

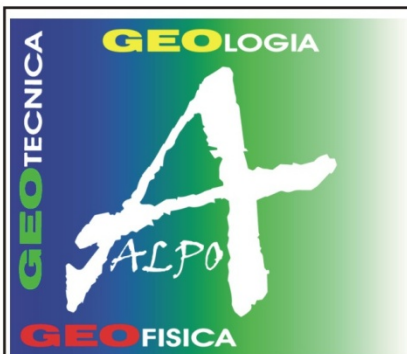
COMUNE DI VERONA

PROVINCIA DI VERONA

PUA — SCHEDA 272

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
PER URBANIZZAZIONE DI AREA SITA
IN VERONA, VIA GARDESANE — ATO 3

SOGGETTO ATTUATORE		SIG. GALVANI LORENZO Via Bresciana 10/A GLV LNZ 48C16 L781K SIG. GALVANI LINO Via Bresciana 10/A GLV LNI 54B26 L781P SIG.RA GALVANI GIUSEPPINA Via Matozze 81 GLV GPP 58T59 L781P	
Tavola TAV 6 A		Oggetto ANALISI GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA, IDROGEOLOGICA	
Class.		Data	Aggiornamento
1301 P 6A 0		20.01.2014	
Scala		Formato	
		A4	
Progettista		Proprietà'	
ing. Paolo Schena via Diga 9, 37124 Verona tel +39 045 8352447 fax +39 045 8352455 e_mail paolo.schena@ingpec.eu			



STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA

GEOFISICA, IDROGEOLOGIA E AMBIENTE

DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO



**COMUNE DI VERONA
PROVINCIA DI VERONA**



COMMITTENTE: F.LLI GALVANI

**INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA
RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DEL PIANO ATTUATIVO
"GARDESANE"**

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

DATA

20/01/2014

IL TECNICO

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO

DOMICILIO FISCALE ED UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)

Tel. 3382727007 - Partita I.V.A. 03144280249

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

COMUNE DI VERONA

PROVINCIA DI VERONA

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DEL PIANO ATTUATIVO "GARDESANE"

- 1. INTRODUZIONE**
- 2. RELAZIONE GEOLOGICA**
- 3. RELAZIONE GEOTECNICA**
- 4. CONCLUSIONI**
- 5. RELAZIONE AMBIENTALE**

1. INTRODUZIONE

Su incarico della ditta F.lli Galvani lo scrivente ha esaminato l'area interessata dal progetto per la realizzazione del P.U.A. "Gardesane".

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

- ricerca di informazioni bibliografiche sull'area;
- un rilievo geologico di superficie al fine di identificare le litologie affioranti e la morfologia del territorio;
- n. 4 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) spinte fino al rifiuto strumentale.
- n. 1 prospezione sismica passiva con tecnica HVSR per la determinazione della sismo stratigrafia in onde S, del parametro Vs30, della categoria del suolo di fondazione e della frequenza di risonanza del sito in ottemperanza alle normative vigenti;

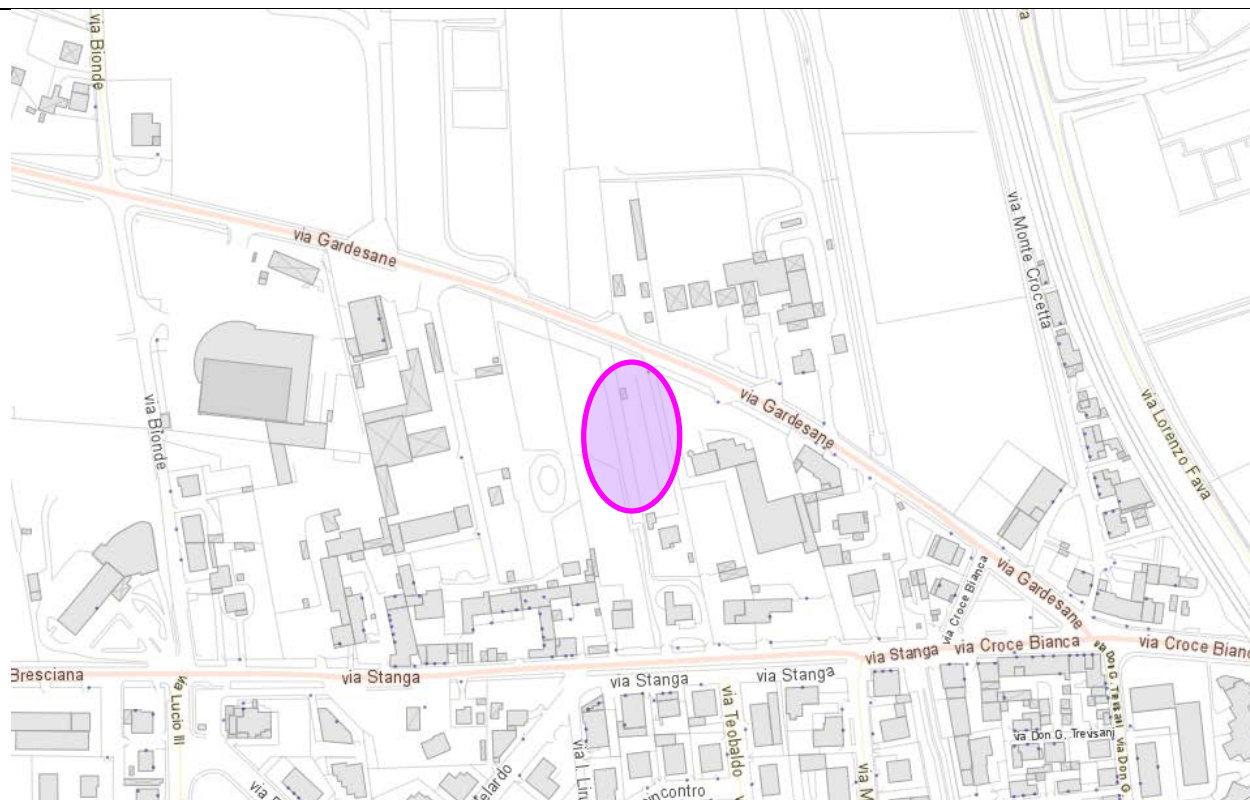
Tali indagini sono altresì necessarie per ottemperare al D.M. 14.01.08.

