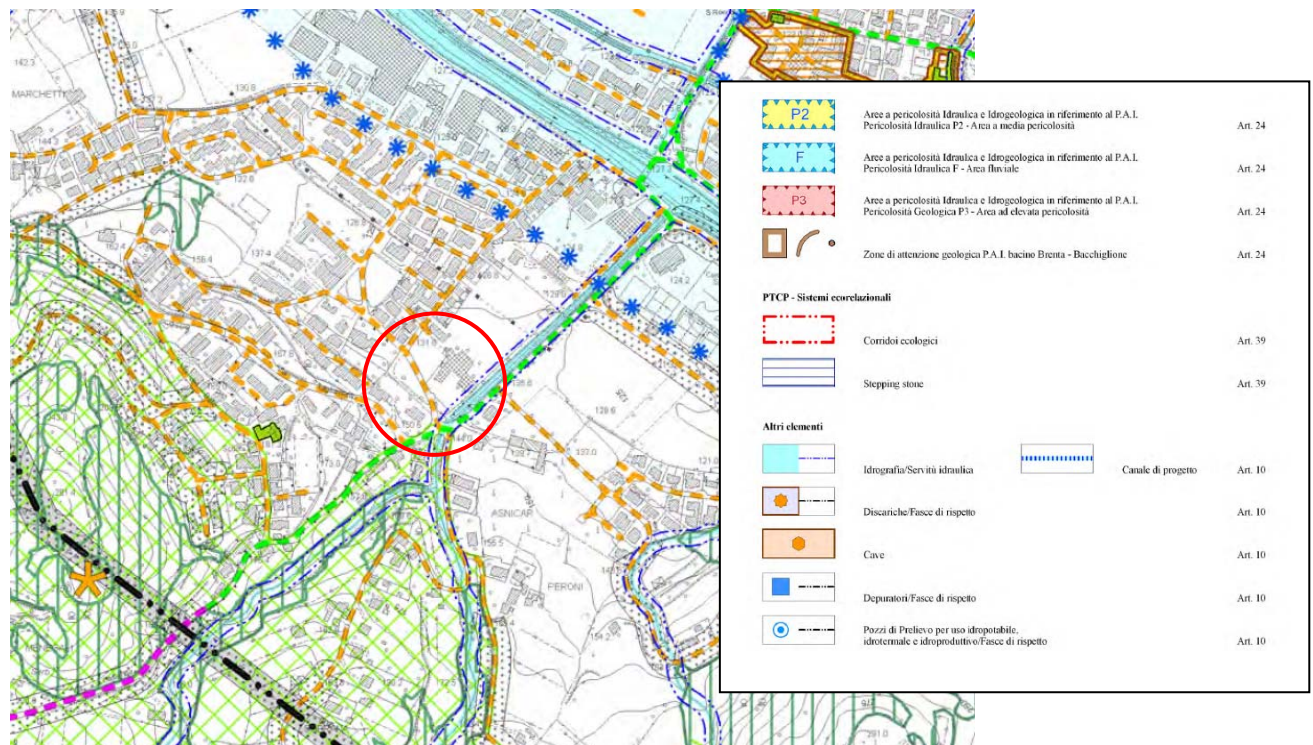
Durante l'esecuzione della indagini geognostiche la falda è stata individuata solo nel punto d'indagine DPM3 (-1,2 m dal p.c. il giorno 24/09/2009 e -0,9 m dal p.c. il giorno 30/09/2009).

La presenza di un pozzo nel lotto superiore al di sopra della strada comunale della profondità di circa 2,5 m e con falda a -2,1 m dal p.c (30/09/2009) indica la presenza di una falda superficiale, che si forma all'interno della conoide.



Estratto della Carta CTR con indicazione dei punti in cui è stata rilevata la presenza di acqua

Il sito non rientra nelle aree di rispetto degli attingimenti pubblici acquedottistici come si evince dalla carta dei vincoli del PAT di Arzignano.



Estratto della Carta dei vincoli del PAT di Arzignano

3. RELAZIONE GEOTECNICA

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

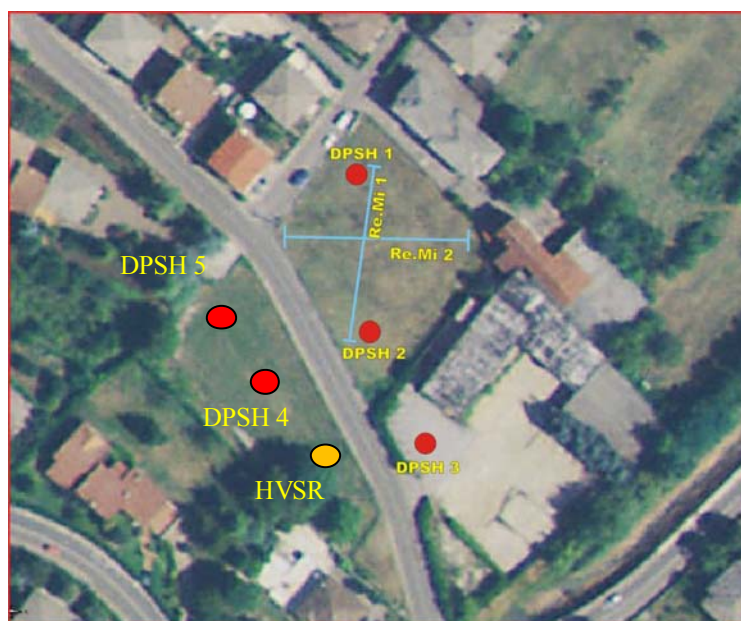
Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

NTC 2008 – DM 14/012008

La presente relazione si basa su n. 5 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH), condotte fino alla profondità massima di -6,2 m dal p.c., sull'esecuzione di n. 2 stendimenti sismici in onde S per determinazione dei sismostrati e della velocità delle onde S fino alla profondità di -30 m dal p.c. (parametro V_{S30}), e di n. 1 prospezione sismica passiva con tecnica HVSR per la determinazione della frequenza di risonanza del sito, della sismostratigrafia locale in onde di taglio, del parametro V_{s30} e della categoria sismica del suolo di fondazione, e sull'analisi di dati bibliografici riguardanti alcune indagini geognostiche eseguite dagli scriventi su aree limitrofe.

Di seguito si riporta l'ubicazione delle indagini penetrometriche e sismiche su estratto planimetrico, mentre l'ubicazione delle trincee è consultabile nella sezione dedicata alla relazione tecnica per caratterizzazione ambientale; in successione l'analisi descrittiva di ciascuna tipologia di indagine.



Ubicazione prove penetrometriche e indagini sismiche

Prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH)

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi di 20 cm) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- altezza libera caduta H
- peso massa battente M
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α)
- avanzamento (penetrazione)
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof.max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	M \leq 10	8
Medio	DPM (Medium)	10 < M < 40	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	40 < M < 60	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	M \geq 60	25

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH TG 63-200 PAGANI

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	0,63 Kg
Diametro punta conica	51,00 mm
Area di base punta	20,43 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,40 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1,472
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di riportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt}. Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{SPT} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M = peso massa battente;
- M' = peso aste;
- H = altezza di caduta;
- A = area base punta conica;
- δ = passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd}

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot e \cdot (M + P)} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{A \cdot \delta \cdot (M + P)}$$

- R_{pd} = resistenza dinamica punta (area A);
- e = infissione media per colpo (l/N);
- M = peso massa battente (altezza caduta H);
- P = peso totale aste e sistema battuta.

All'estrazione delle aste è stato installato un tubo piezometrico per il rilievo della quota di falda dal p.c. dalle misure è risultato che, in data d'indagine, non erano presenti fenomeni di filtrazione.

Caratteristiche meccaniche del terreno

Le caratteristiche meccaniche dei terreni in esame sono desunte tramite correlazioni con dati penetrometrici:

PENETROMETRO DINAMICO

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico DynamicProbing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenze alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media + s

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media - s

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Liquefazione

Permette di calcolare utilizzando dati N_{spt} il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi). Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se N_{spt} dello strato considerato risulta inferiore a N_{spt} critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione N_{spt} in presenza di falda

$$N_{spt} \text{ corretto} = 15 + 0.5 \times (N_{spt} - 15)$$

N_{spt} è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

Angolo di Attrito

Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)

Densità relativa(%).



STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA
GEOFISICA , IDROGEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

Skempton (1986) elaborazione valida per **limi esabbiesabbie da fini a grossolane** NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y)

- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Modulo Edometrico

- Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948-1967. Correlazione valida per peso specifico del materiale pari a circa $\rho = 2,65$ t/mc e per peso di volume secco variabile da 1,33 ($N_{spt} = 0$) a 1,99 ($N_{spt} = 95$)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

- Seed-Idriss 1978-1981 . Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio σ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/sec)

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki&Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.

Robertson e Campanella (1983) e Imai&Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione (K_0)

- Navfac 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso .

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Schmertmann 1975 C_u (Kg/cmq) (valori medi), valida per argille e limi argillosi con $N_c=20$ e $Q_c/N_{spt}=2$.
- Schmertmann 1975 C_u (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC .

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_0)

- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$) - da esperienze su argille glaciali .

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
 DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
 Tel. 3382727007

Web: www.alpogeo.it - www.alpogeo.com mail: info@alpogeo.it - studiogeologia.sf@libero.it



STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA
GEOFISICA , IDROGEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

Modulo Di Young (E_y)

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. >15
- D'Appollonia ed altri (1983) - correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Correlazione Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967), valida per condizioni specifiche: peso specifico del materiale pari a circa $G=2,70$ (t/mc) e per indici dei vuoti variabili da 1,833 (N_{spt}=0) a 0,545 (N_{spt}=28)

Le correlazioni suddette sono naturalmente approssimate, mancando riscontri diretti in laboratorio su campioni indisturbati di terreno, specialmente per quanto riguarda la compressibilità. Riportiamo a seguito la foto dell'esecuzione delle indagini; segue l'elaborazione.



Esecuzione indagini DPSH

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

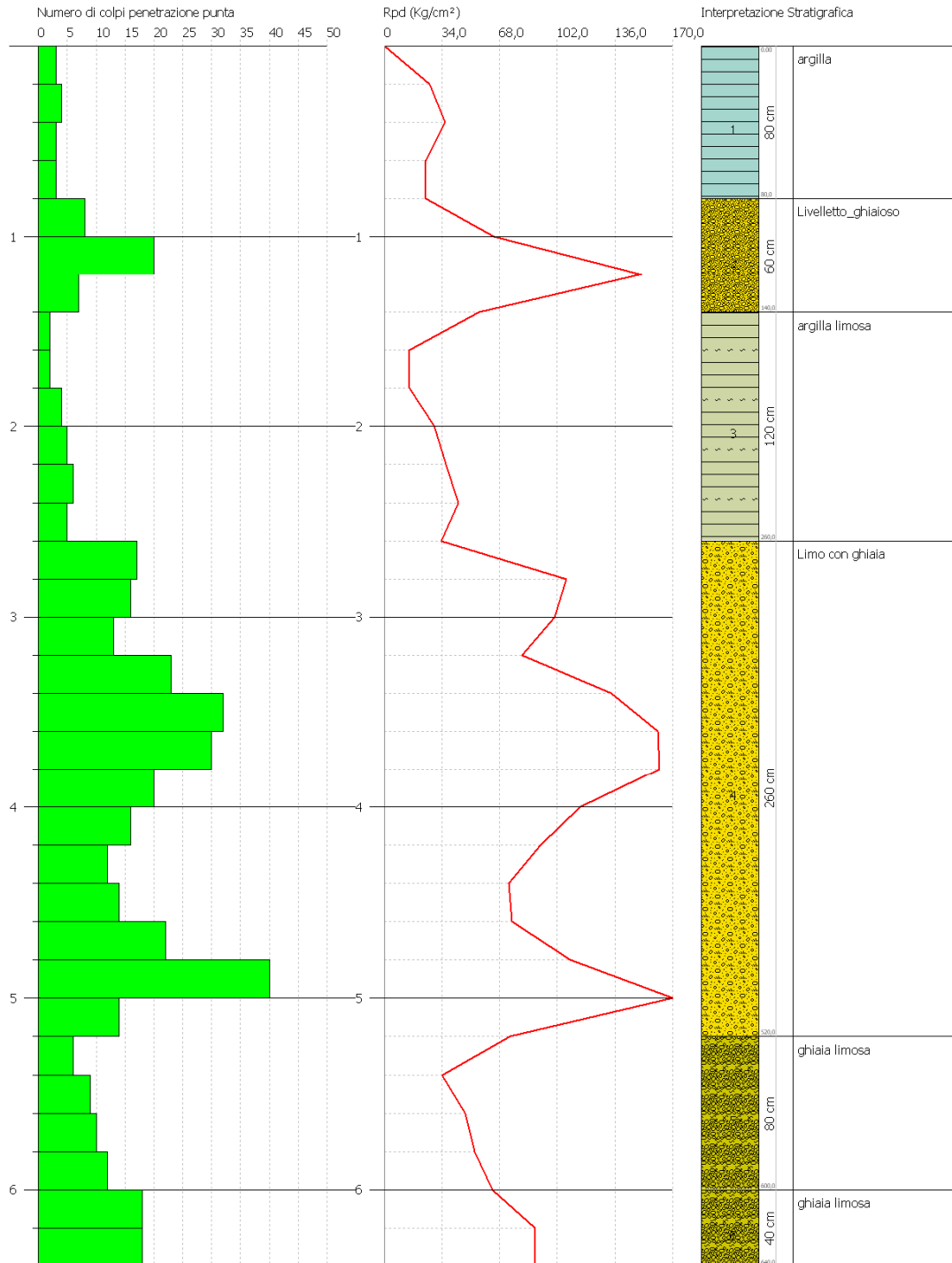
Dott. Matteo Scalzotto GEOLOGO
 Via Alpone, 7
 37030 Terrassa di Roncà (VR)
 www.alpogeo.it

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH1
 Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: BERNARDINI
 Cantiere: LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE
 Località: SAN ZENO - ARZIGNANO (VI)

Data: 24/09/2009

Scala 1:30



DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
 DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
 Tel. 3382727007

Web: www.alpogeo.it - www.alpogeo.com mail: info@alpogeo.it - studiogeologia.sf@libero.it

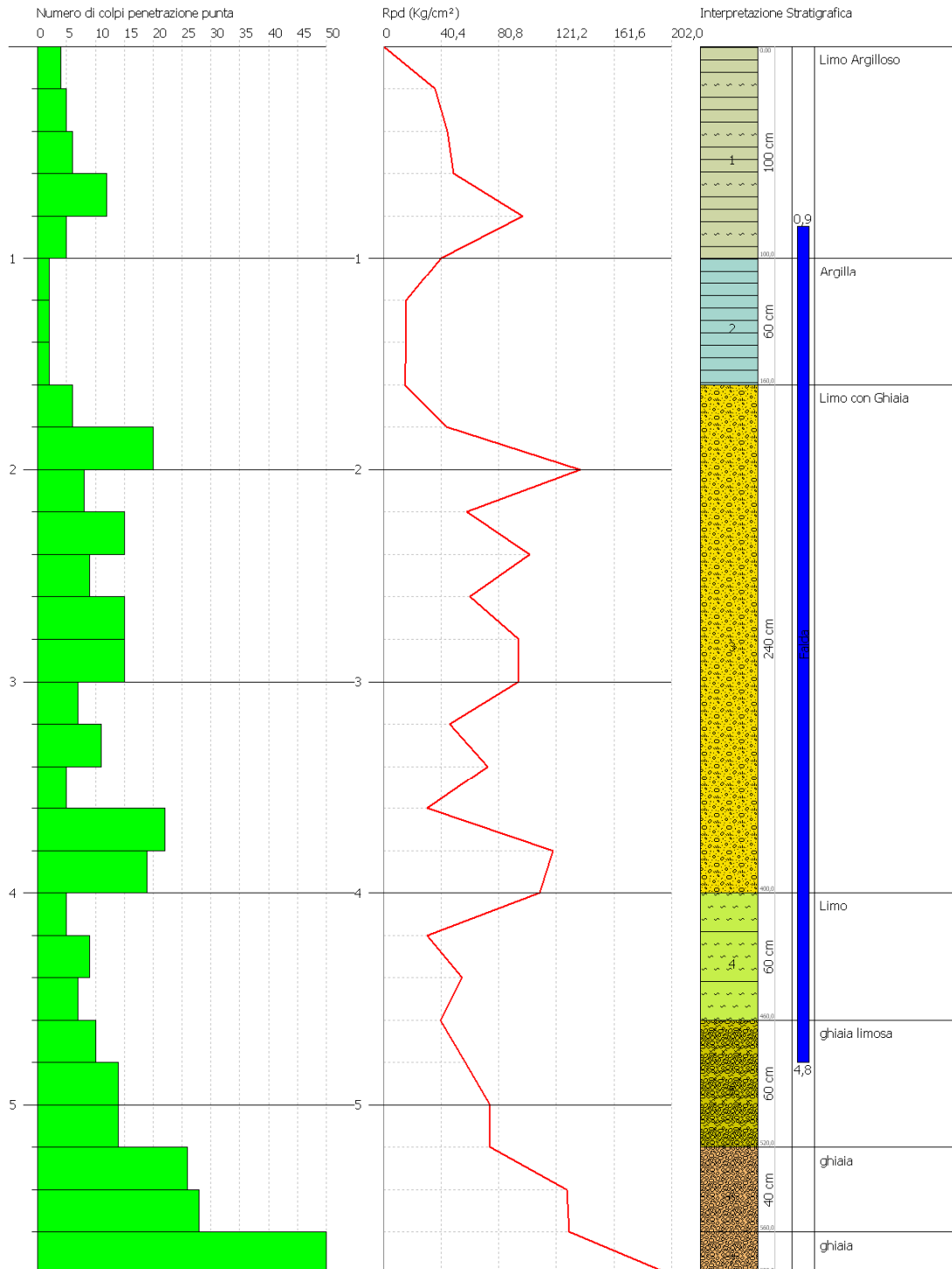
Dott. Matteo Scalzotto GEOLOGO
 Via Alpone, 7
 37030 Terrassa di Ronca (VR)
 www.alpogeo.it

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH2
 Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: BERNARDINI
 Cantiere: LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE
 Località: SAN ZENO - ARZIGNANO (VI)

Data: 24/09/2009

Scala 1:27



DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
 DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
 Tel. 3382727007