L'area in esame è ubicata in via Gardesane ad una quota di circa 82 m s.l.m.m. Per l'ubicazione si fa riferimento alla Carta Tecnica Regionale estratta dal SIT del Comune di Verona.



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

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DEL PIANO ATTUATIVO "GARDESANE"



Ubicazione dell'area su estratto da ctr SIT del Comune di Verona



Rilievo aerofotogrammetrico

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. RELAZIONE GEOLOGICA

Geologia: il territorio in esame fa parte dell'Alta Pianura Veronese, un'area che si estende ai confini occidentali del Veneto allo sbocco in pianura della valle montana dell'Adige.

Il sottosuolo dell'Alta pianura Veronese è costituita in grandissima prevalenza da materiali sciolti grossolani ghiaioso-sabbiosi di origine fluvioglaciale, depositati dal F. Adige a formare grandi conoidi sovrapposte. Gli spessori accertati del materasso alluvionale superano i 200 m.

Nella fascia orientale il sottosuolo ghiaioso presenta alcuni livelli limoso-argillosi (di qualche m di spessore), caratterizzati da ampia continuità, tuttavia di potenza complessiva molto subordinata rispetto alle alluvioni ghiaiose.

Verso sud le conoidi ghiaiose si rastremano progressivamente ma rapidamente, assottigliandosi ed innestandosi entro i depositi limoso-argillosi e sabbiosi, dove hanno termine.

L'area in esame è caratterizzata dalle alluvioni, generalmente grossolane e terrazzate, appartenenti all'antica conoide dell'Adige (in giallo nella carta geologica sottostante).

L'area a nord di Verona si trova nella parte centrale dell'Alta Pianura Veronese ed è caratterizzato, al di sotto di un suolo ghiaioso poco addensato in matrice sabbiosa (spessore 1-1,5 m), dalla presenza di litotipi ghiaiosi in matrice sabbiosa.

Dal punto di vista tettonico la pianura veronese e mantovana (unità neotettonica n° 1), ai piedi dei rilievi prealpini, è stata soggetta ad episodi di debole sollevamento nel Pliocene, mentre successivamente è stata interessata da una continua subsidenza; in quest'area, a partire dal Pleistocene medio, depositi continentali hanno cominciato a sostituirsi ai depositi marini.

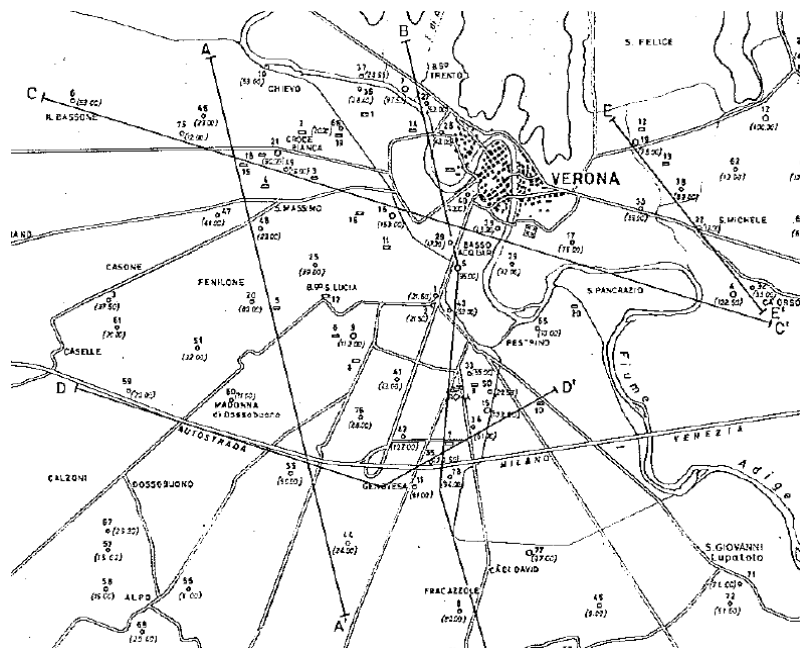


Estratto della carta litologica scala 1:100.000 (Foglio n. 48 "Peschiera"); in rosso l'area indagata



Estratto della carta geologica del Comune di Verona (De Zanche, Sorbini 1977); in rosso l'area indagata

Dalla sezione sottostante estratta dalla studio "Ricerche idrogeologiche e litostratigrafiche nell'alta pianura alluviale" si può notare come il sottosuolo nella parte nord-orientale dell'alta pianura veronese sia caratterizzato da depositi per lo più ghiaioso-sabbiosi indifferenziati (60-70 m).



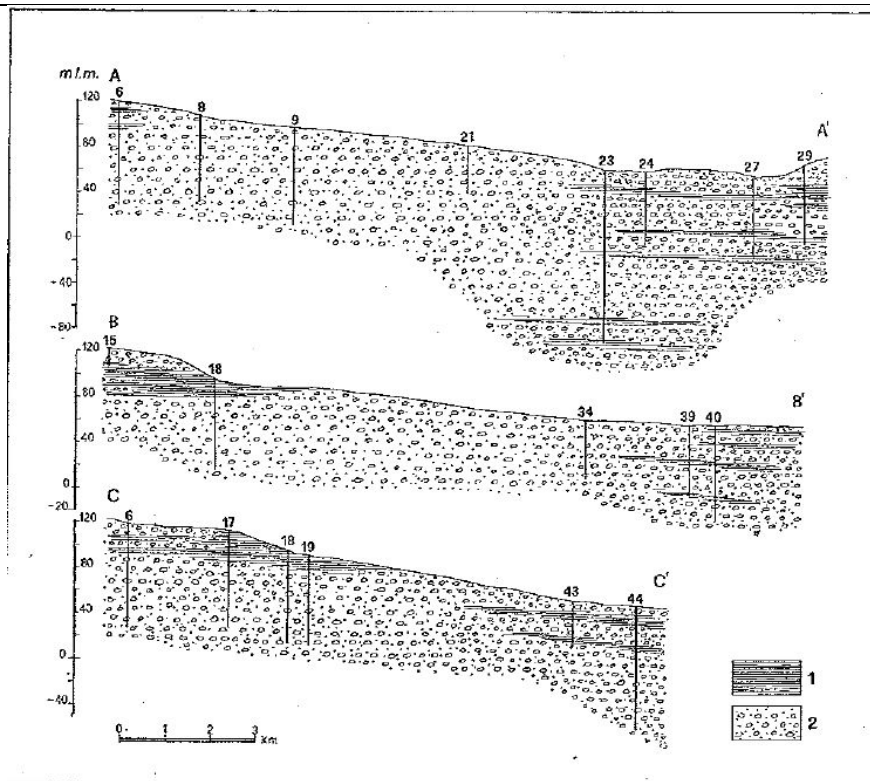


Fig. 3 - Sezioni stratigrafiche. La traccia delle sezioni è riportata in fig. 1. 1) Argille. 2) Ghiaie sabbiose.

Geomorfologia: L'Alta Pianura Veronese possiede una netta individualità in quanto è delimitata su tre lati dai rilievi montuosi e collinari: a nord e ad est dalle dorsali occidentali dei Monti Lessini e ad ovest dalle colline moreniche dell'Anfiteatro del Garda. Il limite a sud è costituito dalla fascia delle risorgive, che da inizio alla bassa pianura.

La morfologia della pianura veronese è influenzata fondamentalmente dalla conoide fluvio-glaciale dell'Adige che, fiancheggiando i Lessini ad oriente di Verona, si spinge fino alle pendici collinari dei Berici. Tale conoide è formata da materiali grossolani, spesso stratificati, con stratificazione da parallela ad incrociata, ed alternati a letti di e lenti di sabbie discontinue. I ciottoli sono costituiti da calcari chiari, dolomie, porfidi atesini.

Sulla vecchia conoide dell'Adige, in parte smantellata, si depositarono le alluvioni più recenti che mostrano, pur distinguendosi per un minor grado di alterazione, le stesse particolarità litologiche. La distinzione di questi terreni è fondata essenzialmente su motivi morfologici e più precisamente sull'esistenza di una serie di terrazzi degradanti verso l'asse del fiume.

Il sottosuolo viene molto sfruttato per l'estrazione di materie naturali da costruzione (ghiaie e sabbie) e per il prelievo di rilevanti portate d'acqua sotterranea ad uso potabile, irriguo ed industriale.

L'area in esame non rientra in aree classificate a pericolosità di frana dal PAI dell'Adige.

Essendo pianeggiante il lotto si presenta stabile dal punto di vista morfologico.

Idrologia: L'elemento idrografico principale è il F. Adige che taglia diagonalmente il territorio comunale di Verona ed è il punto di presa e di confluenza di canali artificiali e corsi d'acqua naturali, che l'uomo ha costruito a suo beneficio a fini agricoli, industriali ed idroelettrici: canale Biffis, Camuzzoni, Giuliani, Marazza, senza dimenticare, inoltre, le opere dei consorzi di bonifica (Alto Veronese, Conagro, Agroveronese).

Vista la notevole distanza con il F. Adige l'area può considerarsi stabile dal punto di vista idraulico.

L'area in esame non rientra in aree classificate a pericolosità idraulica dal PAI dell'Adige.

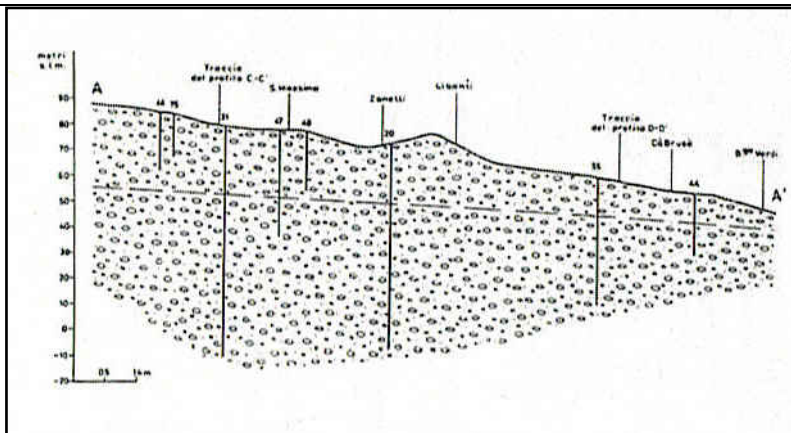


Estratto della carta I.G.M. scala 1:25.000; in verde l'area indagata

Idrogeologia: le condizioni idrogeologiche dell'area in esame sono legate alla permeabilità presenti nel sottosuolo, all'assetto stratigrafico ed alla morfologia locale.

Il sottosuolo dell'alta pianura veronese è costituito da materiali grossolani ghiaioso-sabbiosi depositati dal F. Adige, il cui spessore diminuisce da monte (200 m) a valle, rastremandosi progressivamente, ma rapidamente, fino ad innestarsi nei depositi limosi-argillosi e sabbiosi di media pianura.