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

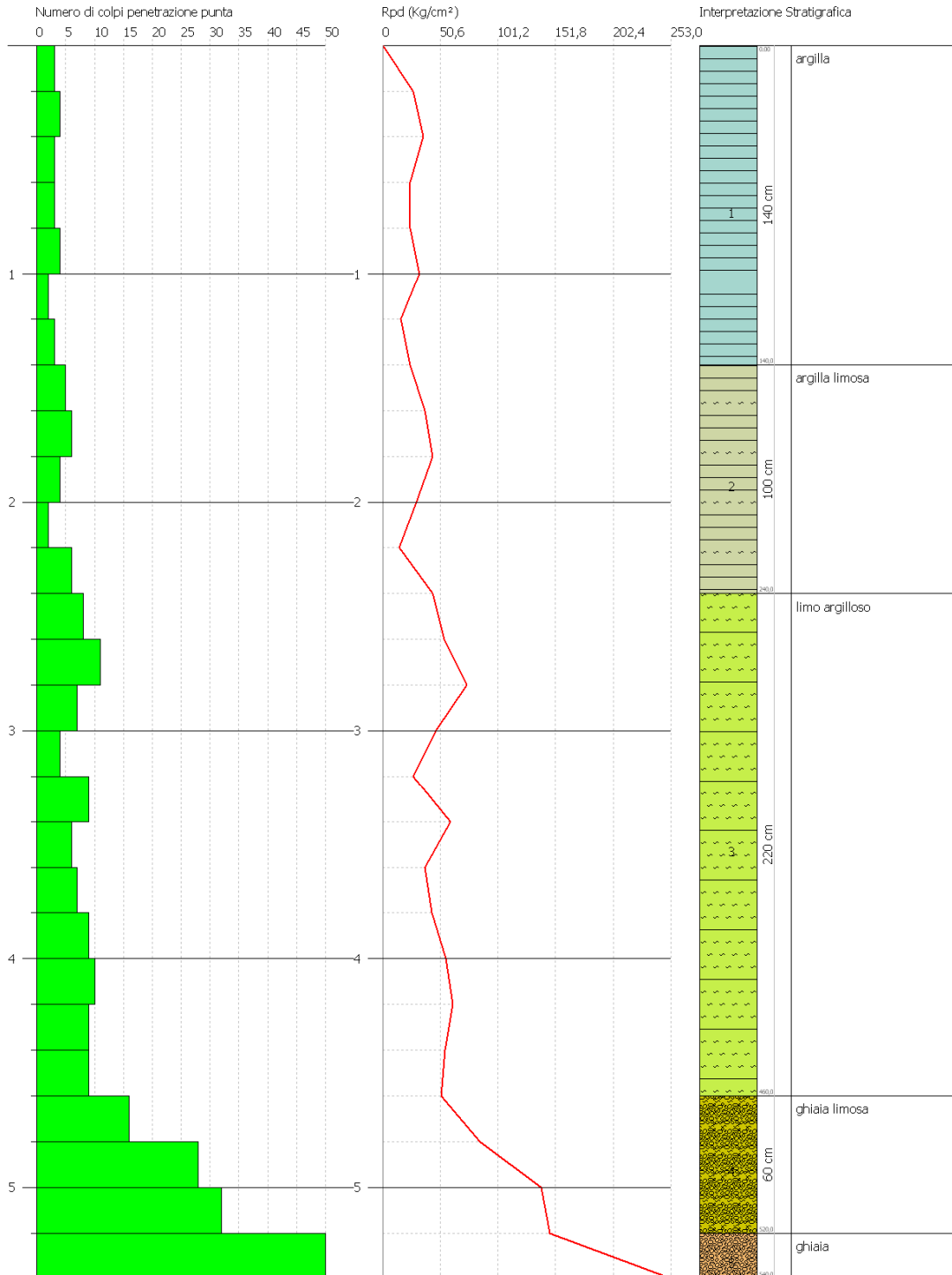
Dott. Matteo Scalzotto GEOLOGO
 Via Alpone, 7
 37030 Terrassa di Ronca' (VR)
 www.alpogeo.it

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 3
 Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: BERNARDINI
 Cantiere: LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE
 Località: SAN ZENO - ARZIGNANO (VI)

Data: 24/09/2009

Scala 1:25



DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
 DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
 Tel. 3382727007

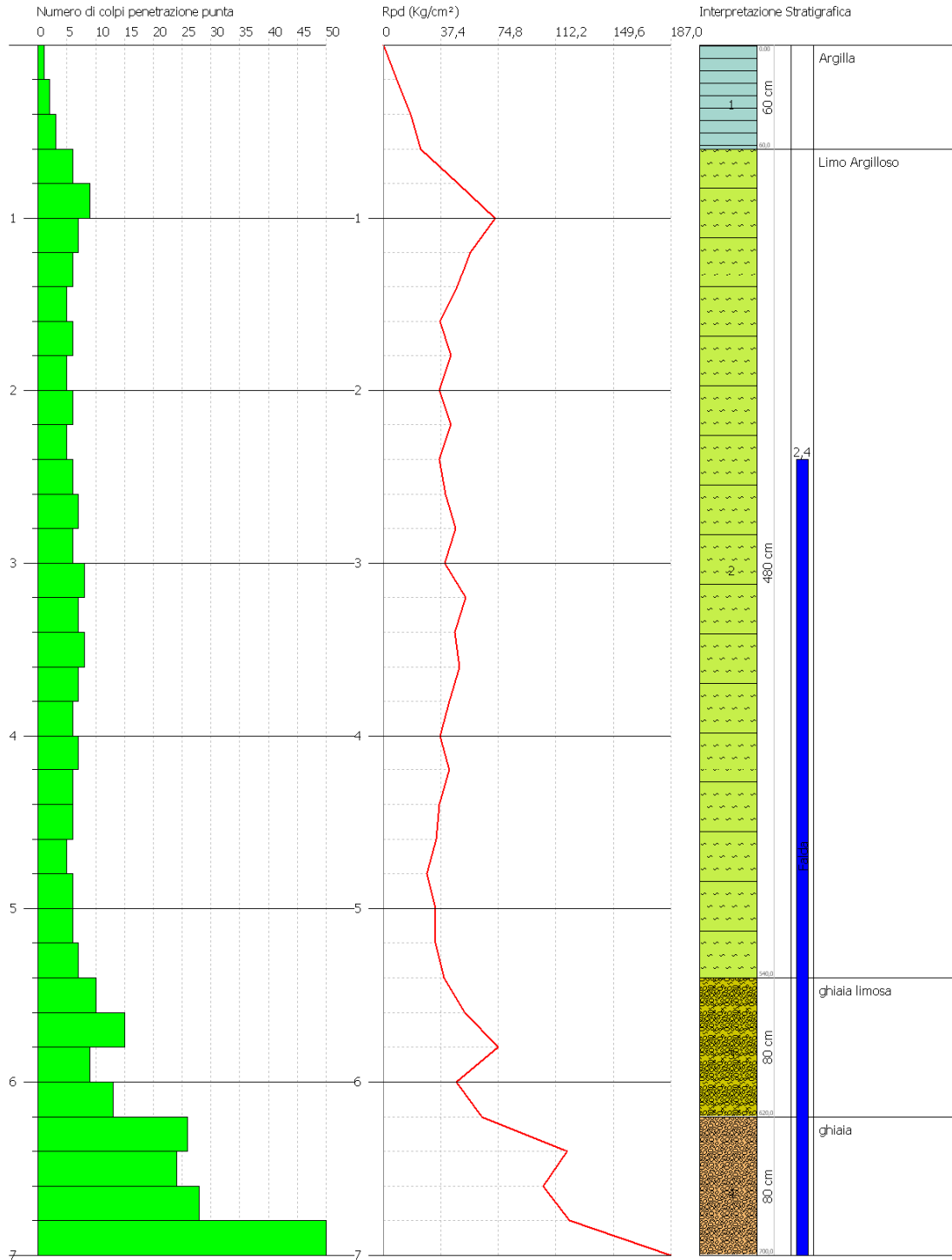
Dott. Matteo Scalzotto GEOLOGO
 Via Alpone, 7
 37030 Terrassa di Roncà (VR)
 www.alpogeo.it

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH4
 Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Bernardini
 Cantiere: Lottizzazione
 Località: Arzignano

Data: 10/04/2015

Scala 1:33



DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
 DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCÀ (VR)
 Tel. 3382727007

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

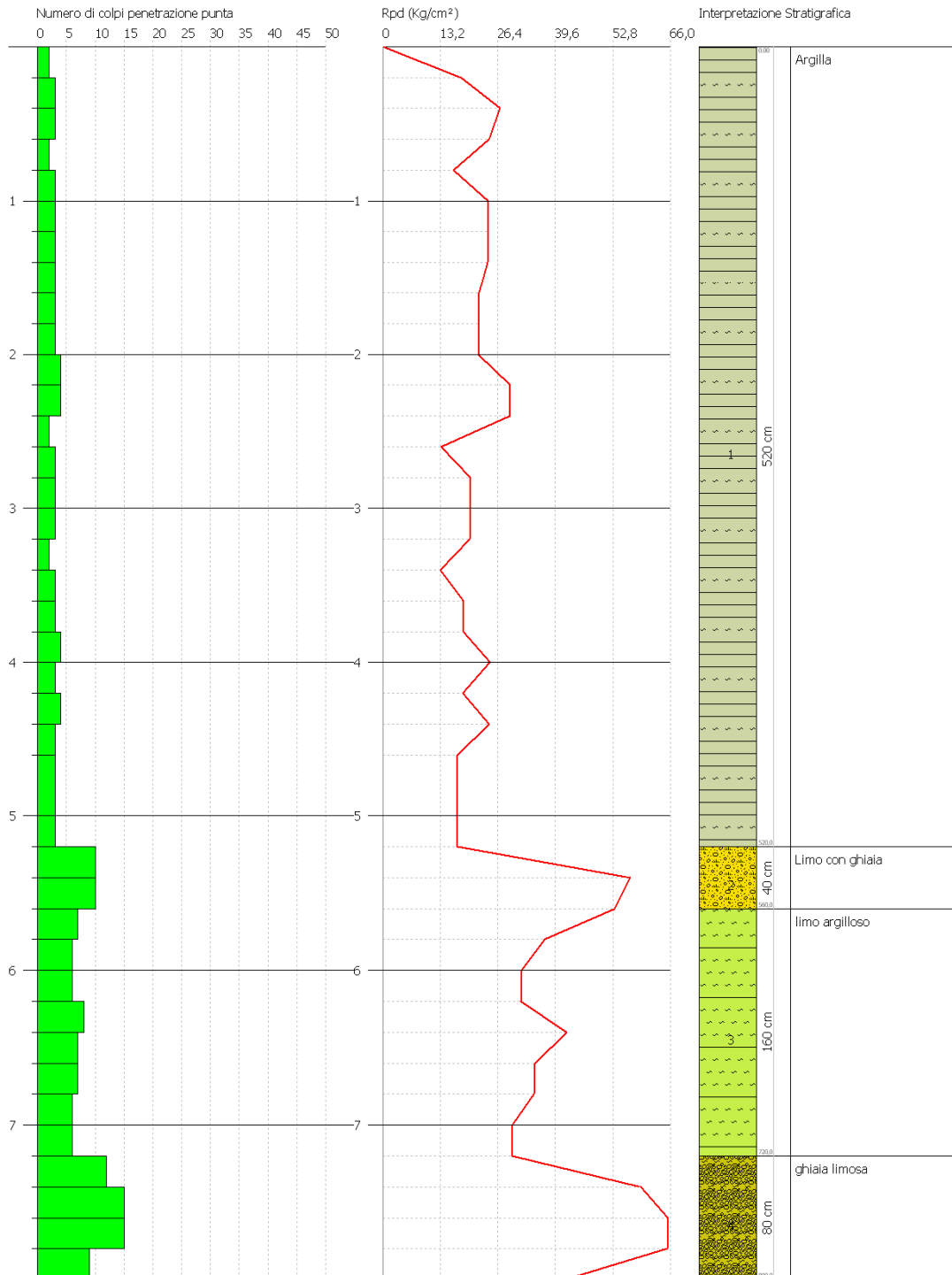
Dott. Matteo Scalzotto GEOLOGO
 Via Alpone, 7
 37030 Terrassa di Ronca' (VR)
 www.alpogeo.it

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPHS5
 Strumento utilizzato... DPHS TG 63-200 PAGANI

Committente: Bernardini
 Cantiere: Lottizzazione
 Località: Arzignano

Data: 10/04/2015

Scala 1:37



DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
 DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
 Tel. 3382727007

PROVA ...DPSH1

Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI
 Prova eseguita in data 24/09/09
 Profondità prova 6.40 mt
 Quota 35.00 mt
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	3	0.855	26.94	31.52	1.35	1.58
0.40	4	0.851	35.76	42.03	1.79	2.10
0.60	3	0.847	24.50	28.93	1.23	1.45
0.80	3	0.843	24.40	28.93	1.22	1.45
1.00	8	0.840	64.78	77.15	3.24	3.86
1.20	20	0.786	151.65	192.87	7.58	9.64
1.40	7	0.833	56.22	67.50	2.81	3.38
1.60	2	0.830	14.78	17.82	0.74	0.89
1.80	2	0.826	14.73	17.82	0.74	0.89
2.00	4	0.823	29.34	35.64	1.47	1.78
2.20	5	0.820	36.54	44.55	1.83	2.23
2.40	6	0.817	43.69	53.47	2.18	2.67
2.60	5	0.814	33.72	41.41	1.69	2.07
2.80	17	0.761	107.20	140.79	5.36	7.04
3.00	16	0.759	100.53	132.51	5.03	6.63
3.20	13	0.756	81.39	107.66	4.07	5.38
3.40	23	0.703	133.98	190.48	6.70	9.52
3.60	32	0.651	161.11	247.54	8.06	12.38
3.80	30	0.698	162.08	232.07	8.10	11.60
4.00	20	0.746	115.42	154.71	5.77	7.74
4.20	16	0.744	92.05	123.77	4.60	6.19
4.40	12	0.791	73.47	92.83	3.67	4.64
4.60	14	0.739	75.10	101.60	3.76	5.08
4.80	22	0.687	109.70	159.65	5.48	7.98
5.00	40	0.585	169.82	290.28	8.49	14.51
5.20	14	0.733	74.47	101.60	3.72	5.08
5.40	6	0.781	34.01	43.54	1.70	2.18
5.60	9	0.779	47.92	61.51	2.40	3.08
5.80	10	0.777	53.12	68.34	2.66	3.42
6.00	12	0.775	63.60	82.01	3.18	4.10
6.20	18	0.724	89.03	123.01	4.45	6.15
6.40	18	0.722	88.82	123.01	4.44	6.15

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0.8	3.25	32.83486	Coesivo	0	1.75	0.0	0.07	1.489	4.84	argilla
1.4	11.67	112.4747	Incoerente	0	1.94	1.96	0.2	1.489	17.38	Livelletto_ghiaioso
2.6	4	35.07824	Coesivo	0	1.81	1.89	0.37	1.489	5.96	argilla limosa
5.2	20.69	159.6876	Incoerente	0	2.14	2.05	0.75	1.489	30.81	Limo con ghiaia
6	9.25	63.83423	Incoerente	0	1.85	1.94	1.1	1.489	13.77	ghiaia limosa
6.4	18	122.9778	Incoerente	0	2.1	2.02	1.22	1.489	26.8	ghiaia limosa

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH1

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato (1) argilla	4.84	0.00-0.80	Schmertmann 1975	0.47
Strato (3) argilla limosa	5.96	1.40-2.60	Schmertmann 1975	0.58

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato (1) argilla	4.84	0.00-0.80	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	51.16
Strato (3) argilla limosa	5.96	1.40-2.60	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	62.58

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
Strato (1) argilla	4.84	0.00-0.80	Apollonia	48.40
Strato (3) argilla limosa	5.96	1.40-2.60	Apollonia	59.60

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato (1) argilla	4.84	0.00-0.80	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
Strato (3) argilla limosa	5.96	1.40-2.60	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato (1) argilla	4.84	0.00-0.80	Meyerhof	1.75
Strato (3) argilla limosa	5.96	1.40-2.60	Meyerhof	1.81

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato (1) argilla	4.84	0.00-0.80	Meyerhof	1.88
Strato (3) argilla limosa	5.96	1.40-2.60	Meyerhof	1.89

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (2) Livello ghiaioso	17.38	0.80-1.40	17.38	Gibbs & Holtz 1957	49.45
Strato (4) Limo con ghiaia	30.81	2.60-5.20	30.81	Gibbs & Holtz 1957	52.67
Strato (5) ghiaia limosa	13.77	5.20-6.00	13.77	Gibbs & Holtz 1957	29.92
Strato (6) ghiaia limosa	26.8	6.00-6.40	26.8	Gibbs & Holtz 1957	42.82

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (2) Livelletto_ghiaioso	17.38	0.80-1.40	17.38	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	31,15
Strato (4) Limo con ghiaia	30.81	2.60-5.20	30.81	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	36,5
Strato (5) ghiaia limosa	13.77	5.20-6.00	13.77	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	29,37
Strato (6) ghiaia limosa	26.8	6.00-6.40	26.8	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	35,05

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato (2) Livelletto_ghiaioso	17.38	0.80-1.40	17.38	Bowles (1982) Sabbia Media	161.90
Strato (4) Limo con ghiaia	30.81	2.60-5.20	30.81	Bowles (1982) Sabbia Media	229.05
Strato (5) ghiaia limosa	13.77	5.20-6.00	13.77	Bowles (1982) Sabbia Media	143.85
Strato (6) ghiaia limosa	26.8	6.00-6.40	26.8	Bowles (1982) Sabbia Media	209.00

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (2) Livelletto_ghiaioso	17.38	0.80-1.40	17.38	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	63.16
Strato (4) Limo con ghiaia	30.81	2.60-5.20	30.81	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	90.75
Strato (5) ghiaia limosa	13.77	5.20-6.00	13.77	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	55.75
Strato (6) ghiaia limosa	26.8	6.00-6.40	26.8	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	82.51

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (2) Livelletto_ghiaioso	17.38	0.80-1.40	17.38	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato (4) Limo con ghiaia	30.81	2.60-5.20	30.81	Classificazione A.G.I	ADDENSATO
Strato (5) ghiaia limosa	13.77	5.20-6.00	13.77	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato (6) ghiaia limosa	26.8	6.00-6.40	26.8	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
Strato (2) Livelletto_ghiaioso	17.38	0.80-1.40	17.38	Meyerhof ed altri	1.94
Strato (4) Limo con ghiaia	30.81	2.60-5.20	30.81	Meyerhof ed altri	2.14
Strato (5) ghiaia limosa	13.77	5.20-6.00	13.77	Meyerhof ed altri	1.85
Strato (6) ghiaia limosa	26.8	6.00-6.40	26.8	Meyerhof ed altri	2.10



STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA
GEOFISICA , IDROGEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m ³)
Strato (2) Livelletto ghiaioso	17.38	0.80-1.40	17.38	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.96
Strato (4) Limo con ghiaia	30.81	2.60-5.20	30.81	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.15
Strato (5) ghiaia limosa	13.77	5.20-6.00	13.77	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.94
Strato (6) ghiaia limosa	26.8	6.00-6.40	26.8	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.12

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato (2) Livelletto ghiaioso	17.38	0.80-1.40	17.38	(A.G.I.)	0.32
Strato (4) Limo con ghiaia	30.81	2.60-5.20	30.81	(A.G.I.)	0.29
Strato (5) ghiaia limosa	13.77	5.20-6.00	13.77	(A.G.I.)	0.33
Strato (6) ghiaia limosa	26.8	6.00-6.40	26.8	(A.G.I.)	0.3

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato (2) Livelletto ghiaioso	17.38	0.80-1.40	17.38	Ohsaki (Sabbie pulite)	951.83
Strato (4) Limo con ghiaia	30.81	2.60-5.20	30.81	Ohsaki (Sabbie pulite)	1630.36
Strato (5) ghiaia limosa	13.77	5.20-6.00	13.77	Ohsaki (Sabbie pulite)	764.74
Strato (6) ghiaia limosa	26.8	6.00-6.40	26.8	Ohsaki (Sabbie pulite)	1430.08

Coefficiente spinta a Riposo $K_0 = \sigma_{H0} / P_0$

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K_0
Strato (2) Livelletto ghiaioso	17.38	0.80-1.40	17.38	Navfac 1971-1982	3.58
Strato (4) Limo con ghiaia	30.81	2.60-5.20	30.81	Navfac 1971-1982	5.72
Strato (5) ghiaia limosa	13.77	5.20-6.00	13.77	Navfac 1971-1982	2.88
Strato (6) ghiaia limosa	26.8	6.00-6.40	26.8	Navfac 1971-1982	5.15