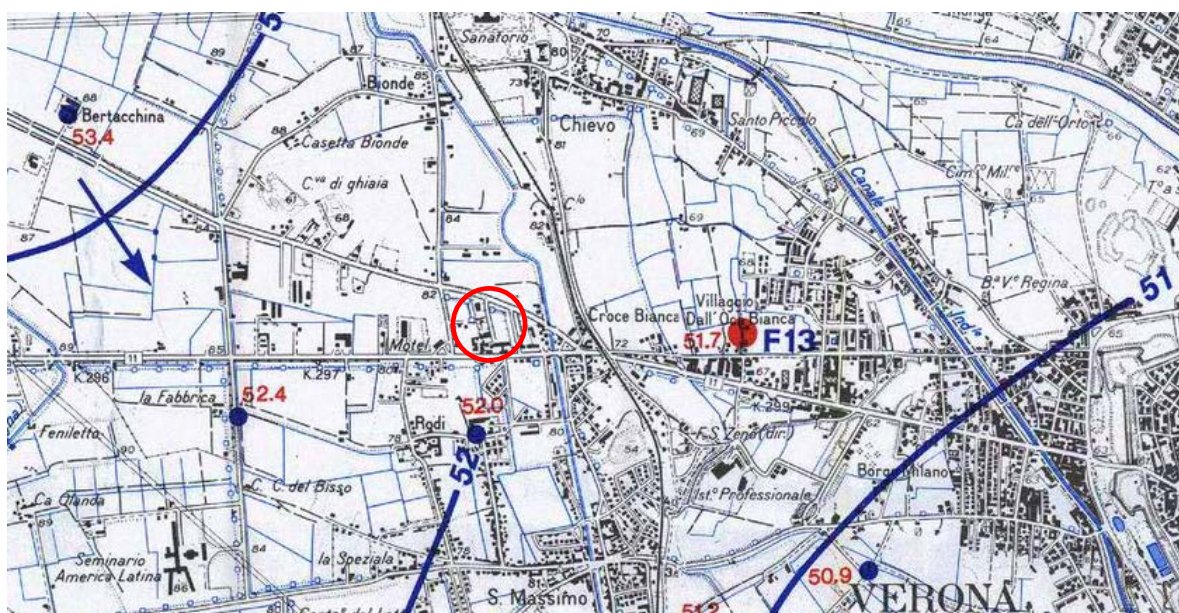
Questo materasso alluvionale è dotato di una permeabilità molto elevata, che consente l'esistenza di una ricchissima falda freatica, la cui profondità varia da un massimo di 40-50 m nella parte alta (Bussolengo. Pescantina) fino ad affiorare verso il limite meridionale nei punti più depressi (fascia delle risorgive).



Sezione idrogeologica N-S del materasso alluvionale nell'area tra Santa Lucia e Madonna di Dossobuono

Il regime della falda è caratterizzato da un'unica fase di piena tardo-estiva e da un'unica fase di magra all'inizio della primavera ed è praticamente identico (con uno sfasamento di 2-3 mesi) a quello del F. Adige (che alimenta direttamente la falda con il suo deflusso di subalveo).

Dalla "Carta idrogeologica dell'alta pianura veronese orientale" (Dal Prà et al., 1997) si nota come i deflussi generali abbiano andamento NW-SE e che la falda, nell'area in esame, si trovi ad una quota di 52 metri s.l.m.m.. Per cui la falda si trova a 30 m rispetto al p.c.

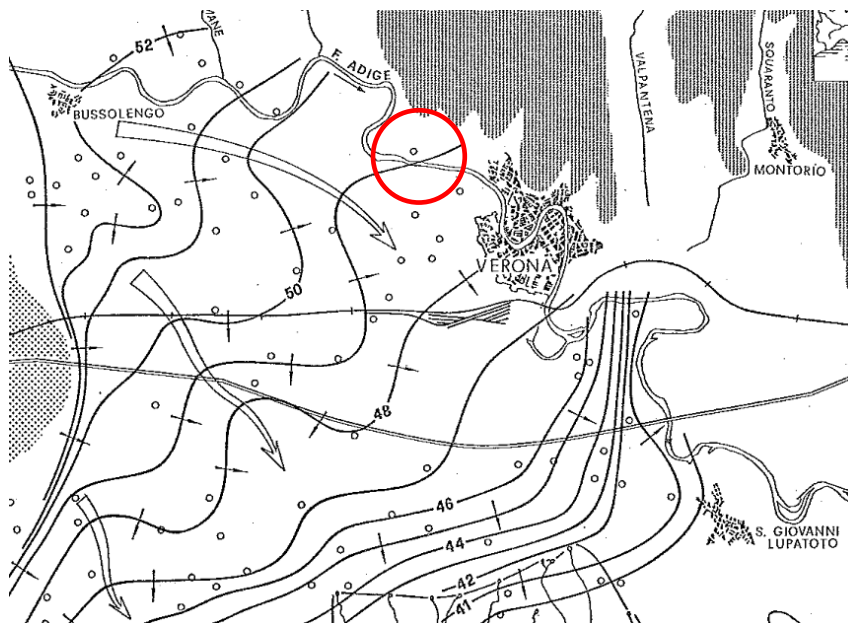


Estratto della "Carta idrogeologica dell'alta pianura dell'Adige" (Dal Prà et al., 1985); in rosso l'area in esame

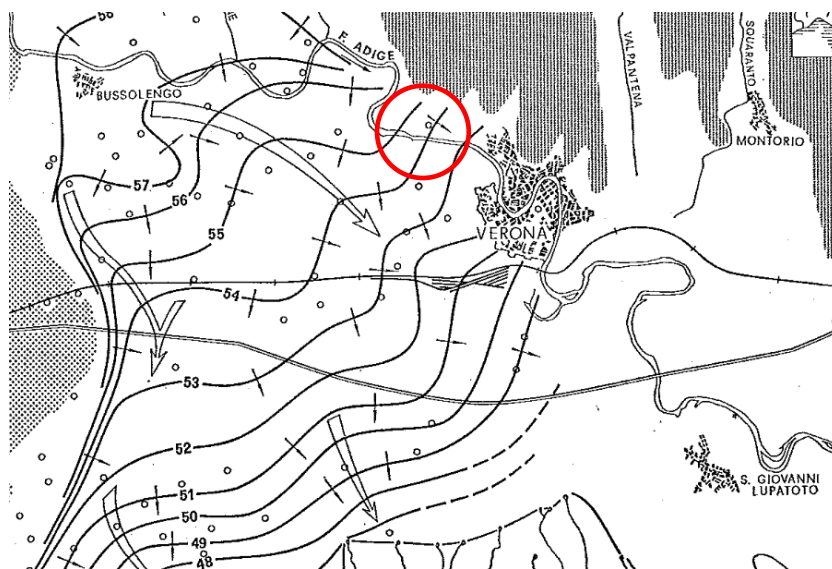
Il regime della falda è caratterizzato da un'unica fase di piena tardo-estiva e da un'unica fase di magra all'inizio della primavera.