PROVA ...DPSH2

Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI
 Prova eseguita in data 24/09/09
 Profondità prova 5.80 mt
 Quota 37.00 mt
 Falda rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	4	0.855	35.92	42.03	1.80	2.10
0.40	5	0.851	44.70	52.54	2.23	2.63
0.60	6	0.847	49.01	57.86	2.45	2.89
0.80	12	0.843	97.59	115.72	4.88	5.79
1.00	5	0.840	40.49	48.22	2.02	2.41
1.20	2	0.836	16.13	19.29	0.81	0.96
1.40	2	0.833	16.06	19.29	0.80	0.96
1.60	2	0.830	14.78	17.82	0.74	0.89
1.80	6	0.826	44.18	53.47	2.21	2.67
2.00	20	0.773	137.79	178.22	6.89	8.91
2.20	8	0.820	58.46	71.29	2.92	3.56
2.40	15	0.767	102.54	133.66	5.13	6.68
2.60	9	0.814	60.69	74.54	3.03	3.73
2.80	15	0.761	94.59	124.23	4.73	6.21
3.00	15	0.759	94.25	124.23	4.71	6.21
3.20	7	0.806	46.73	57.97	2.34	2.90
3.40	11	0.803	73.19	91.10	3.66	4.55
3.60	5	0.801	30.98	38.68	1.55	1.93
3.80	22	0.698	118.86	170.18	5.94	8.51
4.00	19	0.746	109.65	146.97	5.48	7.35
4.20	5	0.794	30.70	38.68	1.53	1.93
4.40	9	0.791	55.10	69.62	2.75	3.48
4.60	7	0.789	40.09	50.80	2.00	2.54
4.80	10	0.787	57.12	72.57	2.86	3.63
5.00	14	0.735	74.68	101.60	3.73	5.08
5.20	14	0.733	74.47	101.60	3.72	5.08
5.40	26	0.681	128.50	188.68	6.42	9.43
5.60	28	0.679	129.96	191.36	6.50	9.57
5.80	51	0.577	201.20	348.54	10.06	17.43

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
1	6.4	63.26	Coesivo	0	1.95	2.14	0.1	1.49	9.53	Limo Argilloso
1.6	2	18.8	Coesivo	0	1.63	1.86	0.21	1.49	2.98	Argilla
4	12.67	105.37	Coesivo	0	2.1	2.31	0.39	1.49	18.87	Limo con Ghiaia
4.6	7	53.03	Coesivo	0	1.98	2.18	0.58	1.49	10.42	Limo
5.2	12.67	91.91	Incoerente	0	1.97	1.97	1.05	1.49	18.87	ghiaia limosa
5.6	27	190.02	Incoerente	0	2.2	2.11	1.16	1.49	40.2	ghiaia
5.8	51	348.54	Incoerente	0	2.5	2.2	1.22	1.49	75.94	ghiaia

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH2

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo Argilloso	9.53	0.00-1.00	Schmertmann 1975	0.94
Strato (2) Argilla	2.98	1.00-1.60	Schmertmann 1975	0.29
Strato (3) Limo con Ghiaia	18.87	1.60-4.00	Schmertmann 1975	1.87
Strato (4) Limo	10.42	4.00-4.60	Schmertmann 1975	1.02

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo Argilloso	9.53	0.00-1.00	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	98.99
Strato (2) Argilla	2.98	1.00-1.60	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	32.19
Strato (3) Limo con Ghiaia	18.87	1.60-4.00	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	194.25
Strato (4) Limo	10.42	4.00-4.60	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	108.07

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo Argilloso	9.53	0.00-1.00	Apollonia	95.30
Strato (2) Argilla	2.98	1.00-1.60	Apollonia	29.80
Strato (3) Limo con Ghiaia	18.87	1.60-4.00	Apollonia	188.70
Strato (4) Limo	10.42	4.00-4.60	Apollonia	104.20

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato (1) Limo Argilloso	9.53	0.00-1.00	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE
Strato (2) Argilla	2.98	1.00-1.60	A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE
Strato (3) Limo con Ghiaia	18.87	1.60-4.00	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
Strato (4) Limo	10.42	4.00-4.60	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato (1) Limo Argilloso	9.53	0.00-1.00	Meyerhof	1.95
Strato (2) Argilla	2.98	1.00-1.60	Meyerhof	1.63
Strato (3) Limo con Ghiaia	18.87	1.60-4.00	Meyerhof	2.10
Strato (4) Limo	10.42	4.00-4.60	Meyerhof	1.98

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato (1) Limo Argilloso	9.53	0.00-1.00	Meyerhof	2.14
Strato (2) Argilla	2.98	1.00-1.60	Meyerhof	1.86
Strato (3) Limo con Ghiaia	18.87	1.60-4.00	Meyerhof	2.31
Strato (4) Limo	10.42	4.00-4.60	Meyerhof	2.18

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (5) ghiaia limosa	18.87	4.60-5.20	18.87	Gibbs & Holtz 1957	37.03
Strato (6) ghiaia	40.2	5.20-5.60	40.2	Gibbs & Holtz 1957	53.36
Strato (7) ghiaia	75.94	5.60-5.80	75.94	Gibbs & Holtz 1957	69.58

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (5) ghiaia limosa	18.87	4.60-5.20	18.87	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	31,82
Strato (6) ghiaia	40.2	5.20-5.60	40.2	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	39,56
Strato (7) ghiaia	75.94	5.60-5.80	75.94	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	48,75

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato (5) ghiaia limosa	18.87	4.60-5.20	18.87	Bowles (1982) Sabbia Media	169.35
Strato (6) ghiaia	40.2	5.20-5.60	40.2	Bowles (1982) Sabbia Media	276.00
Strato (7) ghiaia	75.94	5.60-5.80	75.94	Bowles (1982) Sabbia Media	454.70

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (5) ghiaia limosa	18.87	4.60-5.20	18.87	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	66.22
Strato (6) ghiaia	40.2	5.20-5.60	40.2	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	110.04
Strato (7) ghiaia	75.94	5.60-5.80	75.94	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	183.45

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (5) ghiaia limosa	18.87	4.60-5.20	18.87	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato (6) ghiaia	40.2	5.20-5.60	40.2	Classificazione A.G.I	ADDENSATO
Strato (7) ghiaia	75.94	5.60-5.80	75.94	Classificazione A.G.I	MOLTO ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
Strato (5) ghiaia limosa	18.87	4.60-5.20	18.87	Meyerhof ed altri	1.97
Strato (6) ghiaia	40.2	5.20-5.60	40.2	Meyerhof ed altri	2.10
Strato (7) ghiaia	75.94	5.60-5.80	75.94	Meyerhof ed altri	2.10

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m ³)
Strato (5) ghiaia limosa	18.87	4.60-5.20	18.87	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.97
Strato (6) ghiaia	40.2	5.20-5.60	40.2	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.11
Strato (7) ghiaia	75.94	5.60-5.80	75.94	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.20

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato (5) ghiaia limosa	18.87	4.60-5.20	18.87	(A.G.I.)	0.32
Strato (6) ghiaia	40.2	5.20-5.60	40.2	(A.G.I.)	0.27
Strato (7) ghiaia	75.94	5.60-5.80	75.94	(A.G.I.)	0.2

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato (5) ghiaia limosa	18.87	4.60-5.20	18.87	Ohsaki (Sabbie pulite)	1028.35
Strato (6) ghiaia	40.2	5.20-5.60	40.2	Ohsaki (Sabbie pulite)	2093.56
Strato (7) ghiaia	75.94	5.60-5.80	75.94	Ohsaki (Sabbie pulite)	3806.76

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
Strato (5) ghiaia limosa	18.87	4.60-5.20	18.87	Navfac 1971-1982	3.85
Strato (6) ghiaia	40.2	5.20-5.60	40.2	Navfac 1971-1982	6.92
Strato (7) ghiaia	75.94	5.60-5.80	75.94	Navfac 1971-1982	11.93

PROVA ...DPSH 3

Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI
 Prova eseguita in data 24/09/09
 Profondità prova 5.40 mt
 Quota 39.00 mt
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	3	0.855	26.94	31.52	1.35	1.58
0.40	4	0.851	35.76	42.03	1.79	2.10
0.60	3	0.847	24.50	28.93	1.23	1.45
0.80	3	0.843	24.40	28.93	1.22	1.45
1.00	4	0.840	32.39	38.57	1.62	1.93
1.20	2	0.836	16.13	19.29	0.81	0.96
1.40	3	0.833	24.10	28.93	1.20	1.45
1.60	5	0.830	36.96	44.55	1.85	2.23
1.80	6	0.826	44.18	53.47	2.21	2.67
2.00	4	0.823	29.34	35.64	1.47	1.78
2.20	2	0.820	14.62	17.82	0.73	0.89
2.40	6	0.817	43.69	53.47	2.18	2.67
2.60	8	0.814	53.95	66.25	2.70	3.31
2.80	11	0.811	73.92	91.10	3.70	4.55
3.00	7	0.809	46.88	57.97	2.34	2.90
3.20	4	0.806	26.70	33.13	1.34	1.66
3.40	9	0.803	59.88	74.54	2.99	3.73
3.60	6	0.801	37.17	46.41	1.86	2.32
3.80	7	0.798	43.23	54.15	2.16	2.71
4.00	9	0.796	55.42	69.62	2.77	3.48
4.20	10	0.794	61.40	77.36	3.07	3.87
4.40	9	0.791	55.10	69.62	2.75	3.48
4.60	9	0.789	51.55	65.31	2.58	3.27
4.80	16	0.737	85.59	116.11	4.28	5.81
5.00	28	0.685	139.19	203.19	6.96	10.16
5.20	32	0.633	147.00	232.22	7.35	11.61
5.40	60	0.581	252.99	435.42	12.65	21.77

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
1.4	3.14	31.20332	Coesivo	0	1.74	0.0	0.12	1.489	4.68	argilla
2.4	4.6	40.99259	Coesivo	0	1.85	0.0	0.34	1.489	6.85	argilla limosa
4.6	8.09	64.14015	Coesivo	0	2.02	0.0	0.65	1.489	12.05	limo argilloso
5.2	25.33	183.8548	Incoerente	0	2.19	0.0	0.94	1.489	37.72	ghiaia limosa
5.4	60	435.4188	Incoerente	0	2.5	0.0	1.03	1.489	89.34	ghiaia

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH 3

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato (1) argilla	4.68	0.00-1.40	Schmertmann 1975	0.46
Strato (2) argilla limosa	6.85	1.40-2.40	Schmertmann 1975	0.67
Strato (3) limo argilloso	12.05	2.40-4.60	Schmertmann 1975	1.19

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato (1) argilla	4.68	0.00-1.40	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	49.53
Strato (2) argilla limosa	6.85	1.40-2.40	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	71.66
Strato (3) limo argilloso	12.05	2.40-4.60	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	124.70

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
Strato (1) argilla	4.68	0.00-1.40	Apollonia	46.80
Strato (2) argilla limosa	6.85	1.40-2.40	Apollonia	68.50
Strato (3) limo argilloso	12.05	2.40-4.60	Apollonia	120.50

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato (1) argilla	4.68	0.00-1.40	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
Strato (2) argilla limosa	6.85	1.40-2.40	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
Strato (3) limo argilloso	12.05	2.40-4.60	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato (1) argilla	4.68	0.00-1.40	Meyerhof	1.74
Strato (2) argilla limosa	6.85	1.40-2.40	Meyerhof	1.85
Strato (3) limo argilloso	12.05	2.40-4.60	Meyerhof	2.02

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato (1) argilla	4.68	0.00-1.40	Meyerhof	1.88
Strato (2) argilla limosa	6.85	1.40-2.40	Meyerhof	1.89
Strato (3) limo argilloso	12.05	2.40-4.60	Meyerhof	2.22

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (4) ghiaia limosa	37.72	4.60-5.20	37.72	Gibbs & Holtz 1957	54.84
Strato (5) ghiaia	89.34	5.20-5.40	89.34	Gibbs & Holtz 1957	77.45

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (4) ghiaia limosa	37.72	4.60-5.20	37.72	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	38,79
Strato (5) ghiaia	89.34	5.20-5.40	89.34	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	51,61

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato (4) ghiaia limosa	37.72	4.60-5.20	37.72	Bowles (1982) Sabbia Media	263.60
Strato (5) ghiaia	89.34	5.20-5.40	89.34	Bowles (1982) Sabbia Media	521.70

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (4) ghiaia limosa	37.72	4.60-5.20	37.72	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	104.94
Strato (5) ghiaia	89.34	5.20-5.40	89.34	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	210.97

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (4) ghiaia limosa	37.72	4.60-5.20	37.72	Classificazione A.G.I.	ADDENSATO
Strato (5) ghiaia	89.34	5.20-5.40	89.34	Classificazione A.G.I.	MOLTO ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
Strato (4) ghiaia limosa	37.72	4.60-5.20	37.72	Meyerhof ed altri	2.09
Strato (5) ghiaia	89.34	5.20-5.40	89.34	Meyerhof ed altri	2.10

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m ³)
Strato (4) ghiaia limosa	37.72	4.60-5.20	37.72	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.19
Strato (5) ghiaia	89.34	5.20-5.40	89.34	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.23

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato (4) ghiaia limosa	37.72	4.60-5.20	37.72	(A.G.I.)	0.28
Strato (5) ghiaia	89.34	5.20-5.40	89.34	(A.G.I.)	0.17

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato (4) ghiaia limosa	37.72	4.60-5.20	37.72	Ohsaki (Sabbie pulite)	1971.93
Strato (5) ghiaia	89.34	5.20-5.40	89.34	Ohsaki (Sabbie pulite)	4435.03

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
Strato (4) ghiaia limosa	37.72	4.60-5.20	37.72	Navfac 1971-1982	6.61
Strato (5) ghiaia	89.34	5.20-5.40	89.34	Navfac 1971-1982	11.93

PROVA ...DPSH4

Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI
Prova eseguita in data 10/04/15
Profondità prova 7.00 mt
Falda rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	1	0.855	8.98	10.51	0.45	0.53
0.40	2	0.851	17.88	21.01	0.89	1.05
0.60	3	0.847	24.50	28.93	1.23	1.45
0.80	6	0.843	48.80	57.86	2.44	2.89
1.00	9	0.840	72.88	86.79	3.64	4.34
1.20	7	0.836	56.45	67.50	2.82	3.38
1.40	6	0.833	48.19	57.86	2.41	2.89
1.60	5	0.830	36.96	44.55	1.85	2.23
1.80	6	0.826	44.18	53.47	2.21	2.67
2.00	5	0.823	36.68	44.55	1.83	2.23
2.20	6	0.820	43.85	53.47	2.19	2.67
2.40	5	0.817	36.41	44.55	1.82	2.23
2.60	6	0.814	40.46	49.69	2.02	2.48
2.80	7	0.811	47.04	57.97	2.35	2.90
3.00	6	0.809	40.18	49.69	2.01	2.48
3.20	8	0.806	53.40	66.25	2.67	3.31
3.40	7	0.803	46.57	57.97	2.33	2.90
3.60	8	0.801	49.56	61.88	2.48	3.09
3.80	7	0.798	43.23	54.15	2.16	2.71
4.00	6	0.796	36.95	46.41	1.85	2.32
4.20	7	0.794	42.98	54.15	2.15	2.71
4.40	6	0.791	36.73	46.41	1.84	2.32
4.60	6	0.789	34.36	43.54	1.72	2.18
4.80	5	0.787	28.56	36.28	1.43	1.81
5.00	6	0.785	34.18	43.54	1.71	2.18
5.20	6	0.783	34.09	43.54	1.70	2.18
5.40	7	0.781	39.68	50.80	1.98	2.54
5.60	10	0.779	53.25	68.34	2.66	3.42
5.80	15	0.727	74.55	102.51	3.73	5.13
6.00	9	0.775	47.70	61.51	2.38	3.08
6.20	13	0.724	64.30	88.84	3.21	4.44
6.40	26	0.672	119.41	177.69	5.97	8.88
6.60	24	0.670	103.90	154.99	5.19	7.75
6.80	28	0.669	120.92	180.82	6.05	9.04
7.00	51	0.567	186.80	329.35	9.34	16.47

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0.6	2	20.15	Coesivo	0	1.63	1.86	0.05	1.47	2.94	Argilla
5.4	6.38	53.04	Coesivo	0	1.95	2.14	0.52	1.47	9.38	Limo Argilloso
6.2	11.75	80.3	Incoerente	0	1.91	1.96	0.83	1.47	17.27	ghiaia limosa
7	32.25	210.71	Incoerente	0	2.15	2.05	0.91	1.47	47.41	ghiaia

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH4

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato (1) Argilla	2.94	0.00-0.60	Schmertmann 1975	0.28
Strato (2) Limo Argilloso	9.38	0.60-5.40	Schmertmann 1975	0.92

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato (1) Argilla	2.94	0.00-0.60	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	31.78
Strato (2) Limo Argilloso	9.38	0.60-5.40	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	97.46

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
Strato (1) Argilla	2.94	0.00-0.60	Apollonia	29.40
Strato (2) Limo Argilloso	9.38	0.60-5.40	Apollonia	93.80

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato (1) Argilla	2.94	0.00-0.60	A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE
Strato (2) Limo Argilloso	9.38	0.60-5.40	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato (1) Argilla	2.94	0.00-0.60	Meyerhof	1.63
Strato (2) Limo Argilloso	9.38	0.60-5.40	Meyerhof	1.95

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato (1) Argilla	2.94	0.00-0.60	Meyerhof	1.86
Strato (2) Limo Argilloso	9.38	0.60-5.40	Meyerhof	2.14

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (3) ghiaia limosa	17.27	5.40-6.20	16.135	Gibbs & Holtz 1957	38
Strato (4) ghiaia	47.41	6.20-7.00	31.205	Gibbs & Holtz 1957	61.28

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (3) ghiaia limosa	17.27	5.40-6.20	16.135	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	30,56
Strato (4) ghiaia	47.41	6.20-7.00	31.205	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	36,64

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato (3) ghiaia limosa	17.27	5.40-6.20	16.135	Bowles (1982) Sabbia Media	155.68
Strato (4) ghiaia	47.41	6.20-7.00	31.205	Bowles (1982) Sabbia Media	231.02

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (3) ghiaia limosa	17.27	5.40-6.20	16.135	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	60.61
Strato (4) ghiaia	47.41	6.20-7.00	31.205	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	91.56

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (3) ghiaia limosa	17.27	5.40-6.20	16.135	Classificazione A.G.I.	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato (4) ghiaia	47.41	6.20-7.00	31.205	Classificazione A.G.I.	ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
Strato (3) ghiaia limosa	17.27	5.40-6.20	16.135	Meyerhof ed altri	1.91
Strato (4) ghiaia	47.41	6.20-7.00	31.205	Meyerhof ed altri	2.05

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m ³)
Strato (3) ghiaia limosa	17.27	5.40-6.20	16.135	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.96
Strato (4) ghiaia	47.41	6.20-7.00	31.205	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.15

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato (3) ghiaia limosa	17.27	5.40-6.20	16.135	(A.G.I.)	0.32
Strato (4) ghiaia	47.41	6.20-7.00	31.205	(A.G.I.)	0.29

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato (3) ghiaia limosa	17.27	5.40-6.20	16.135	Ohsaki (Sabbie pulite)	887.60
Strato (4) ghiaia	47.41	6.20-7.00	31.205	Ohsaki (Sabbie pulite)	1650.00

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
Strato (3) ghiaia limosa	17.27	5.40-6.20	16.135	Navfac 1971-1982	3.34
Strato (4) ghiaia	47.41	6.20-7.00	31.205	Navfac 1971-1982	5.78

PROVA ...DPSH5

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Profondità prova
 Falda non rilevata