Le oscillazioni freatiche variano da un massimo di 10 m nel limite settentrionale a valori inferiori a 1 m lungo la fascia delle fontanili.

La situazione idrogeologica dell'area in esame è caratterizzata da una prima falda di tipo freatico contenuta nelle alluvioni ghiaiose. Dalle cartografie estratte dallo studio a "Nuovi contributi idrogeologici e idrochimici sugli acquiferi dell'alta pianura veronese" (R. Antonelli, S. Stefanini 1982) si nota come nell'area in esame la falda si trovi ad una quota che oscilla tra i 49 m e 54 m s.l.m. e che i deflussi generali abbiano andamento NW-SE. Pertanto la falda si trova ad una quota compresa tra 28 m e 33 m dal p.c..

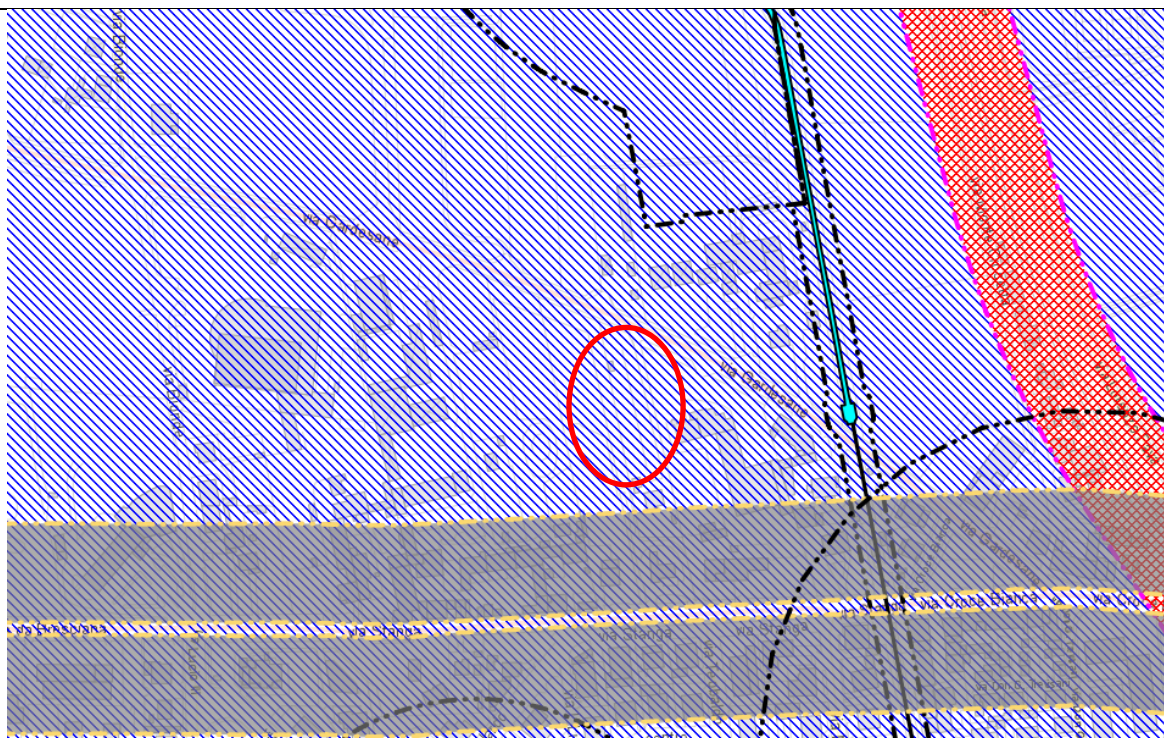


Estratto della carta dei deflussi freatici in fase di magra della falda (marzo 1978) in rosso l'area in esame



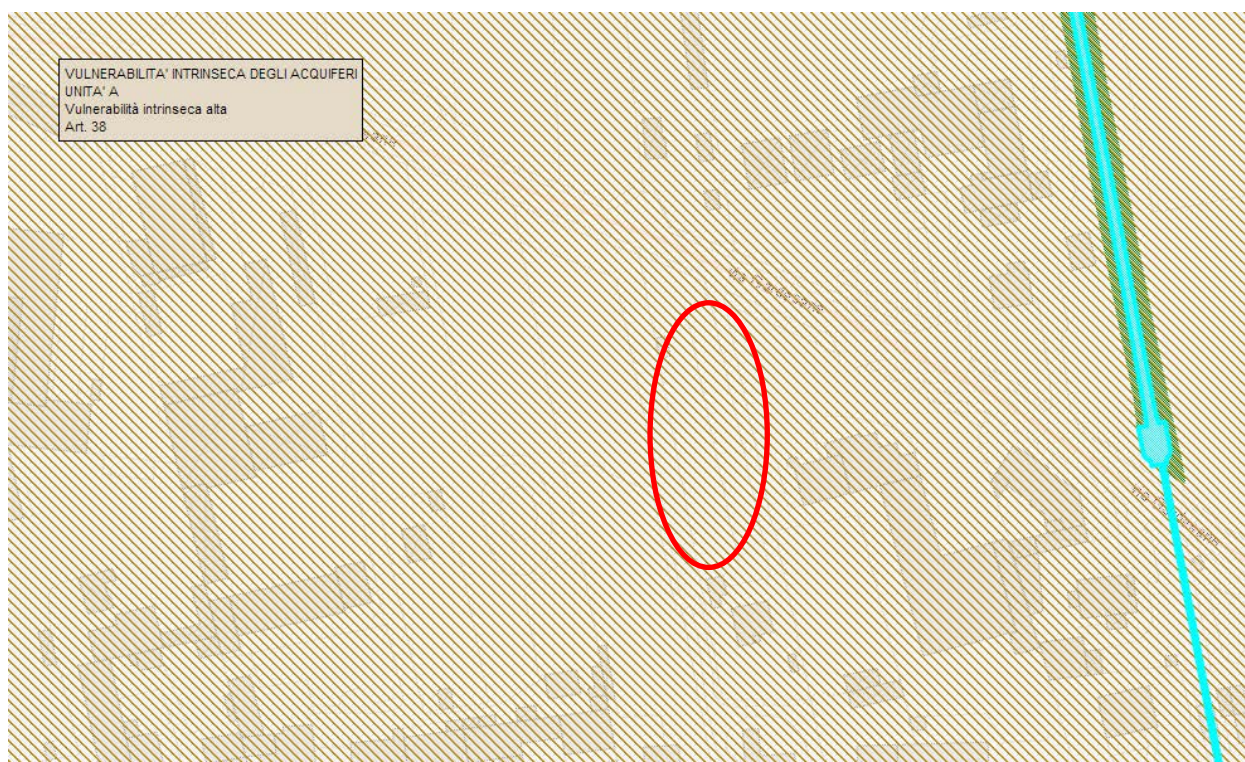
Estratto della carta dei deflussi freatici in fase di piena della falda (agosto 1977) in rosso l'area in esame

Come si evince dalla carta dei vincoli del PAT di Verona l'area in esame si trova nell'area di ricarica degli acquiferi (art. 32).



Estratto della Carta dei vincoli del PAT di Verona; in rosso l'area in esame

Nella carta delle fragilità del PAT l'area in esame è classificata come area con terreno ottimo ai fini edificatori (art. 37) e come area con vulnerabilità intrinseca elevata unità A (art. 38).



Estratto della Carta delle fragilità del PAT di Verona; in rosso l'area in esame

3. RELAZIONE GEOTECNICA

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

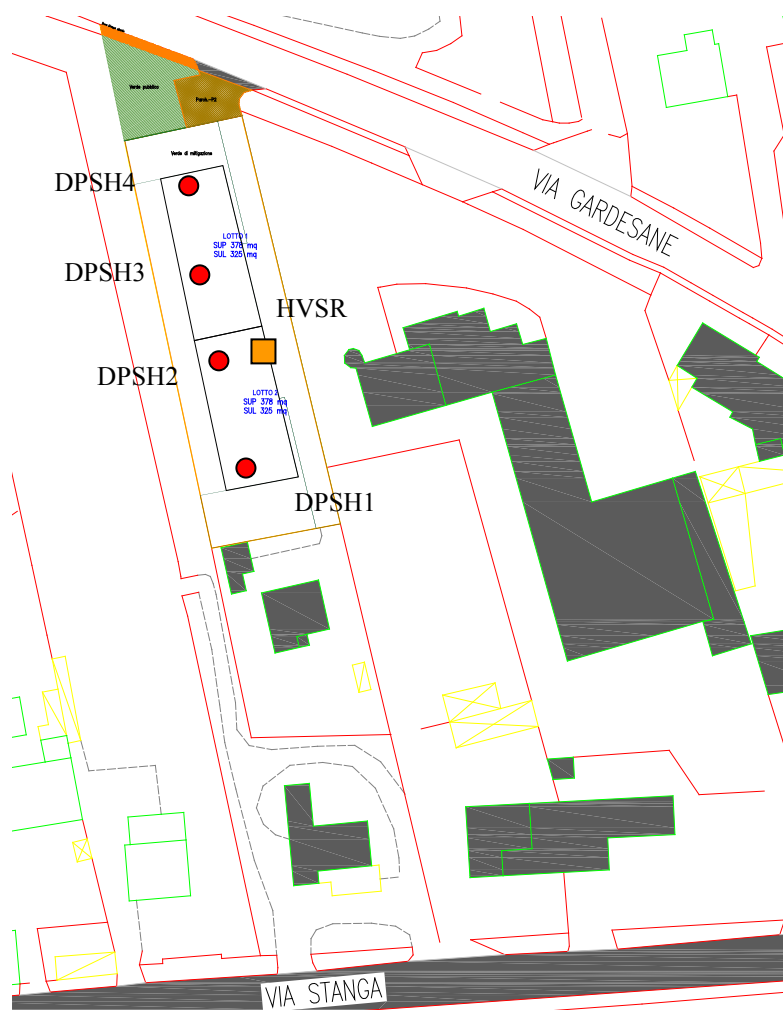
Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

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

D.M. 14.01.2008

La presente relazione geotecnica, considerato l'assetto geolitologico locale, e la tipologia del progetto, si basa sui risultati di una campagna di indagini comprensiva di n. 4 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) e n. 1 prospezione a stazione singola con tecnica HVSR e dai dati bibliografici riguardanti alcune indagini reperite in bibliografia e da un rilievo geologico in sito. Di seguito si riporta l'ubicazione delle indagini su estratto planimetrico.



Planimetria dello stato di fatto con ubicazione della prova eseguita;

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

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:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura $\square$)
- avanzamento (penetrazione) $\square$
- 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 10	8
Medio	DPM (Medium)	10 < M < 40	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	40 < M < 60	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	M > 60	25

Penetrometro usato:

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	4,8 Kg
Diametro punta conica	80,42 mm
Area di base punta	50,8 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	8 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,60 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1,35
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

Correlazione con Nspt

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 Nspt ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con Nspt. 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 Qspt 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 Rpd

Formula Olandese

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

- Rpd = resistenza dinamica punta (area A);
- e = infissione media per colpo ($\frac{N}{N}$);
- 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 resistenza alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di DynamicProbing, 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 (%)

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 $\gamma \approx 2,65$ 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_d 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/cm²) (valori medi), valida per **argille e limi argillosi** con $N_c=20$ e $Q_c/N_{spt}=2$.
- Schmertmann 1975 C_u (Kg/cm²) (valori minimi), valida per argille NC .

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

- 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 .

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.