DPSH TG 63-200 PAGANI
 10/04/15
 8.00 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	2	0.855	17.96	21.01	0.90	1.05
0.40	3	0.851	26.82	31.52	1.34	1.58
0.60	3	0.847	24.50	28.93	1.23	1.45
0.80	2	0.843	16.27	19.29	0.81	0.96
1.00	3	0.840	24.29	28.93	1.21	1.45
1.20	3	0.836	24.19	28.93	1.21	1.45
1.40	3	0.833	24.10	28.93	1.20	1.45
1.60	3	0.830	22.18	26.73	1.11	1.34
1.80	3	0.826	22.09	26.73	1.10	1.34
2.00	3	0.823	22.01	26.73	1.10	1.34
2.20	4	0.820	29.23	35.64	1.46	1.78
2.40	4	0.817	29.13	35.64	1.46	1.78
2.60	2	0.814	13.49	16.56	0.67	0.83
2.80	3	0.811	20.16	24.85	1.01	1.24
3.00	3	0.809	20.09	24.85	1.00	1.24
3.20	3	0.806	20.03	24.85	1.00	1.24
3.40	2	0.803	13.31	16.56	0.67	0.83
3.60	3	0.801	18.59	23.21	0.93	1.16
3.80	3	0.798	18.53	23.21	0.93	1.16
4.00	4	0.796	24.63	30.94	1.23	1.55
4.20	3	0.794	18.42	23.21	0.92	1.16
4.40	4	0.791	24.49	30.94	1.22	1.55
4.60	3	0.789	17.18	21.77	0.86	1.09
4.80	3	0.787	17.14	21.77	0.86	1.09
5.00	3	0.785	17.09	21.77	0.85	1.09
5.20	3	0.783	17.05	21.77	0.85	1.09
5.40	10	0.781	56.68	72.57	2.83	3.63
5.60	10	0.779	53.25	68.34	2.66	3.42
5.80	7	0.777	37.18	47.84	1.86	2.39
6.00	6	0.775	31.80	41.00	1.59	2.05
6.20	6	0.774	31.73	41.00	1.59	2.05
6.40	8	0.772	42.21	54.67	2.11	2.73
6.60	7	0.770	34.82	45.20	1.74	2.26
6.80	7	0.769	34.75	45.20	1.74	2.26
7.00	6	0.767	29.73	38.75	1.49	1.94
7.20	6	0.766	29.67	38.75	1.48	1.94
7.40	12	0.764	59.22	77.49	2.96	3.87
7.60	15	0.713	65.44	91.81	3.27	4.59
7.80	15	0.711	65.31	91.81	3.27	4.59
8.00	9	0.760	41.86	55.09	2.09	2.75

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
5.2	3	25.59	Coesivo	0	1.72	1.87	0.45	1.47	4.41	Argilla
5.6	10	70.46	Coesivo	0	2.06	2.27	0.94	1.47	14.7	Limo con ghiaia
7.2	6.62	44.06	Coesivo	0	1.96	2.16	1.13	1.47	9.73	limo argilloso
8	12.75	79.05	Incoerente	0	1.97	1.97	1.37	1.47	18.74	ghiaia limosa

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH5

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato (1) Argilla	4.41	0.00-5.20	Schmertmann 1975	0.43
Strato (2) Limo con ghiaia	14.7	5.20-5.60	Schmertmann 1975	1.45
Strato (3) limo argilloso	9.73	5.60-7.20	Schmertmann 1975	0.96

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato (1) Argilla	4.41	0.00-5.20	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	46.77
Strato (2) Limo con ghiaia	14.7	5.20-5.60	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	151.72
Strato (3) limo argilloso	9.73	5.60-7.20	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	101.03

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
Strato (1) Argilla	4.41	0.00-5.20	Apollonia	44.10
Strato (2) Limo con ghiaia	14.7	5.20-5.60	Apollonia	147.00
Strato (3) limo argilloso	9.73	5.60-7.20	Apollonia	97.30

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato (1) Argilla	4.41	0.00-5.20	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
Strato (2) Limo con ghiaia	14.7	5.20-5.60	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE
Strato (3) limo argilloso	9.73	5.60-7.20	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato (1) Argilla	4.41	0.00-5.20	Meyerhof	1.72
Strato (2) Limo con ghiaia	14.7	5.20-5.60	Meyerhof	2.06
Strato (3) limo argilloso	9.73	5.60-7.20	Meyerhof	1.96

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato (1) Argilla	4.41	0.00-5.20	Meyerhof	1.87
Strato (2) Limo con ghiaia	14.7	5.20-5.60	Meyerhof	2.27
Strato (3) limo argilloso	9.73	5.60-7.20	Meyerhof	2.16

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (4) ghiaia limosa	18.74	7.20-8.00	18.74	Gibbs & Holtz 1957	33.41

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (4) ghiaia limosa	18.74	7.20-8.00	18.74	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	31.77

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato (4) ghiaia limosa	18.74	7.20-8.00	18.74	Bowles (1982) Sabbia Media	168.70

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (4) ghiaia limosa	18.74	7.20-8.00	18.74	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	65.96

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (4) ghiaia limosa	18.74	7.20-8.00	18.74	Classificazione A.G.I.	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
Strato (4) ghiaia limosa	18.74	7.20-8.00	18.74	Meyerhof ed altri	1.97

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m ³)
Strato (4) ghiaia limosa	18.74	7.20-8.00	18.74	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.07

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato (4) ghiaia limosa	18.74	7.20-8.00	18.74	(A.G.I.)	0.32

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato (4) ghiaia limosa	18.74	7.20-8.00	18.74	Ohsaki (Sabbie pulite)	1021.68

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
Strato (4) ghiaia limosa	18.74	7.20-8.00	18.74	Navfac 1971-1982	3.83



STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA
GEOFISICA , IDROGEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

Risultato dell'indagine: Dall'esame dei dati bibliografici dell'area e dei dati delle prove eseguite viene confermata l'estrema disomogeneità sia verticale che laterale dei depositi costituenti la conoide alluvionale su cui insiste l'area in oggetto.

Non esiste una stratigrafia schematica che possa rappresentare in maniera accurata l'intera area; a tale scopo servirebbero una grande quantità di indagini puntuali, difficilmente eseguibili data l'antropizzazione dell'area, da elaborare statisticamente. Il problema geotecnico può essere sufficientemente risolto infittendo il numero di verticale di indagine (a tale scopo si consiglia di prevedere non meno di due verticali di indagine per ogni lotto una volta definiti i progetti di ciascuna struttura) utilizzando correlazioni cautelative con i dati penetrometrici ed utilizzando opportuni coefficienti di sicurezza.

In linea di massima i terreni superficiali, fino a profondità comprese tra 4,5 m e 7,0 m dal p.c. (a seconda della posizione su versante) sono caratterizzati da frazioni prevalentemente coesive, mediamente consistenti, che localmente inglobano frazioni granulari (ghiaiose). Più in profondità si riscontrano materiali in prevalenza granulari (ghiaie, talvolta limose) dotati di proprietà meccaniche migliori.

PROSPEZIONE SISMICA CON TECNICA Re.Mi (Refraction Microtremors)

L'indagine è stata svolta predisponendo uno stendimento sismico, trasversalmente al lotto in esame, in modo da ottenere una modellazione stratigrafica, in onde S. Di seguito si riportano le foto relative alla prospezione.



Prospezione sismica in onde S con la tecnica dei microtremori

Introduzione

L'Ordinanza 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri ha introdotto la nuova normativa tecnica in materia di progettazione antisismica, che ci adegua allo standard europeo e mondiale. Oltre alle importanti novità relative alle metodologie di calcolo ingegneristico è stata introdotta la classificazione dei suoli per la definizione dell'azione sismica di progetto in 5 categorie principali (dalla A alla E) a cui ne sono aggiunte altre 2 (S1 ed S2 per le quali sono richiesti studi speciali per definire l'azione sismica da considerare), sulla base del parametro Vs30. Questo rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S entro 30m di profondità (al di sotto del piano di fondazione o piano campagna) ed è calcolato mediante la seguente espressione:

$$Vs_{30} = 30 / \sum_{i=1, N} h_i / V_i$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $D\check{z} < 10^{-6}$) dello strato iesimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori. La proposta della nuova normativa conclude che il sito verrà classificato sulla base del valore di Vs30 se disponibile, altrimenti sulla base del valore di Nspt o della cu. Viene in sostanza enfatizzata l'importanza del parametro Vs che com'è noto è il parametro geofisico che meglio rappresenta la variabilità geotecnica dei materiali geologici presenti nel sottosuolo. Le tecniche investigative per l'acquisizione di questo parametro sono essenzialmente di tre tipi:



STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA
GEOFISICA, IDROGEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

- Prove in foro (down hole e cross hole)
- Profili sismici (riflessione o rifrazione) con geofoni orizzontali ed energizzatori di onde SH.
- Modellazione del sottosuolo mediante l'analisi delle onde di Rayleigh (SASW, MASW e Refraction Microtremor) e l'impiego di geofoni verticali.

Le prime richiedono la realizzazione di fori di sondaggio appositamente attrezzati per un ottimale accoppiamento dei sensori e quindi un consistente impegno economico. Le seconde offrono risultati qualitativamente elevati ma costi di esecuzione impegnativi. Le ultime, al contrario, vengono realizzate (fa eccezione il SASW) con procedure operative molto simili a quelle applicate per la comune microsismica e sono di conseguenza meno onerose ed hanno un grado di incertezza nella determinazione della $V_s < 20\%$. La tecnica MASW consente una dettagliatissima ricostruzione della distribuzione della velocità delle onde S nel sottosuolo, ma soffre di limitazioni per quanto riguarda la profondità di investigazione che normalmente, con le tecniche elaborative attualmente disponibili, difficilmente supera la ventina di metri (in presenza di materiali sciolti normalconsolidati). La tecnica di Refraction Microtremor (ReMi) al contrario consente di raggiungere profondità ragguardevoli fornendo un profilo verticale medio delle V_s relative al volume di sottosuolo sotteso dallo stendimento messo in opera. Questa tecnica viene estensivamente utilizzata negli Stati Uniti nell'ambito del NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) tanto che il software fornisce anche direttamente il valore di V_{s30} e la categoria della classificazione del suolo secondo la normativa americana.

Le onde di superficie

Il profilo verticale delle V_s può essere ricavato per inversione o per modellizzazione diretta della velocità di fase delle onde di superficie (Rayleigh e/o Love) (Dorman e Ewing, 1962). Le onde di Rayleigh (1885) costituiscono un particolare tipo di onde di superficie che si trasmettono sulla superficie libera di un mezzo isotropo e omogeneo e sono il risultato dell'interferenza tra onde di pressione (P-waves) e di taglio verticali (Sv-waves). In un mezzo stratificato queste onde sono di tipo guidato e dispersivo, e vengono definite pseudo-Rayleigh. Per questioni di esposizione, nel testo qui presentato, verranno chiamate semplicemente di Rayleigh o di superficie. La dispersione è una deformazione di un treno d'onde dovuta ad una variazione di propagazione di velocità con la frequenza. Le componenti a frequenza minore penetrano più in profondità rispetto a quelle a frequenza maggiore, per un dato modo, e presentano normalmente più elevate velocità di fase. Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(\text{fase})/\text{frequenza}$, può essere convertito nel profilo di $V_s/\text{profondità}$. Nazarian e Stokoe (1984) hanno presentato per primi il metodo SASW, che utilizza una sorgente attiva e due soli sismometri da 1Hz spazati da 1m fino a 500m. I sismometri sono polarizzati verticalmente e quindi i profili di V_s sono ricavati dallo studio delle velocità di fase delle onde di Rayleigh. Le velocità di fase sono ricavate per confronto diretto degli spettri di ampiezza e fase di ciascuna coppia di sismometri, ottenuti istantaneamente in sito tramite un oscilloscopio che esegue una trasformata veloce di Fourier. Poiché il metodo non prevede il salvataggio delle tracce temporali e l'interpretazione è svolta nel dominio delle frequenze, si suppone che gli arrivi più energetici appartengano al treno d'onde di Rayleigh.

Nelle situazioni in cui il rumore sovrasta la potenza della sorgente artificiale, o in cui gli arrivi delle onde di pressione sono più energetici, questa metodologia non porta a risultati soddisfacenti per il fatto che, nel dominio delle frequenze, non è possibile separare le onde di Rayleigh da quelle di altra natura. Il MASW (Park et al., 1999) è stato sviluppato in parte per superare le difficoltà dell'applicazione del SASW in ambienti rumorosi. La registrazione simultanea di 12 o più canali (separati da 0,5m a 10m) fornisce una ridondanza statistica delle misure di velocità di fase e ne avvalorata la veridicità. Il salvataggio delle tracce nel dominio temporale, previsto dal metodo, permette inoltre di distinguere e evidenziare, durante l'analisi, le onde di Rayleigh presenti nel record che, normalmente, sono caratterizzate da un'elevata ampiezza di segnale (circa il 60% dell'energia prodotta dalla sorgente artificiale si distribuisce in onde di superficie). Una particolare analisi spettrale, "overtone analysis", produce un grafico Velocità di fase-frequenza in cui si può distinguere il modo fondamentale delle onde di superficie da cui ricavare la curva di dispersione ed il profilo delle Vs per successiva inversione 1-D. La tecnica prevede inoltre di eseguire misure ripetute spostandosi nella direzione di allineamento per risalire ad un profilo bidimensionale che evidenzia le variazioni laterali delle Vs. Le modalità esecutive e, di conseguenza, i costi si elevano risultando molto simili a quelli delle indagini di sismica a riflessione ad alta risoluzione. Il metodo dei "Refraction Microtremor" (Louie, 2001) combina la semplicità operativa del SASW con l'elevata risoluzione dei primi strati propria del MASW. Registrando i microtremori mediante uno stendimento lineare con più di 12 geofoni a bassa frequenza il metodo consente una rapida ed agevole acquisizione dei dati senza dover operare con un sorgente attiva. Un profilo ReMi può essere realizzato, al limite, anche da un solo operatore.

Generalità sul metodo Re.Mi

La tecnica di analisi del sottosuolo mediante l'uso dei microtremori prende origine dagli studi e dalle sperimentazioni condotte da J.Louie presso la Nevada University. Il software commerciale (ReMi[®]) che supporta questo tipo di elaborazione è stato prodotto dalla Optim LLC (Reno, Nevada, USA). L'analisi dei microtremori viene effettuata utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione (a geofono singolo) disposta sul terreno con array lineare, da 12 a 48 geofoni; per ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, oltre ad utilizzare geofoni con bassa frequenza di risonanza (4-14 Hz raccomandati), è indispensabile allungare il tempo di registrazione (15-30s) rispetto alla sismica a rifrazione tradizionale. L'uso di un simografo digitale con elevata dinamica consente di dimezzare la frequenza utile campionabile rispetto a quella nominale dei geofoni impiegati. Si possono così registrare onde di superficie il cui contenuto in frequenza copre un range da 25-30Hz fino a 2 Hz che, in condizioni ottimali, offre una dettagliata ricostruzione dell'andamento delle Vs relativamente ai primi cento metri di profondità. L'elaborazione del segnale consiste nell'operare una trasformata bidimensionale "slowness-frequenza" (p-f) che analizza l'energia di propagazione del rumore in entrambe le direzioni della linea sismica e nel rappresentarne lo spettro di potenza su un grafico p-f.



STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA
GEOFISICA , IDROGEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

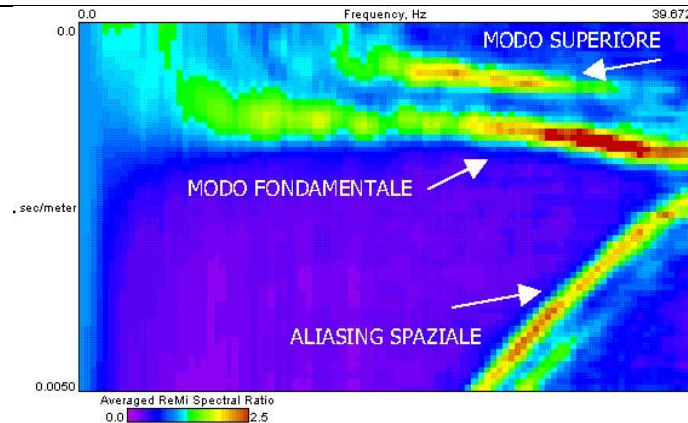


Fig. 1 esempio di spettro di potenza p-f.

In questa immagine risaltano gli andamenti che possiedono sia una spiccata coerenza di fase che una potenza significativa, ed è possibile un riconoscimento visivo delle onde di Rayleigh, che hanno carattere dispersivo, da quelle riconducibili ad altri modi e tipi di onde (onde di Rayleigh di ordine superiore, onde di pressione, suono e rumore incoerente). A questo punto l'operatore, in maniera arbitraria ed in base all'esperienza, esegue un "picking" attribuendo ad un certo numero di punti una o più slowness (po 1/velocità di fase) per alcune frequenze. Tali valori vengono in seguito plottati su un diagramma periodo-velocità di fase per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello diretto.

Operazioni di campagna

Le metodiche analitiche del sistema rendono possibile operare in ambienti fortemente "inquinati" da rumore urbano e industriale tanto che ogni sito si presta ad essere studiato a patto che ci sia la possibilità di gestire in "sicurezza" uno stendimento complessivo di 50-200ml. Osservate le comuni precauzioni che si adottano in qualsiasi campagna sismica (accoppiamento e verticalità dei geofoni, ad es.) si stabilisce la distanza intergeofonica (che sarà funzionale al target e compatibile con l'area disponibile), si impostano i parametri di acquisizione, intervallo di campionamento (sample rate, che varia da 2 a 4 ms) e tempo di registrazione (record length, da 15 a 30 s), ripetendo le misure dalle 4 alle 6 volte. Nel caso in cui si sia in presenza di una sorgente fissa di rumore è consigliabile ruotare di 90° l'intero stendimento e ripetere alcune acquisizioni; l'analisi complessiva del segnale mitiga l'effetto della unidirezionalità della sorgente e evita di incorrere nella sottostima della velocità di fase durante la più delicata operazione di picking. La spaziatura geofonica rappresenta una sorta di filtro in frequenza per il segnale che può arrivare da tutte le direzioni. E' quindi implicito che maggiore è la spaziatura minore è la frequenza del segnale utile campionabile e di conseguenza maggiore è la profondità di investigazione. Questo fattore diventa interessante, e fondamentale, qualora l'oggetto dell'indagine sia la modellazione profonda, mentre può essere trascurabile se la finalità della misura è la definizione del profilo sismico verticale relativo a poche decine di metri. Anche se l'esperienza fin qui maturata consente di affermare che la gran parte delle aree di fondovalle o prossime a centri abitati o a vie di comunicazione è

in grado di produrre un "noise" utile è tuttavia preferibile poter disporre di una fonte di rumore vicina per arricchire lo spettro di frequenze medio alte (25-35Hz). In questo modo si potrà dettagliare il modello della porzione superficiale di sottosuolo che è quello di maggiore interesse ai fini del calcolo del parametro Vs30. I profili ReMi possono essere realizzati anche su terreni duri quali ad esempio le pavimentazioni stradali mediante preparazione preventiva di fori per alloggiare i geofoni o, più semplicemente, adottando dei supporti.

Nel caso in esame sono stati eseguiti n° 2 stendimenti utilizzando 12 geofoni con frequenza di 4,5 Hz, distanza intergeofonica pari a 5 m e eseguendo circa 10 registrazioni, per ciascun stendimento, della durata di 30 secondo ciascuna con velocità di campionamento di 300 e 400 Hz ed un intervallo di campionamento di 3,33 e 2,5 ms.

Il sistema di acquisizione è un sistema di ultima generazione miniaturizzato in cui ogni takeout di connessione con il geofono è attrezzato da una scheda di acquisizione indipendente in modo da annullare interferenze dovute alla lunghezza del cavo geofonico. Tutto il sistema è interamente gestito via software mediante notebook.

Le caratteristiche principali del sistema sono: 127dB di dinamica a qualsiasi frequenza di campionamento elevatissima immunità ai disturbi, memoria di 64k (30 mila campioni) campionamenti da 5 millisecondi fino 50 microsecondi con durata del campionamento fino a 60 secondi. La dinamica del sistema è elevata (totale 155 dB).

Caratteristiche tecniche

Architettura

Classe strutturale:	sismografo multicanale per geofisica
Topologia:	rete differenziale RS485 half-duplex multipoint
Lunghezza massima della rete:	1200 metri senza ripetitori (virtualmente illimitata con ripetitori)
Numero massimo di canali per tratta:	255
Dimensioni dell'elemento (escluso il cavo):	80x55x18 mm
Peso:	250 g (un elemento con lunghezza cavo 5 metri)
Cavo:	4 conduttori, 2 coppie ritorte, robotico resistente a torsioni, flesso-torsioni, abrasioni ed agenti chimici

Campionamento

Memoria:	64 kByte (>30000 campioni)
Frequenze in Hz:	200,300,400,500,800,1000,2000,3000,4000, 8000,10000,20000
pari ad intervalli in ms di:	5, 3.33, 2.5, 2, 1,25, 1, 0.5, 0.33, 0.25, 0.125, 0.1, 0.05
Esempi di utilizzo della memoria:	ReMi: 500Hz, t-max 60 secondi MASW: 4000Hz, t-max 7.5 secondi Riflessione: 20000Hz, t-max 1.5 secondi

Dinamica del sistema

Risoluzione con guadagno 10x:	7.600 μ V
Risoluzione con guadagno 1000x:	0.076 μ V
Dinamica di base:	96dB (16 bit)
Dinamica massima del preamplificatore:	80dB
Signal to Noise Ratio RMS fra 0.5 e 30Hz:	>90dB
Full range a 10x:	0.5V p-p
Risoluzione RMS a 1000x e 4000SPS:	0.000002V p-p
Dinamica totale teorica:	155dB
Dinamica totale senza postprocessing:	> 127dB (a qualsiasi frequenza di campionamento)
Dinamica totale in postprocessing:	>140dB

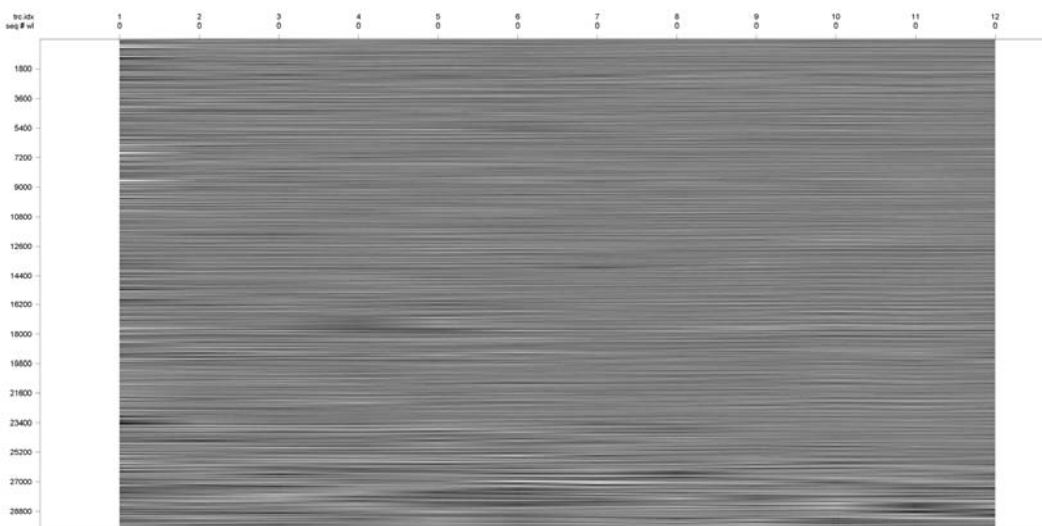


STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA
GEOFISICA , IDROGEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

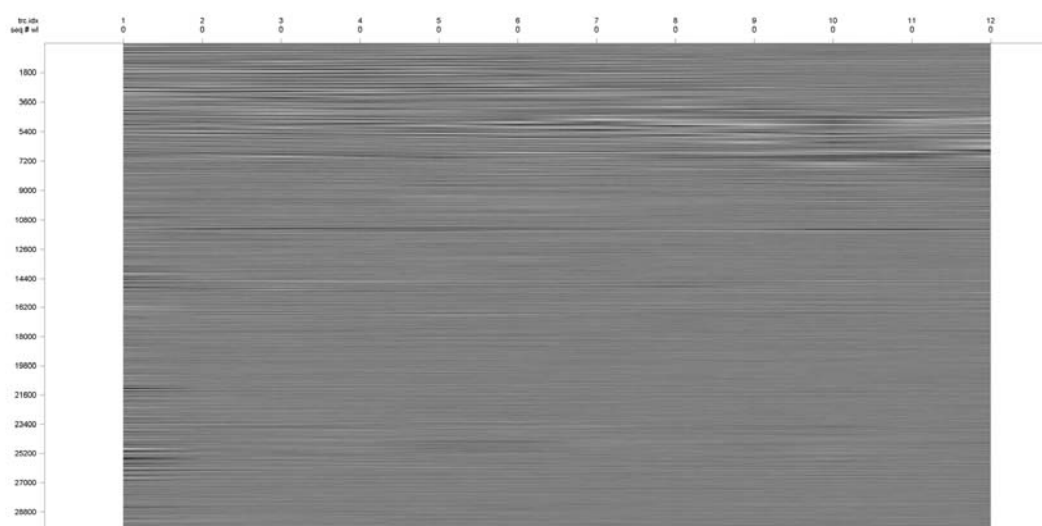
INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN
 LOCALITA' SAN ZENO

Una volta acquisiti i dati di campagna l'analisi ha seguito uno sviluppo in 4 fasi distinte:

1. *E' stato processato automaticamente il segnale filtrando ed equalizzando il segnale in maniera automatica*



Segnale filtrato ed equalizzato (registrazione 30 secondi) STENDIMENTO 1



Segnale filtrato ed equalizzato (registrazione 30 secondi) STENDIMENTO 1

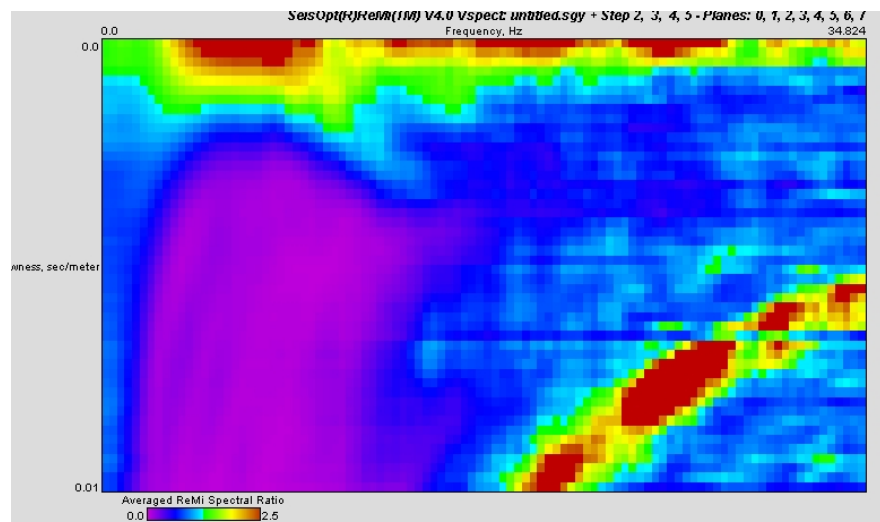
DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
 DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
 Tel. 3382727007

Web: www.alpogeo.it - www.alpogeo.com mail: info@alpogeo.it - studiogeologia.sf@libero.it

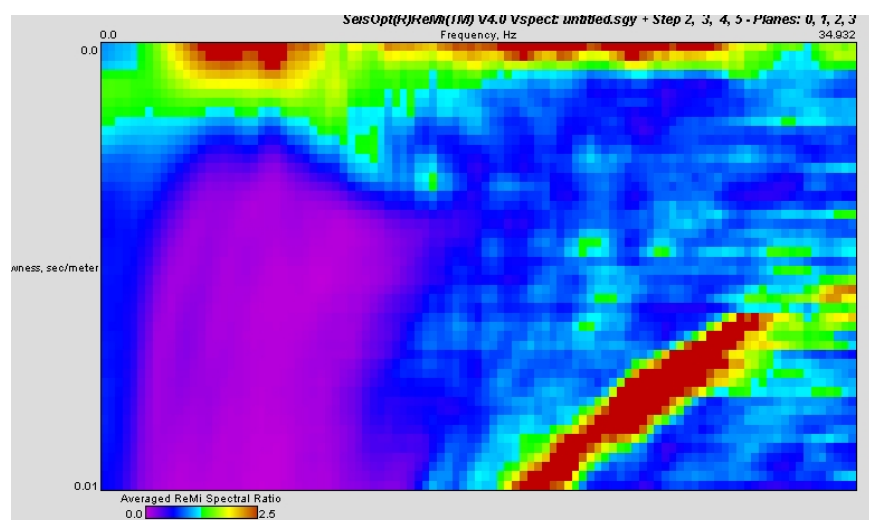
2. E' stata eseguita l'analisi spettrale della velocità

La base dell'analisi spettrale di velocità è la trasformazione p-f (lentezza – frequenza).

Tutte le fasi della registrazione sono presenti nell'immagine risultante p-f, di seguito riportata, che mostra ogni combinazione delle variabili di lentezza e frequenza. Le fasi dispersive mostrano chiaramente l'andamento della curva negli strati superficiali; si passa da grandi velocità (basse lentezze) per basse frequenze, a basse velocità (alte lentezze) per alte frequenze (andamento in verde discendente). Il tipico andamento discendente della dispersione delle onde è il reale vantaggio dell'analisi p-f. Anche se molta dell'energia in una registrazione sismica è in una fase differente da quella delle onde di Rayleigh, l'analisi p-f riesce a separare quest'ultima e ad estrapolarla nel grafico lentezza-frequenza.



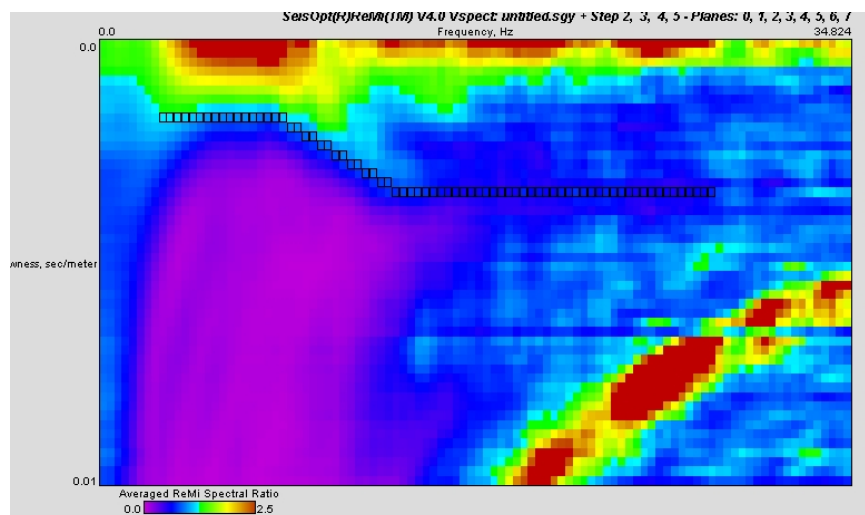
Curva di dispersione (p-f) stendimento 1; si riconosce il modo fondamentale



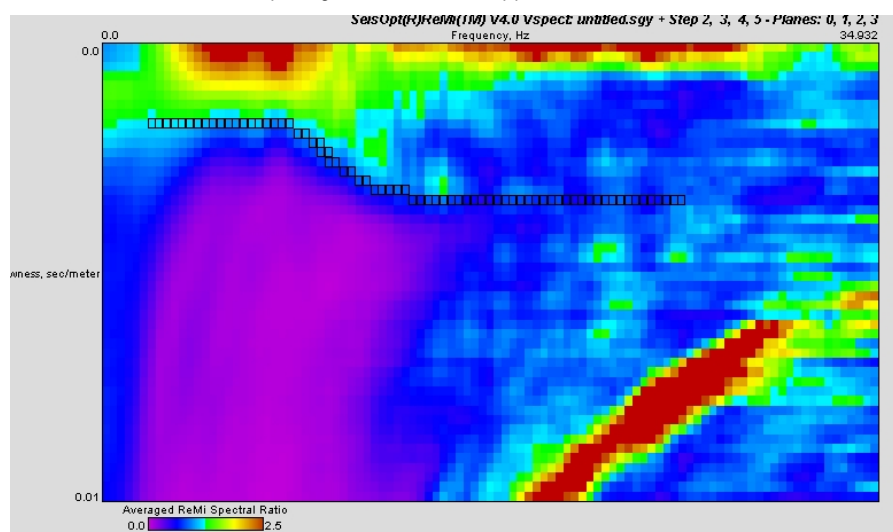
Curva di dispersione (p-f) stendimento2; si riconosce il modo fondamentale

3. E' stato eseguito il Picking della Dispersione delle Velocità di fase delle onde di Rayleigh

Nel grafico p-f si individuano i punti per interpretare la curva di dispersione delle velocità di fase delle onde di Rayleigh, ottenendo gli stessi risultati delle verifiche di coerenza nella tecnica SASW (Nazarian e Stokoe, 1984) e del criterio di potenza nella tecnica MASW (Park et al., 1999). La curva di dispersione è individuata chiaramente dall'insieme di punti caratterizzati da un pendio o da un picco nel grafico lentezza-frequenza (rapporto spettrale). Il picking viene effettuato lungo un "involuppo di bassa velocità" delimitando l'energia che appare nel grafico p-f. Il picking della curva di dispersione dell'onda di superficie viene effettuato lungo un involucro della bassa fase di velocità avente un alto rapporto spettrale per ogni frequenza. Praticamente si sceglie l'insieme dei punti che separa le zone individuate dal colore verde e dal blu (lungo l'andamento discendente) del grafico che segue.



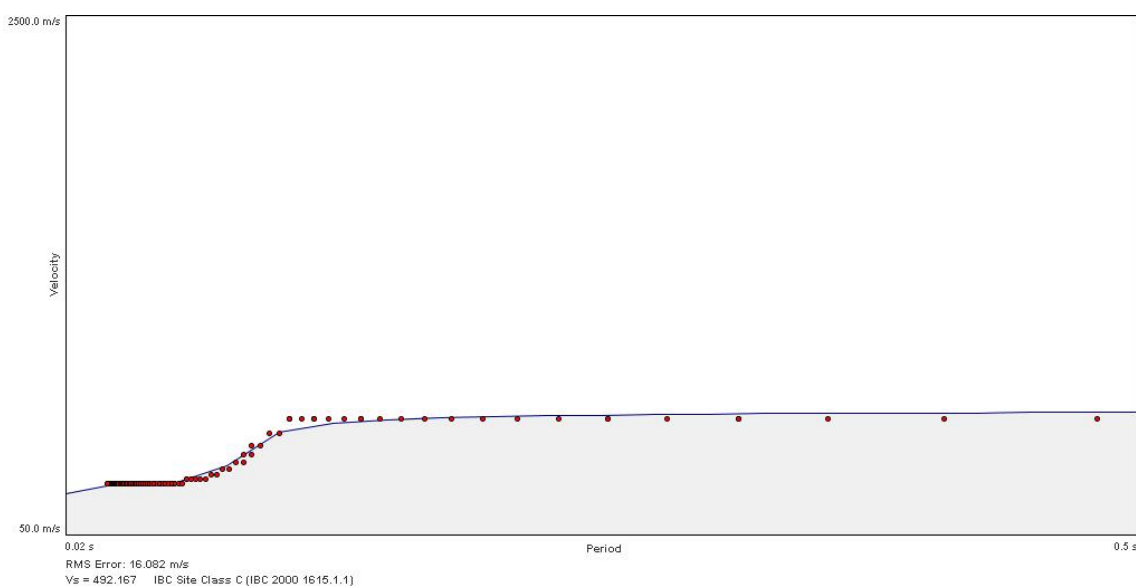
Stendimento 1: picking della curva di involucro nel settore a bassa velocità



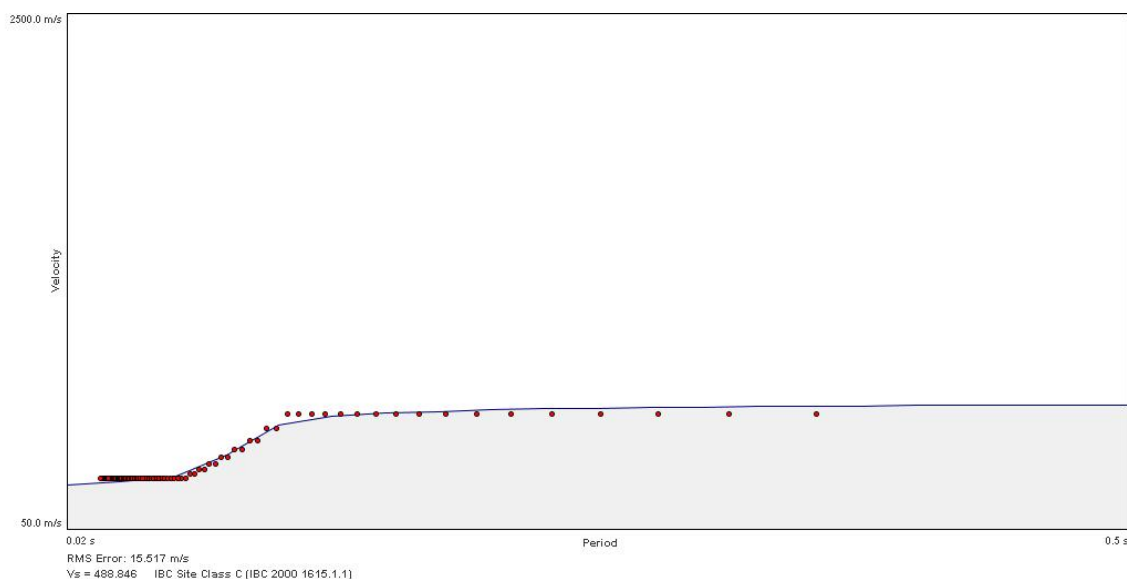
Stendimento 2: picking della curva di involucro nel settore a bassa velocità

4. E' stata eseguita la modellazione delle onde di taglio

Il metodo ReMi modella progressivamente la normale dispersione dei dati scelti nel grafico p-f (picked) con un codice adattato da Saito (1979, 1988) nel 1992 da Yuehua Zeng (questo codice produce risultati identici a quelli dei codici usati da Iwata et al. (1998) e da Xia et al. (1999) con dentro le loro procedure di inversione). La modellazione si ripete per le velocità ad ogni frequenza e riferisce quando una soluzione non è stata trovata; inoltre può modellare le inversioni di velocità con la profondità. In pratica l'andamento medio delle velocità di taglio (Fig.A) si ottiene variando le velocità e gli spessori degli strati fino a quando i punti identificati nel picking non si sovrappongono all'andamento della linea di dispersione modellata (linea blu) nel grafico seguente:



Linea di dispersione relativa ai Picking dello stendimento 1



Linea di dispersione relativa ai Picking dello stendimento 2

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
Tel. 3382727007

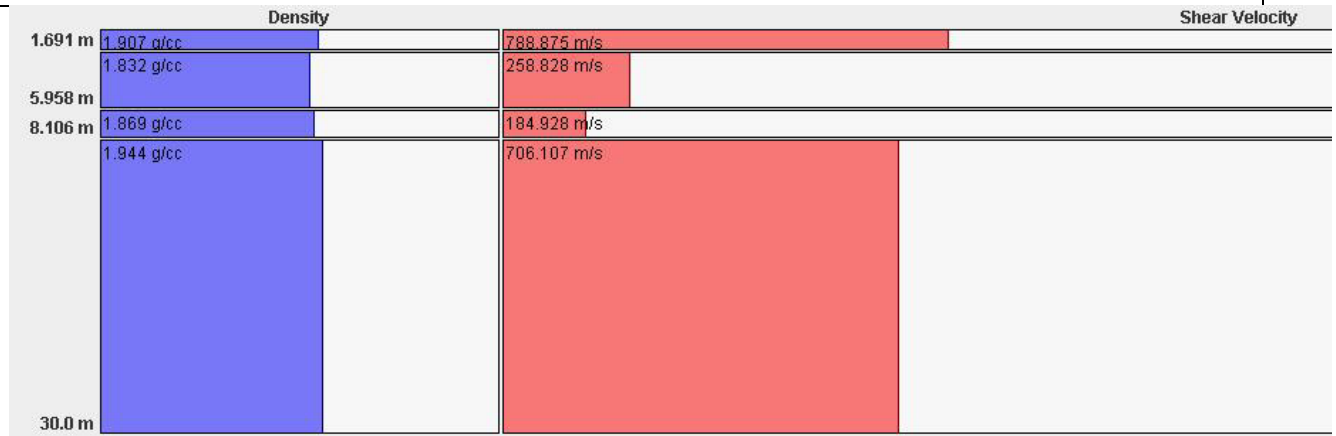


Figura A: Stendimento 1. Andamento delle onde di taglio (V_s) fino alla profondità di 30 m dal p.c.