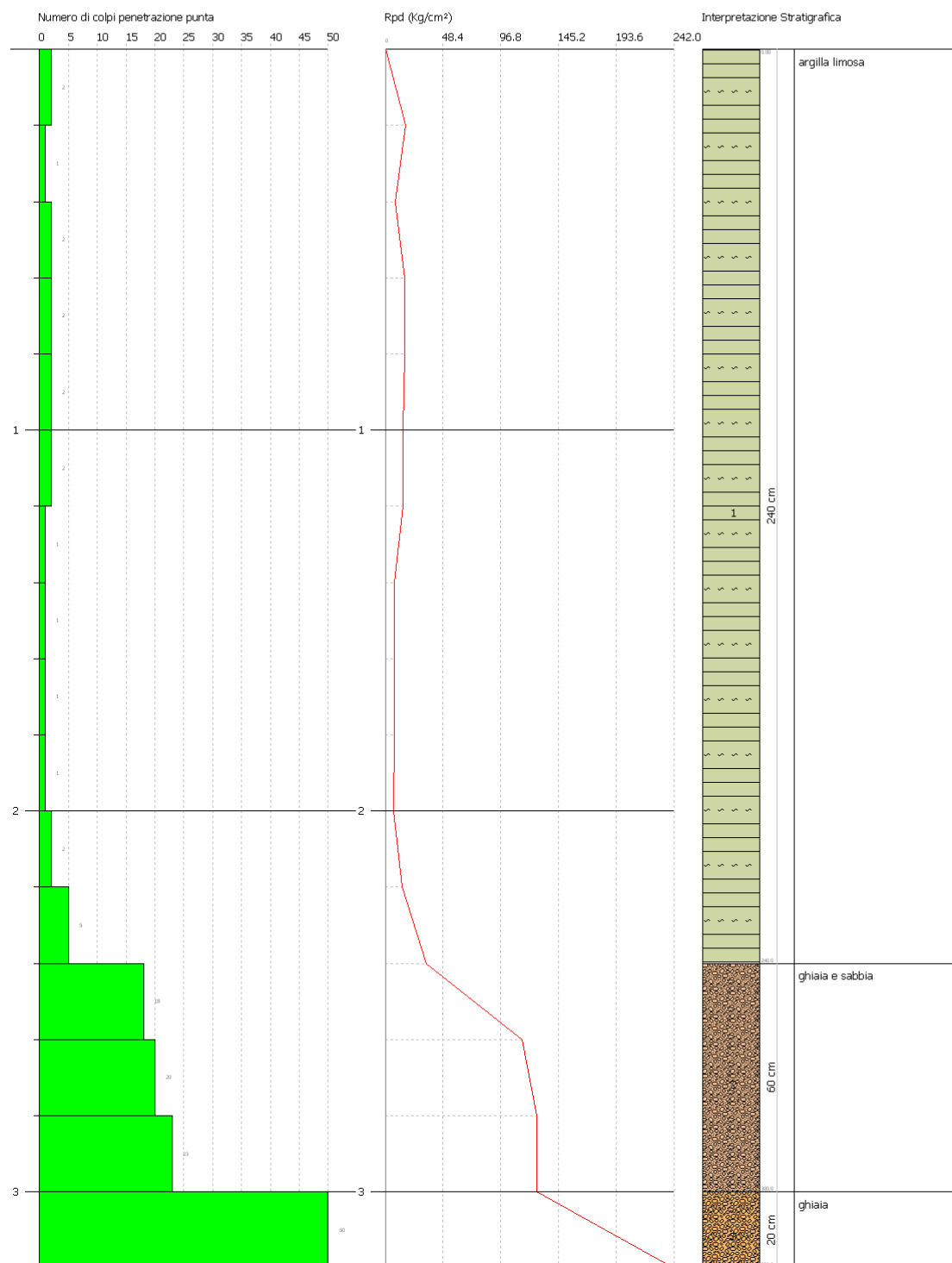
Esecuzione DPSH

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH1
Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente: GALVANI
Cantiere: PUA "GARDESANE"
Località: VERONA

Data: 03/05/2013

Scale 1:15



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

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DEL PIANO ATTUATIVO "GARDESANE"

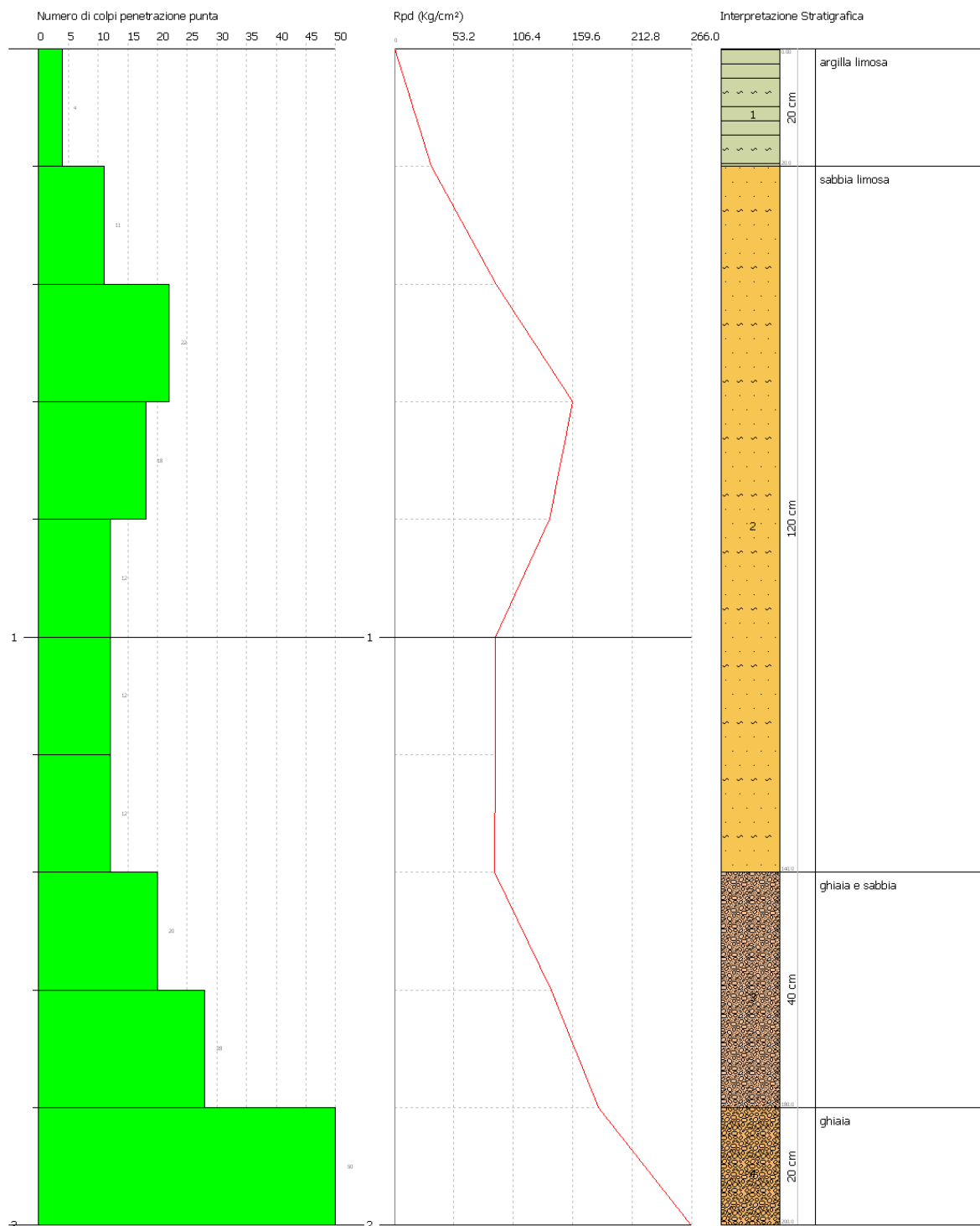
DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
Via Alpone, 7 - 37030 - Roncà (VR)
Phone 3382727007
www.alpogeo.it - www.alpogeo.com - studiogeologia.sf@libero.it