Figura A: Stendimento 2. Andamento delle onde di taglio (V_s) fino alla profondità di 30 m dal p.c.

Analisi dei risultati

La modellazione ottenuta indica che il sito è caratterizzato da una stratigrafia (in termini di onde di taglio) in cui è evidente la presenza di inversioni di velocità (strati a velocità maggiore interposti a strati a velocità minore). Tale dato può essere indicativo dell'effettiva presenza di litologie a diverso grado di addensamento o consistenza; è distinguibile, in termini di onde di taglio, uno strato superficiale di spessore di circa 1,6 m caratterizzato da litologie ad alta velocità caratteristiche di depositi argillosi; seguono litologie a frazione granulare, in matrice fino a circa 5,7 m, più grossolane fino a 8,9 m. I dati superficiali concordano con i dati penetrometrici e con le osservazioni ricavate dalle trincee geognostiche.

Di seguito è presente un sismostrato con velocità che sono caratteristiche di un ampio "range" di litotipi; dato l'assetto geologico locale potrebbe trattarsi di depositi di conoidi addensati come di un substrato alterato e/o fratturato.



STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA
GEOFISICA , IDROGEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

METODOLOGIA HVSR (RAPPORTI SPETTRALI)

La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Nakamura,1989) è completamente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimento di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale.

Dati generali

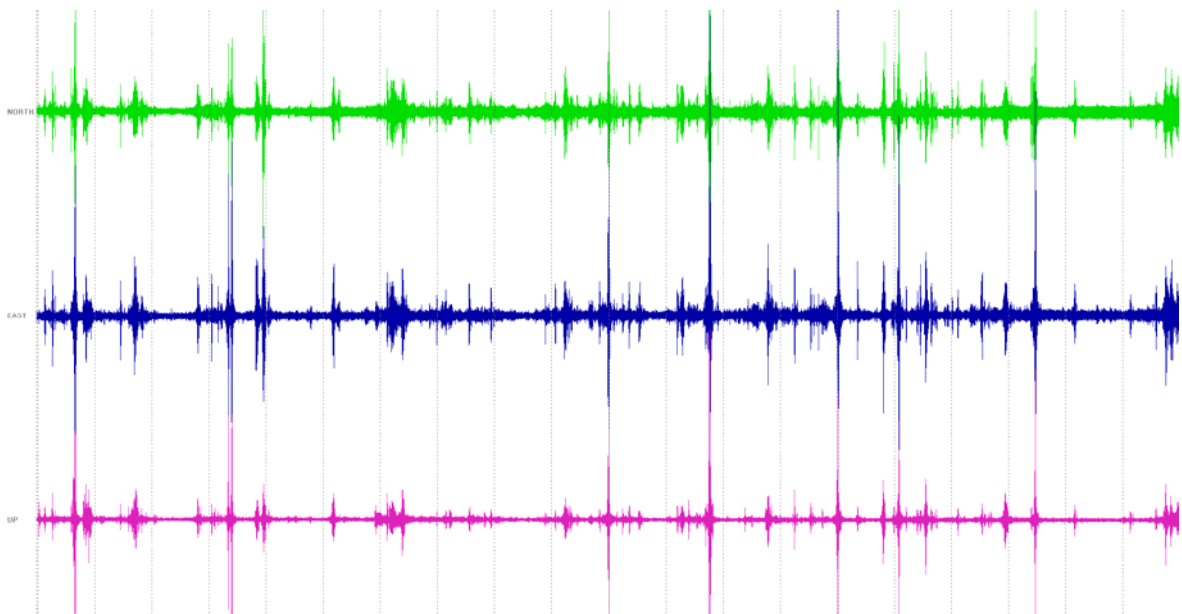
Nome progetto: Indagine HVSR
 Committente: Bernardini
 Cantiere: Lottizzazione residenziale
 Località: Arzignano (VI)
 Operatore: Dott. Matteo Scalzotto
 Responsabile: Dott. Matteo Scalzotto
 Data: 17/07/2015

Tracce in Input

Dati riepilogativi:

Numero tracce: 3
 Durata registrazione: 1200 s
 Frequenza di campionamento: 300,00 Hz
 Numero campioni: 360000
 Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

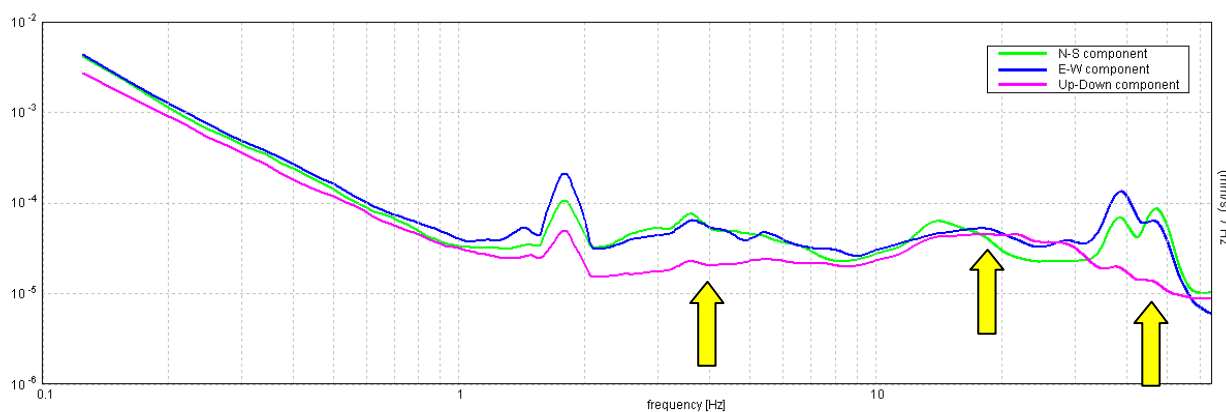
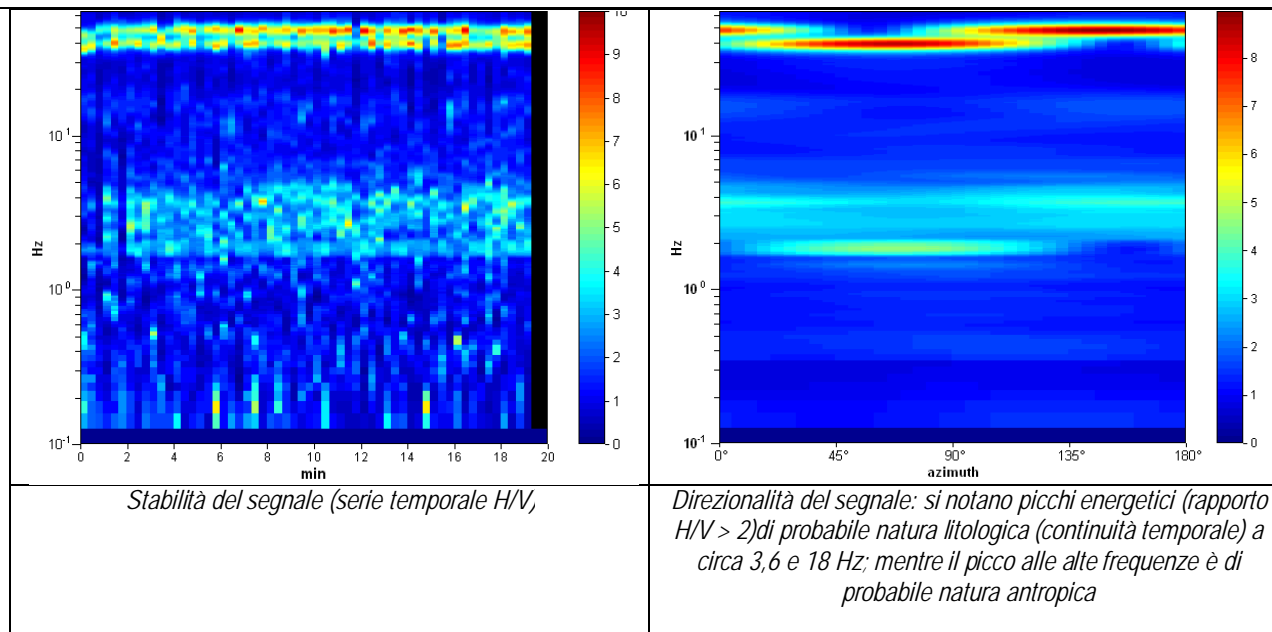
Grafici tracce della terna di sensori ortogonali:



L'acquisizione temporale evidenzia una rumorosità di fondo con eventi frequenti (attività antropiche)

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
 DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
 Tel. 3382727007

Web: www.alpogeo.it - www.alpogeo.com mail: info@alpogeo.it - studiogeologia.sf@libero.it



HVSR: Spettri dei singoli sensori; in rosso sensore verticale, in blu e verde sensori orizzontali; le differenze tra le ampiezze di spettro tra i sensori orizzontali e quello verticale determinano i massimi della funzione H/V; laddove tutte le componenti subiscono un aumento dell'ampiezza spettrale si è in presenza di transienti, mentre il picco litologico è riconoscibile laddove le componenti orizzontali aumentano mentre quella verticale contestualmente diminuisce (freccia gialla)

Tale tecnica costituisce una parte importante nella valutazione del rischio sismico di un determinato sito perché permette di calcolarne la frequenza fondamentale o frequenza di risonanza.

La frequenza caratteristica di risonanza di un sito rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici / strutture in termini di risposta sismica locale. Si dovranno quindi adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la medesima frequenza di vibrazione del terreno per evitare effetti di "doppia risonanza", estremamente pericolosi.



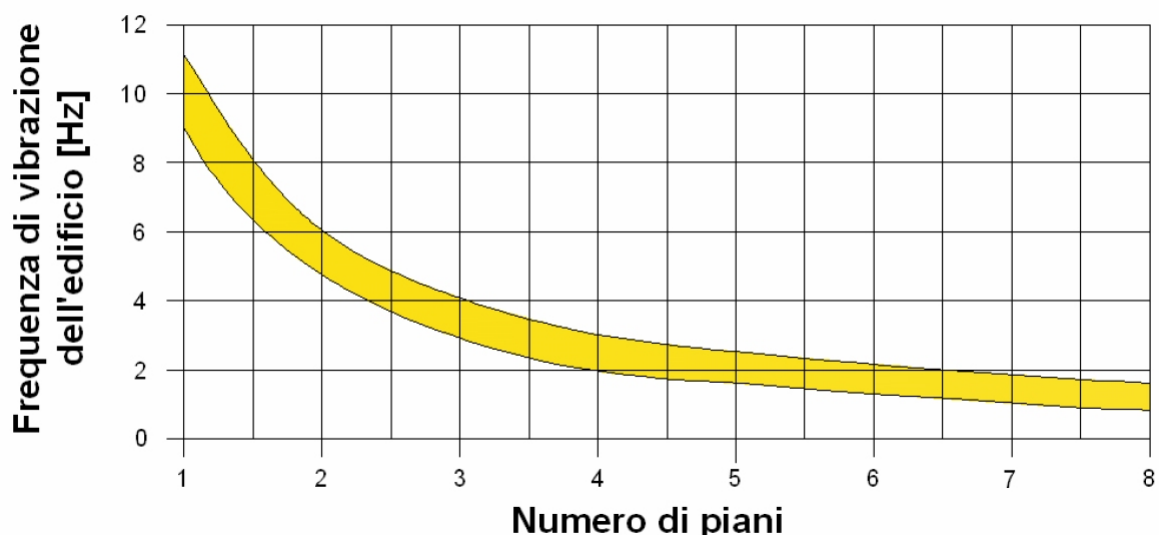
STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA
GEOFISICA, IDROGEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

La frequenza fondamentale di risonanza di una struttura può essere misurata eseguendo le misurazioni all'interno della stessa. In seguito sarà possibile confrontarla con quella del terreno su cui sorge per comprendere al meglio il rischio sismico a cui è sottoposto l'edificio in caso di sisma. Infatti la pericolosità è dovuta per l'effetto della doppia risonanza terreno – struttura (esistente o di progetto) laddove risultino coerenti i valori della frequenza di sito e quelli della struttura in analisi, per la quale il periodo fondamentale, se non direttamente misurato, può essere preliminarmente stimato dalla relazione:

$$T_{ed} \approx Ch^{3/4} \approx n/10$$

dove: T_{ed} è il periodo dell'edificio, h è la sua altezza ed n è il numero di piani; mentre il parametro $C = 0,050$ (edifici in muratura), $C = 0.075$ (edifici in muratura e calcestruzzo), $C = 0.085$ (edifici a telaio in calcestruzzo).



Le vibrazioni sismiche ambientali (rumore sismico) sono onde sismiche di bassa energia con ampiezze dell'ordine di 10^{-4} - 10^{-2} mm (Okada, 2003). In riferimento al contenuto in frequenza, il rumore sismico è anche chiamato microtremore se contiene alte frequenze (in genere maggiori di 0.5 Hz) e microsisma per basse frequenze. Per quanto riguarda l'origine del rumore sismico, è certo che le sorgenti dei microsismi sono le perturbazioni atmosferiche sugli oceani che si propagano come onde superficiali sui continenti, mentre le sorgenti dei microtremori sono le attività antropiche come il traffico veicolare, le attività industriali etc. e si propagano come onde superficiali di Rayleigh. Le misure puntuali di rumore sismico possono essere utilizzate per la stima sia degli effetti di sito (funzione di amplificazione), sia degli effetti sulle costruzioni nel rispetto della normativa che ne stabilisce la soglia massima (UNI9916).

In relazione agli effetti di sito, l'analisi delle misure di rumore sismico può essere condotta con tre metodi:

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
 DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
 Tel. 3382727007

Web: www.alpogeo.it - www.alpogeo.com mail: info@alpogeo.it - studiogeologia.sf@libero.it



STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA
GEOFISICA , IDROGEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

- Spettri di Fourier
- Rapporti spettrali
- Rapporti spettrali H/V

Tra questi quello che sembra fornire i risultati migliori è quello dei Rapporti spettrali H/V noto anche come metodo HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) o metodo di Nakamura .

La tecnica dei rapporti spettrali H/V consiste nel calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H (generalmente lo spettro H viene calcolato come media degli spettri di Fourier delle componenti orizzontali NS ed EW) e della componente verticale V. Il metodo è applicabile alle misure di rumore registrate in una singola stazione posta su sedimenti. Il metodo è stato introdotto da scienziati giapponesi agli inizi degli anni '70, tra i quali Nogoshi e Igarashi (1971) e Shiono et al. (1979), che indagarono sul significato fisico del rapporto H/V e mostrarono la sua relazione diretta con la curva di ellitticità delle onde di Rayleigh. Essi conclusero che il picco massimo di ampiezza si verifica alla frequenza di risonanza fondamentale della copertura di terreni. Nel 1989, Nakamura propose in inglese il rapporto H/V come stima affidabile della funzione di trasferimento delle onde S per un dato sito. Le argomentazioni usate da Nakamura sono estremamente qualitative e si basano sull'ipotesi che i microtremori siano originati da sorgenti molto locali, come il traffico vicino al sismometro, e siano onde di Rayleigh che si propagano in un solo strato su un semispazio. Tale tecnica, ampiamente utilizzata da anni nel settore sismologico, di recente viene sempre più impiegata in campo geotecnico / ingegneristico per derivare i seguenti parametri :

- la frequenza fondamentale di risonanza F_0 dei terreni presenti nel sottosuolo;
- la stima del profilo del terreno in termini delle velocità V_s e V_p e della densità e quindi delle velocità V_s nei primi 30 m (ed oltre) dal piano campagna , attraverso opportuni metodi di inversione
- la frequenza fondamentale di risonanza di una struttura e i relativi modi di vibrare

ELABORAZIONE HVSR

Rapporto spettrale H/V

Strumento: TRZ-0023/01-09

Formato dati: 16 byte

Fondo scala [mV]: n.a.

Inizio registrazione: 21/07/15 11:31:52 Fine registrazione: 21/07/15 11:51:53

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h20'00". Analisi effettuata sull'intera traccia.

Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

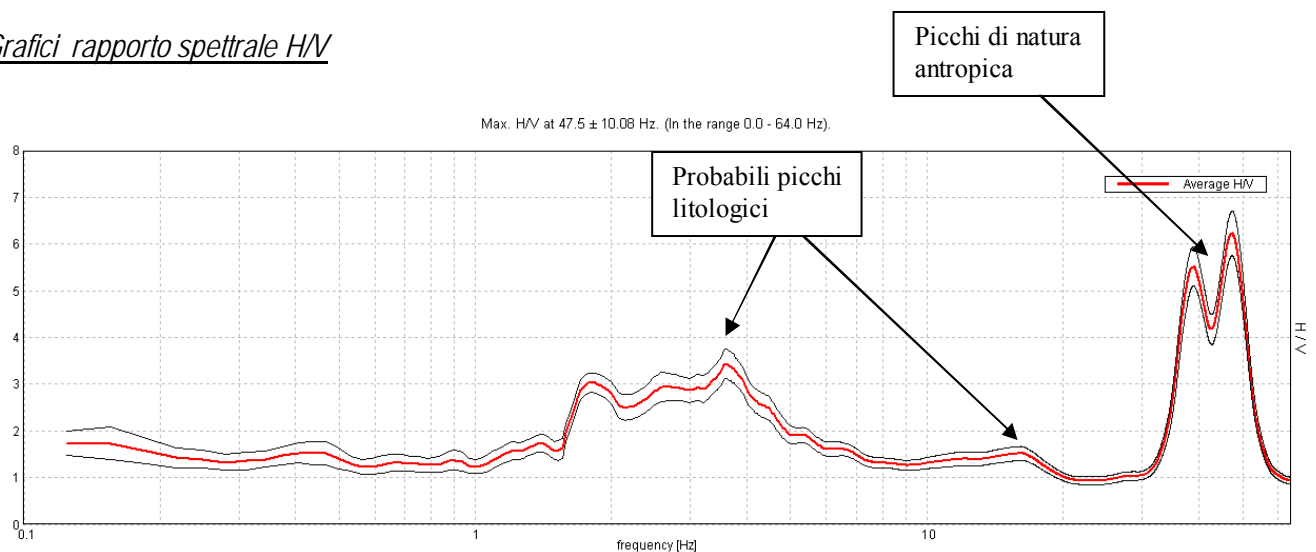
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

Risultati:

HVSR: Frequenza del picco del rapporto H/V: 3,59 Hz

Grafici rapporto spettrale H/V



Picco H/V a 3.59 ± 1.04 Hz (nell'intervallo 0.0 - 30.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile
 [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

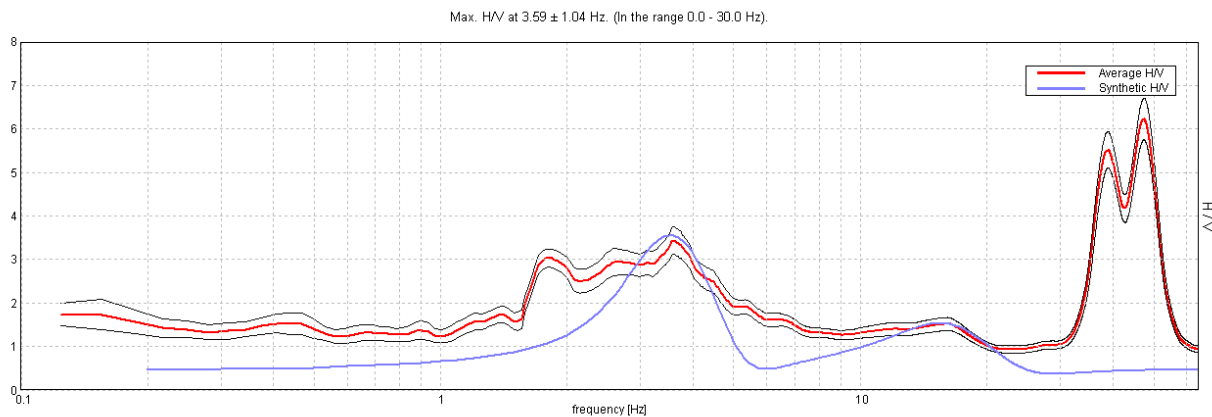
$f_0 > 10 / L_w$	$3.59 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$4312.5 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 174	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro
 [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	1.563 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	5.719 Hz	OK	
$A_0 > 2$	3.44 > 2	OK	
$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.28866 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$1.03737 < 0.17969$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.3174 < 1.58$	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$					
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

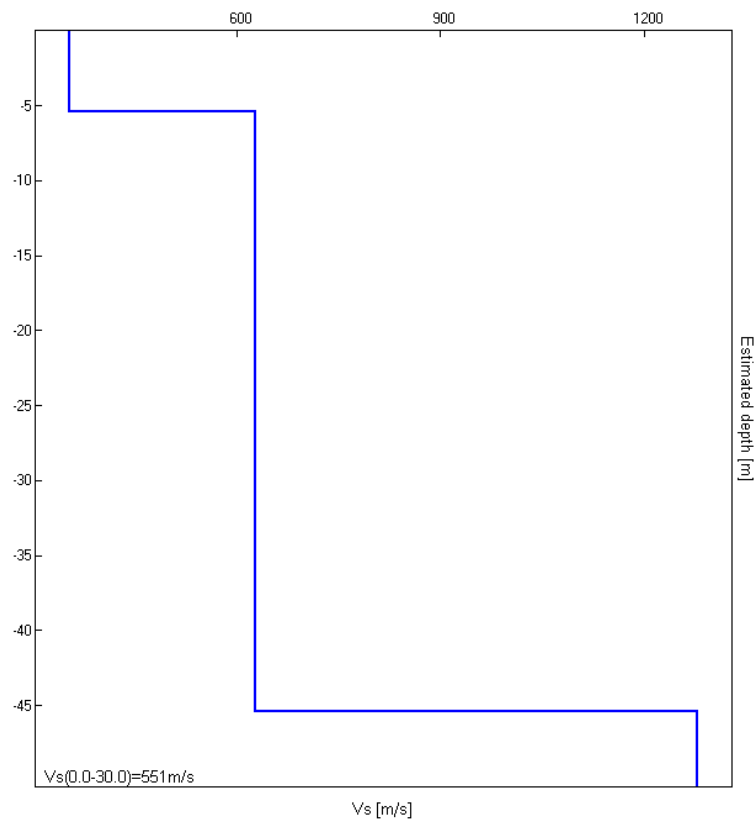


Fitting della curva H/V sperimentale



STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA
GEOFISICA , IDROGEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO



HVSR: Profilo di Vs mediante inversione (curva migliore corrispondente ai valori di confidenza più bassi)

Modello sismo stratigrafico

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
5.40	5.40	354	0.42
45.40	40.00	628	0.40
inf.	inf.	1278	0.42

$V_s(0.0-30.0)=551\text{ m/s}$

Analisi dei risultati

La modellazione in onde di taglio indica la presenza di una successione di sismostrati con velocità di taglio crescenti in profondità; non sono evidenti inversioni di velocità (tratti della curva in cui il rapporto $H/V < 1$); in particolare si riscontra un sismostrato superficiale con V_s di circa 354 m/s e spessore stimato in un massimo di di 5,4 m corrispondente a depositi colluviali argilloso limosi; in successione si registra un incremento delle velocità delle onde di taglio a 628 m/s fino a oltre 30 m di profondità per la probabile presenza di materiali con proprietà meccaniche elevate (depositi granulari addensati e/o substrato alterato). Si ipotizza la presenza di un substrato rigido con $V_s > 800$ m/s a circa 45 m dal p.c.

Per quanto riguarda l'analisi della curva H/V si evince quanto segue:

La curva H/V presenta evidenti picchi (apprezzabile ampiezza rapporto H/V) circa 3.6 Hz probabilmente dovuto al contatto tra le alluvioni ed il substrato. Si segnala un debole picco di probabile natura litologica a circa 18 Hz mentre i picchi alle alte frequenze sono senza dubbio di origine antropica.

La frequenza fondamentale di sito non è determinabile in quanto i picchi individuati non soddisfano i criteri del protocollo SESAME per un picco chiaro ed isolato.

STIMA V_{S30}

Dai profili sismo stratigrafici è possibile calcolare il parametro V_{S30} attraverso la seguente espressione, quindi stimare la categoria del suolo di fondazione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $D\check{z} < 10^{-6}$) dello strato i esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori. La proposta della nuova normativa conclude che il sito verrà classificato sulla base del valore di V_{S30} se disponibile, altrimenti sulla base del valore di N_{SPT} della c_u . Viene in sostanza enfatizzata l'importanza del parametro V_s che com'è noto è il parametro geofisico che meglio rappresenta la variabilità geotecnica dei materiali geologici presenti nel sottosuolo.

In base alle determinazioni svolte si evince che la velocità media delle onde di taglio fino alla profondità di 30 m dal piano campagna (p.c.) risulta:

Valore V_{S30} dal p.c.: $490 \text{ m/s} \pm 20\% < V_{S30} < 508 \text{ m/s} \pm 20\%$

Il valore numerico del parametro di cui sopra permette di stimare la seguente categoria sismica del suolo di fondazione:

Categoria	Descrizione
A	<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	<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 $N_{SPT} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).
C	<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 $N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).
D	<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 $N_{SPT} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70 \text{ kPa}$ 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).

Tipo di fondazione analizzata (analisi orientativa)

Il terreno dal punto di vista meccanico si presenta abbastanza disomogeneo in senso orizzontale e di consistenza medio-bassa in superficie (si rimanda alle stratigrafie ed alle elaborazioni delle singole prove). Poiché tale perizia si basa su un progetto in fase preliminare, non essendo pertanto disponibili informazioni sulla suddivisione in lotti e sulla tipologia di strutture che verranno realizzate, considerata la presenza di filtrazione a quote variabili tra -1,0 e -2,4 m dal p.c. (a seconda della posizione su versante ed in base alla stagionalità), si analizzerà di seguito la seguente soluzione orientativa allo scopo di valutare le minime resistenze disponibili e i massimi cedimenti teorici:

- Fondazioni a platea poggianti ad una profondità di circa 0,8 m dl piano di campagna attuale.

capacità portante di fondazioni subsuperficiali

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

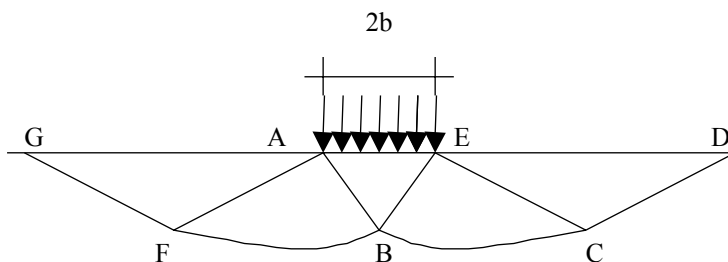
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\frac{\pi \operatorname{tg} \varphi}{2} (45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0, \gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0, \varphi=0, c=0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolviendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma l + B \times c$$

che è sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, **Terzaghi** consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\text{tg } \varphi_{rid} = 2/3 \times \text{tg } \varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \varphi / 2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi / 2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \text{sen} \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \text{sen} \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$



STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA
GEOFISICA, IDROGEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_s = 1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

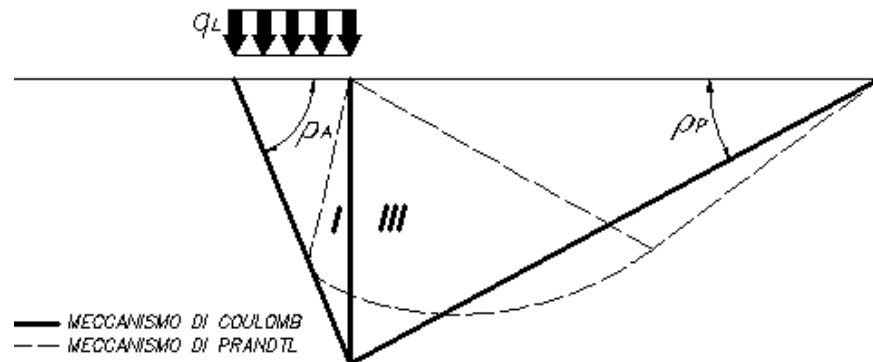
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (q_L)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito di terreno - parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl, Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_A e ρ_P , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$\phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg \phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soilfactor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

ANALISI DELLE FONDAZIONI SECONDO IL MODELLO GEOTECNICO DA PROVE DPSH (STRATIGRAFIA SU PROVA PIU' CAUTELATIVA: DPSH5)

L'analisi delle fondazioni è stato condotto secondo le disposizioni contenute nelle NTC 2008 in vigore (D.M. 14/01/2008), considerando un carico unitario compatibile con le scelte progettuali e le resistenze disponibili. La geometria delle fondazioni e le azioni di progetto inserite in analisi sono da considerarsi orientative in quanto hanno la finalità di valutare le resistenze dei terreni a di stimare l'ordine di grandezza dei cedimenti teorici.

Stime più precise e dettagliate sono possibili sono a seguito della conoscenza esatta delle sollecitazioni di progetto (carichi agenti, momenti, e loro distribuzione sulla struttura).

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Lat / Long. [WGS84]	45.52/11.32
Larghezza fondazione	10.0 m
Lunghezza fondazione	15.0 m
Profondità piano di posa	0.8 m
Altezza di incastro	0.4 m
Profondità falda	1.5
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.15/0.15 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.191
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	1.5
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.39
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0458
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.3093

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.41	2.47	0.24
S.L.D.	50.0	0.55	2.5	0.25
S.L.V.	475.0	1.56	2.43	0.28
S.L.C.	975.0	2.01	2.47	0.28

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.492	0.2	0.01	0.005
S.L.D.	0.66	0.2	0.0135	0.0067
S.L.V.	1.872	0.24	0.0458	0.0229
S.L.C.	2.4069	0.28	0.0687	0.0344

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
5.2	1720.0	1870.0	0.0	0.0	0.43	44.1	46.77	0.0	0.0	0.0	limo argilloso
0.4	2060.0	2270.0	0.0	0.0	1.45	147.0	151.72	0.0	0.0	0.0	
1.6	1960.0	2160.0	0.0	0.0	0.96	97.3	101.03	0.0	0.0	0.0	
5.0	1970.0	2070.0	31.77	0.0	0.0	168.7	65.96	0.32	0.0	0.0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 2.52 Kg/cm²
 Resistenza di progetto [Rd] 1.1 Kg/cm²
 Tensione [Ed] 1.0 Kg/cm²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 2.52
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1.01 Kg/cm³
 A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore [Ng] 0.0
 Fattore forma [Sc] 0.13
 Fattore profondità [Dc] 0.03
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====

Carico limite 2.65 Kg/cm²
 Resistenza di progetto 1.15 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.7
 Fattore [Ng] 0.0
 Fattore forma [Sc] 1.0
 Fattore forma [Sg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0



STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA
GEOFISICA, IDROGEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0
 =====
 Carico limite 2.52 Kg/cm²
 Resistenza di progetto 1.1 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
 =====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)
 =====

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore [Ng] 0.0
 Fattore forma [Sc] 1.13
 Fattore profondità [Dc] 1.02
 Fattore inclinazione carichi [lc] 1.0
 Fattore forma [Sq] 1.0
 Fattore profondità [Dq] 1.0
 Fattore inclinazione carichi [lq] 1.0
 Fattore forma [Sg] 1.0
 Fattore profondità [Dg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0
 =====
 Carico limite 2.62 Kg/cm²
 Resistenza di progetto 1.14 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
 =====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)
 =====

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore [Ng] 0.0
 Fattore forma [Sc] 0.13
 Fattore profondità [Dc] 0.03
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0
 =====
 Carico limite 2.65 Kg/cm²
 Resistenza di progetto 1.15 Kg/cm²

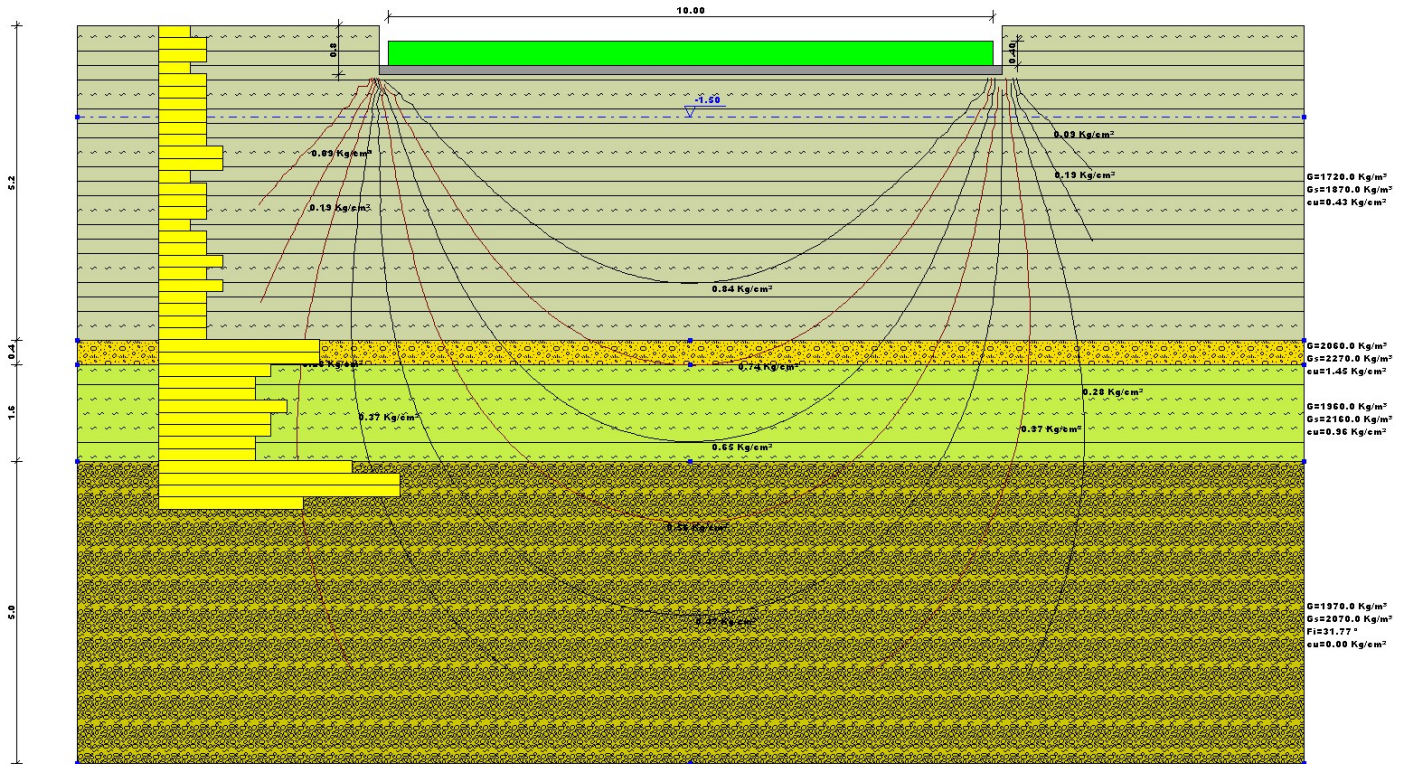
Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
 =====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)
 =====

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore [Ng] 0.0
 Fattore forma [Sc] 1.13
 Fattore profondità [Dc] 1.0
 Fattore inclinazione carichi [lc] 1.0
 Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0
 Fattore inclinazione base [Bc] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0
 =====
 Carico limite 2.58 Kg/cm²
 Resistenza di progetto 1.12 Kg/cm²

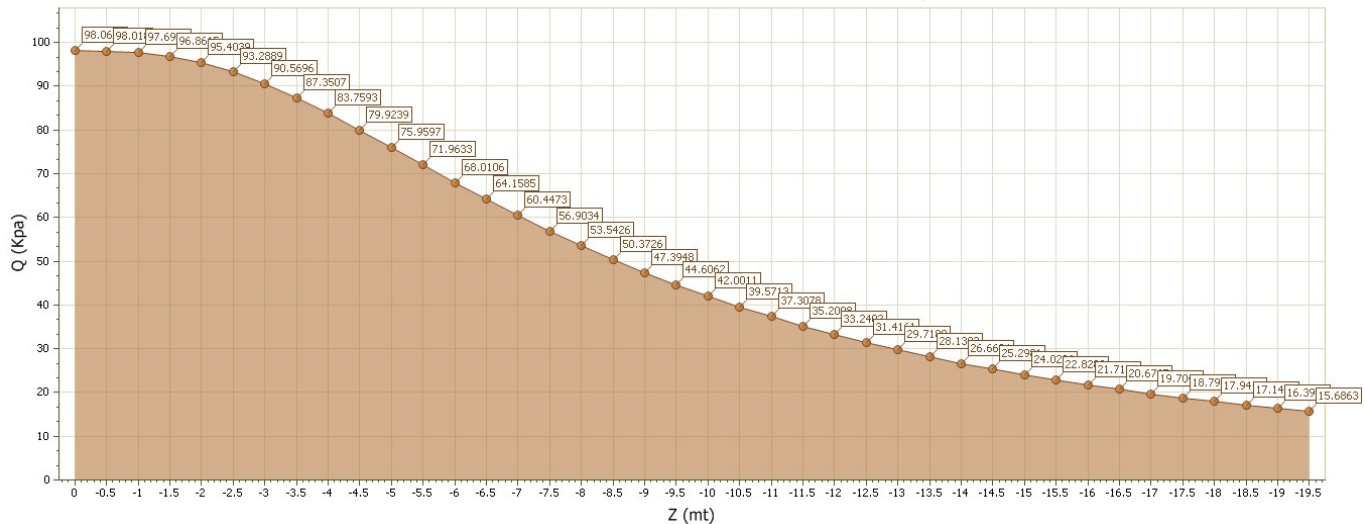
Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
 =====

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO



Analisi fondazione-terreno con distribuzione delle tensioni in profondità

Tensioni nel terreno Boussinesq Pressione normale di progetto=98.0665 kPa



L'analisi del sistema terreno-fondazione indica che le resistenze di progetto, calcolate con il metodo più cautelativo ed in condizioni sismiche sono di circa 1,1 Kg/cm^2 , in riferimento alla soluzione a platea poggiate superficialmente sulle alluvioni coesive a medio/bassa consistenza con le dimensioni e le resistenze di progetto ipotizzate.

Cedimenti di fondazioni superficiali

I cedimenti sono però difficilmente calcolabili senza la raccolta di campioni indisturbati per il laboratorio. Essi comunque riguardano in modo particolare i terreni coesivi, più compressibili.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica. Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p

$$(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p).$$

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	1.0 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	15.0
Cedimento totale	3.86 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	3	0.388	0.223	Edometrico	2.1	--	2.1
2	5.4	0.605	0.212	Edometrico	0.06	--	0.06
3	6.4	0.723	0.206	Edometrico	0.33	--	0.33
4	9.7	1.084	0.18	Edometrico	1.37	--	1.37

Considerate le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione e la tipologia dell'opera, si può affermare che i cedimenti teorici sono di entità da sottoporre alla valutazione dei progettisti.

Classificazione sismica

Secondo le norme per l'individuazione delle zone sismiche ai sensi dell'art. 93, lg del D.L. 112/1998 il comune di ARZIGNANO è inserito nella 3^a categoria alle quali si assegnano i valori indicati in tabella:

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a _g /g)	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastica (norme Tecniche) (a _g /g)
3	0.05-0.15	0.15

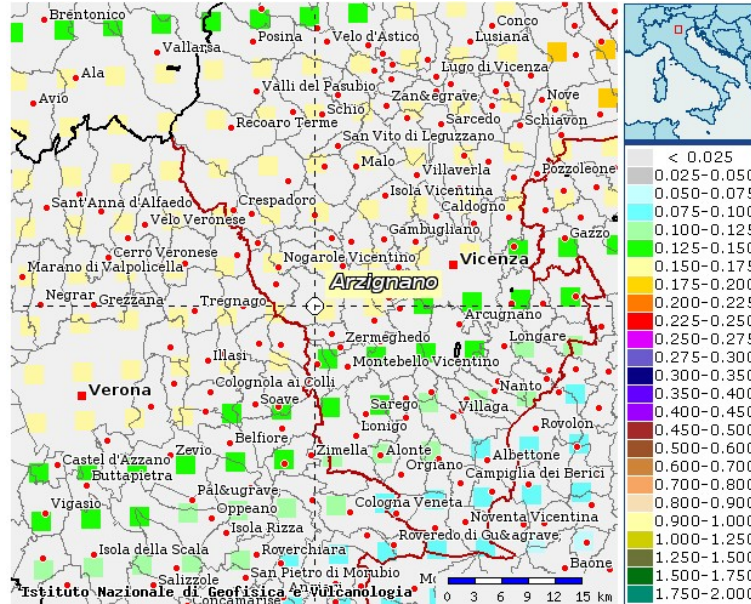
Secondo la normativa sismica OPCM 3274 recepita del D.M. 14/01/2008 in vigore il suolo di fondazione si può classificare come segue:

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 $N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

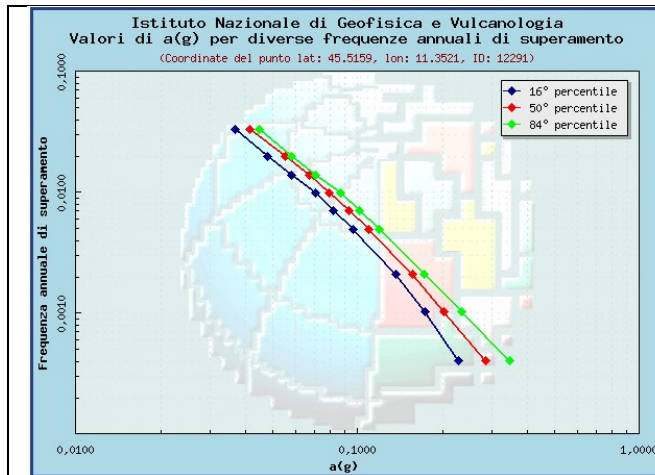
Di seguito si riportano i parametri sismici di sito

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

GRAFICI DI PERICOLOSITA'



Valori di accelerazione al suolo in termini di probabilità di superamento del 10% in 50 anni



Valori di accelerazione al suolo in relazione alle diverse frequenze annuali di superamento

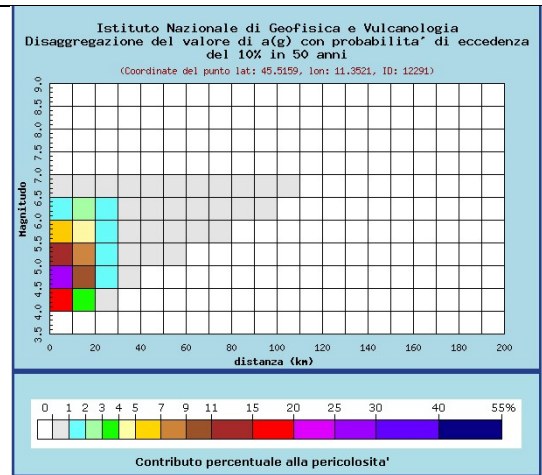


Grafico di disaggregazione del valore di accelerazione al suolo (contributo delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza alla pericolosità del nodo)

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Data: 02/02/2018

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): 45.5197700 [°]
 Longitudine (WGS84): 11.3171000 [°]
 Latitudine (ED50): 45.5206800 [°]
 Longitudine (ED50): 11.3181100 [°]

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	12290	45.514650	11.280860	2978.27
2	12291	45.515930	11.352130	2702.92
3	12069	45.565930	11.350250	5620.34
4	12068	45.564640	11.278960	5761.30

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	0.042	2.469	0.238
SLD	50	0.056	2.502	0.249
	72	0.069	2.482	0.256
	101	0.080	2.460	0.263
	140	0.095	2.410	0.268
	201	0.112	2.403	0.273
SLV	475	0.159	2.428	0.279
SLC	975	0.205	2.468	0.282
	2475	0.288	2.378	0.292

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.041	2.476	0.239
SLD	50	0.055	2.484	0.251
	72	0.067	2.484	0.258
	101	0.079	2.454	0.265
	140	0.093	2.414	0.268
	201	0.110	2.402	0.274
SLV	475	0.156	2.425	0.280
SLC	975	0.202	2.470	0.283
	2475	0.284	2.377	0.293

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.043	2.454	0.239
SLD	50	0.057	2.510	0.249
	72	0.070	2.474	0.257
	101	0.082	2.452	0.265
	140	0.097	2.400	0.269
	201	0.114	2.397	0.274
SLV	475	0.161	2.424	0.281

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

SLC	975	0.207	2.462	0.284
	2475	0.291	2.379	0.293

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.043	2.465	0.237
SLD	50	0.058	2.522	0.247
	72	0.071	2.474	0.255
	101	0.083	2.456	0.264
	140	0.098	2.404	0.268
	201	0.115	2.403	0.273
SLV	475	0.162	2.428	0.279
SLC	975	0.209	2.463	0.283
	2475	0.293	2.383	0.292

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.042	2.468	0.238
SLD	50	0.056	2.500	0.249
SLV	475	0.159	2.426	0.280
SLC	975	0.205	2.467	0.283

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$:

1.000

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 V_s , 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).

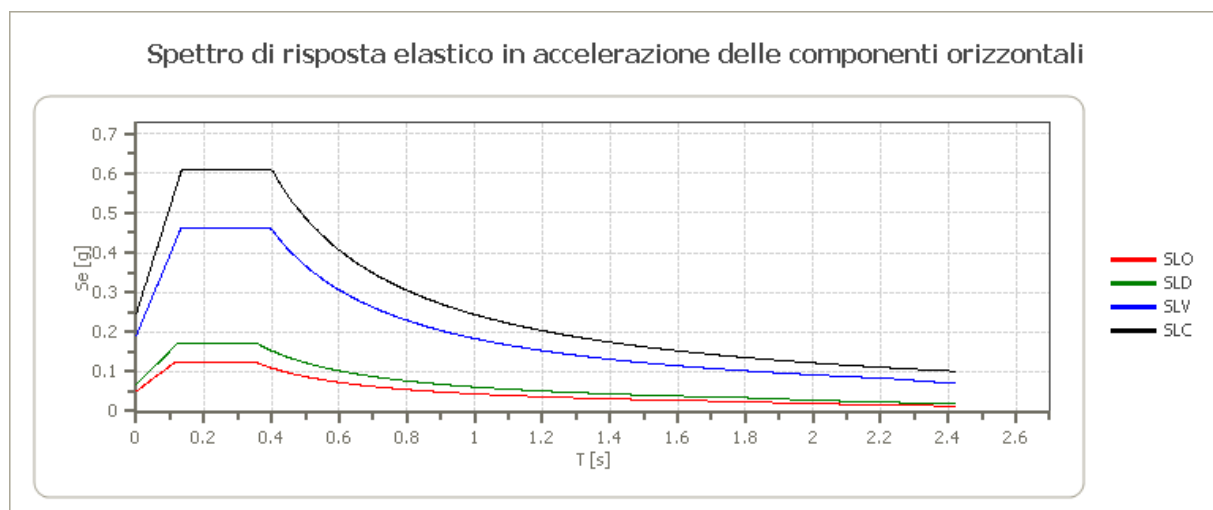
Categoria topografica:

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

Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.010	0.014	0.046	0.069
kv	0.005	0.007	0.023	0.034
amax [m/s ²]	0.496	0.664	1.866	2.414
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.042	2.468	0.238	1.200	1.470	1.000	1.200	1.000	0.117	0.350	1.769	0.051	0.125
SLD	1.0	0.056	2.500	0.249	1.200	1.450	1.000	1.200	1.000	0.120	0.361	1.826	0.068	0.169
SLV	1.0	0.159	2.426	0.280	1.200	1.420	1.000	1.200	1.000	0.132	0.397	2.234	0.190	0.462
SLC	1.0	0.205	2.467	0.283	1.200	1.420	1.000	1.200	1.000	0.134	0.402	2.420	0.246	0.607

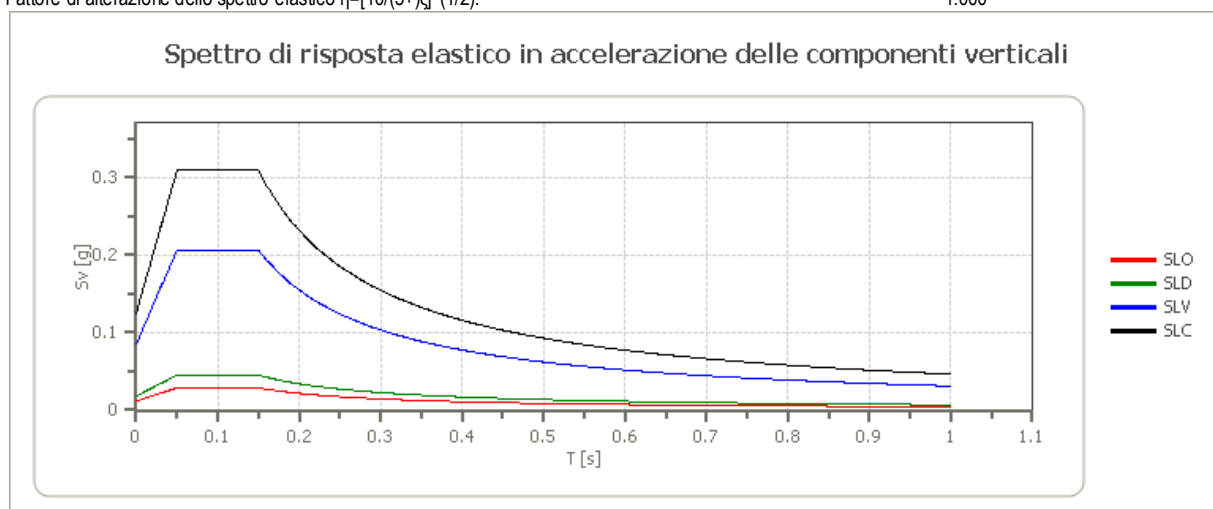
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10 / (5 + \xi)]^{(1/2)}$:

1.000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.042	2.468	0.238	1	1.470	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.012	0.029
SLD	1.0	0.056	2.500	0.249	1	1.450	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.018	0.045
SLV	1.0	0.159	2.426	0.280	1	1.420	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.085	0.207
SLC	1.0	0.205	2.467	0.283	1	1.420	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.125	0.309

Spettro di progetto

Fattore di struttura spettro orizzontale q:

1.50

Fattore di struttura spettro verticale q:

1.50

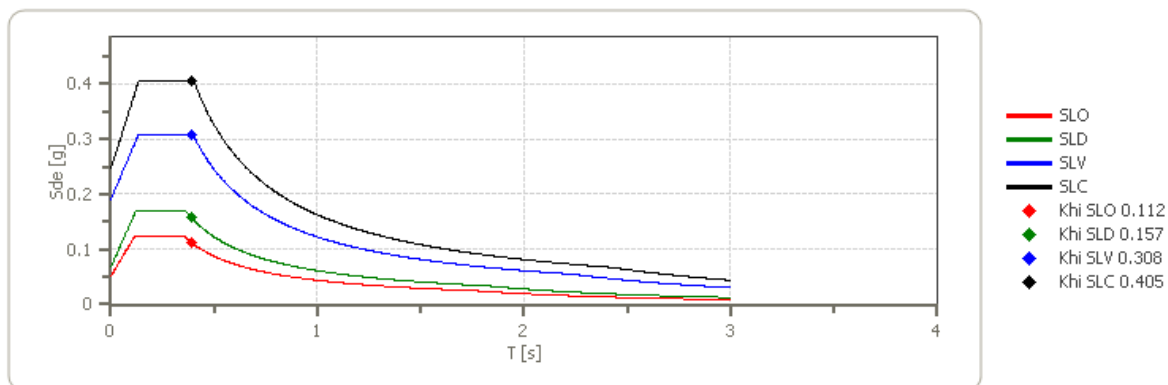
Periodo fondamentale T:

0.39 [s]

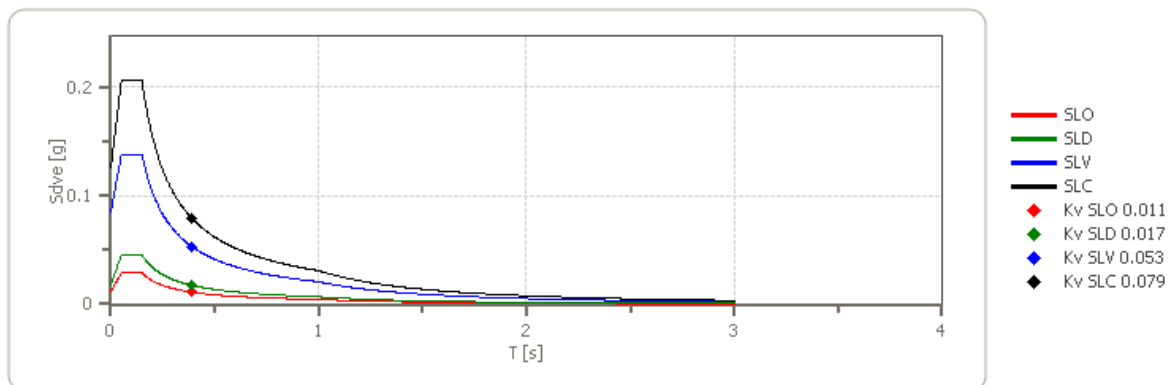
	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.112	0.157	0.308	0.405
kve = Sdve(T) Verticale [g]	0.011	0.017	0.053	0.079

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE IN LOCALITA' SAN ZENO

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Spettro di progetto delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1.0	0.042	2.468	0.238	1.200	1.470	1.000	1.200	1.000	0.117	0.350	1.769	0.051	0.125
SLO verticale	1.0	0.042	2.468	0.238	1.200	1.470	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.012	0.029
SLD orizzontale	1.0	0.056	2.500	0.249	1.200	1.450	1.000	1.200	1.000	0.120	0.361	1.826	0.068	0.169
SLD verticale	1.0	0.056	2.500	0.249	1.200	1.450	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.018	0.045
SLV orizzontale	1.0	0.159	2.426	0.280	1.200	1.420	1.000	1.200	1.500	0.132	0.397	2.234	0.190	0.308
SLV verticale	1.0	0.159	2.426	0.280	1.200	1.420	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.085	0.138
SLC orizzontale	1.0	0.205	2.467	0.283	1.200	1.420	1.000	1.200	1.500	0.134	0.402	2.420	0.246	0.405
SLC verticale	1.0	0.205	2.467	0.283	1.200	1.420	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.125	0.206

4. CONCLUSIONI

Fattibilità geologica: l'area in cui è inserito il sito si può definire (in base alle considerazioni esposte nella presente relazione) a medio-basso "rischio idrogeologico s.l.". La relazione è stata redatta in base alle disposizioni previste dall'art. 14 delle NTA del PAT di Arzignano vigente.

Fattibilità geotecnica:

Dall'esame dei dati bibliografici dell'area e dei dati delle prove eseguite viene confermata l'estrema disomogeneità sia verticale che laterale dei depositi costituenti la conoide alluvionale su cui insiste l'area in oggetto.

Non esiste una stratigrafia schematica che possa rappresentare in maniera accurata l'intera area; a tale scopo servirebbero una grande quantità di indagini puntuali, difficilmente eseguibili data l'antropizzazione dell'area, da elaborare statisticamente. Il problema geotecnico può essere sufficientemente risolto infittendo il numero di verticale di indagine (a tale scopo si consiglia di prevedere non meno di due verticali di indagine per ogni lotto una volta definiti i progetti di ciascuna struttura) utilizzando correlazioni cautelative con i dati penetrometrici ed utilizzando opportuni coefficienti di sicurezza.

In linea di massima i terreni superficiali, fino a profondità comprese tra 4,5 m e 7,0 m dal p.c. (a seconda della posizione su versante) sono caratterizzati da frazioni prevalentemente coesive, mediamente consistenti, che localmente inglobano frazioni granulari (ghiaiose). Più in profondità si riscontrano materiali in prevalenza granulari (ghiaie, talvolta limose) dotati di proprietà meccaniche migliori.

Il terreno dal punto di vista meccanico si presenta abbastanza disomogeneo in senso orizzontale e di consistenza medio-bassa in superficie (si rimanda alle stratigrafie ed alle elaborazioni delle singola prove). Poiché tale perizia si basa u un progetto in fase preliminare, non essendo pertanto disponibili informazioni sulla suddivisione in lotti e sulla tipologia di strutture che verranno realizzate, considerata la presenza di filtrazione a quote variabili tra -1,0 e -2,4 m dal p.c. (a seconda della posizione su versante ed in base alla stagionalità), si analizzerà di seguito la seguente soluzione orientativa allo scopo di valutare le minime resistenze disponibili e i massimi cedimenti teorici:

- Fondazioni a platea poggianti ad una profondità di circa 0,8 m dl piano di campagna attuale.

L'analisi delle fondazioni è stato condotto secondo le disposizioni contenute nelle NTC 2008 in vigore (D.M. 14/01/2008), considerando un carico unitario compatibile con le scelte progettuali e le resistenze disponibili. La geometria delle fondazioni e le azioni di progetto inserite in analisi sono da considerarsi orientative in quanto hanno la finalità di valutare le resistenze dei terreni a di stimare l'ordine di grandezza dei cedimenti teorici.

Stime più precise e dettagliate sono possibili sono a seguito della conoscenza esatta delle sollecitazioni di progetto (carichi agenti, momenti, e loro distribuzione sulla struttura).

FONDAZIONE TIPO PLATEA (ANALISI SU STRATIGRAFIA SU PROVA PIU' CAUTELATIVA: DPSH5) :

- Resistenze di progetto: L'analisi del sistema terreno-fondazione indica che le resistenze di progetto, calcolate con il metodo più cautelativo ed in condizioni sismiche sono di circa 1,1 Kg/cm², in riferimento alla soluzione a platea poggiate superficialmente sulle alluvioni coesive a medio/bassa consistenza con le dimensioni e le resistenze di progetto ipotizzate
- Cedimenti: I cedimenti teorici valutati per la tipologia di fondazione analizzata, considerando un carico unitario uniforme (1,0 Kg/cm²), risultano di circa 3,9 cm in corrispondenza della verticale DPSH1 pertanto da sottoporre alla valutazione dei progettisti.
E' possibile minimizzare i cedimenti predisponendo un sottofondo in spezzato di cava opportunamente addensato in sito preceduto da un telo in TNT antipunzonamento.
I cedimenti possono essere del tutto annullati nell'ipotesi di un trasferimento dei carichi entro i terreni consistenti mediante esecuzione di fondazioni profonde tipo pali di medio/grande diametro. Tale soluzione andrà comunque valutata dai progettisti, adeguatamente dimensionata e realizzata da ditta specializzata nel settore delle fondazioni profonde.

Rischio sismico: la normativa sismica in vigore assegna il Comune di Arzignano alla classe 3. Considerato l'assetto geologico e geomorfologico e stratigrafico dell'area in cui è inserito il sito i rischi legati a sismicità sono remoti mentre suolo di fondazione è classificato come C.

La curva H/V presenta evidenti picchi (apprezzabile ampiezza rapporto H/V) circa 3.6 Hz probabilmente dovuto al contatto tra le alluvioni ed il substrato. Si segnala un debole picco di probabile natura litologica a circa 18 Hz mentre i picchi alle alte frequenze sono senza dubbio di origine antropica.

La frequenza fondamentale di sito non è determinabile in quanto i picchi individuati non soddisfano i criteri del protocollo SESAME per un picco chiaro ed isolato.

Relazione compilata nel mese di Febbraio 2018



Dr. Geol. MATTEO SCALZOTTO
N° 65