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH2
Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Committente: GALVANI
Cantiere: PUA "GARDESANE"
Località: VERONA

Data: 03/05/2013

Scale 1:10



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

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DEL PIANO ATTUATIVO "GARDESANE"

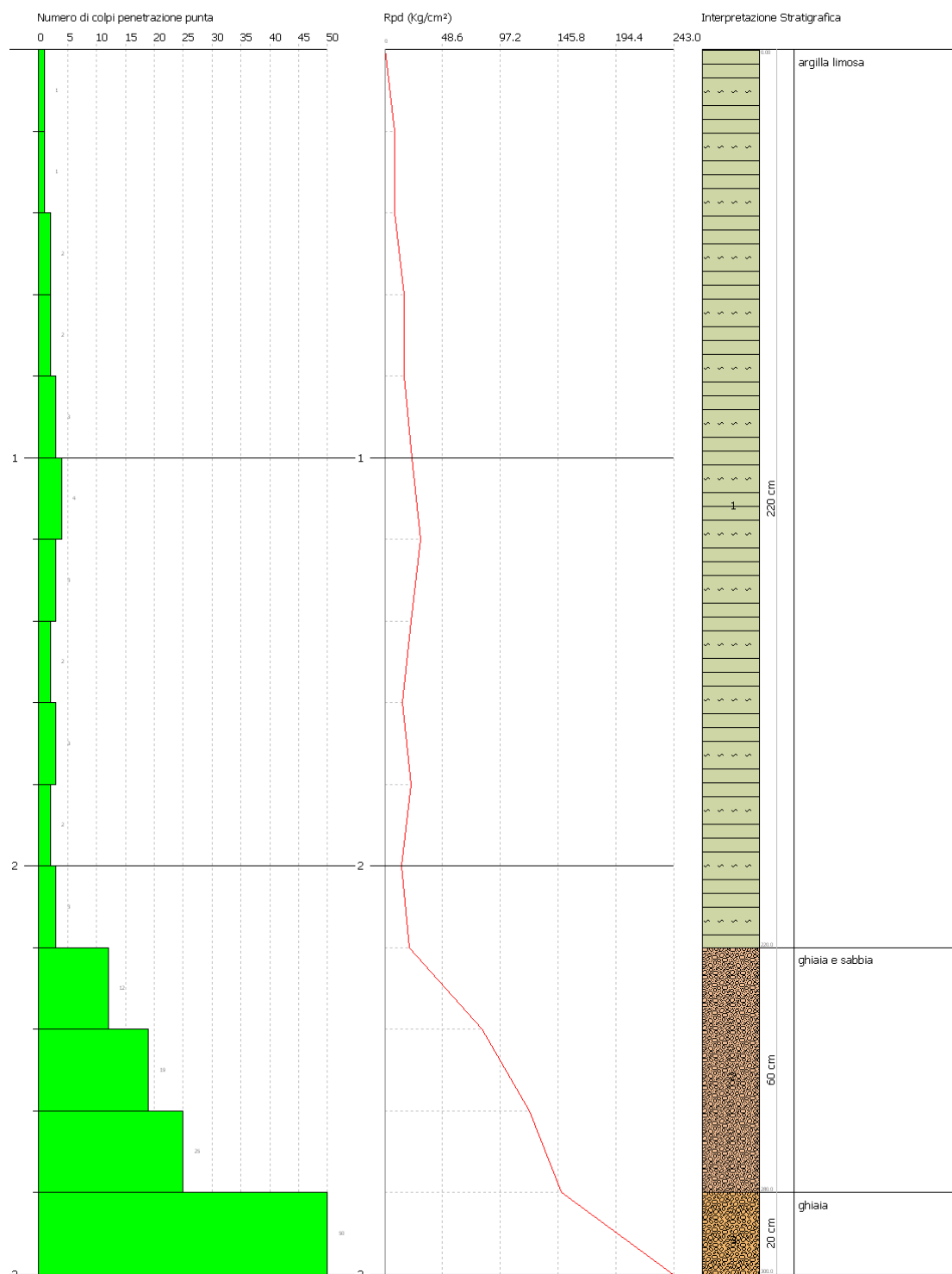
DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
Via Alpone, 7 - 37030 - Roncà (VR)
Phone 3382727007
www.alpogeo.it - www.alpogeo.com - studiogeologia.sf@libero.it

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH3
Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Committente: GALVANI
Cantiere: PUA "GARDESANE"
Località: VERONA

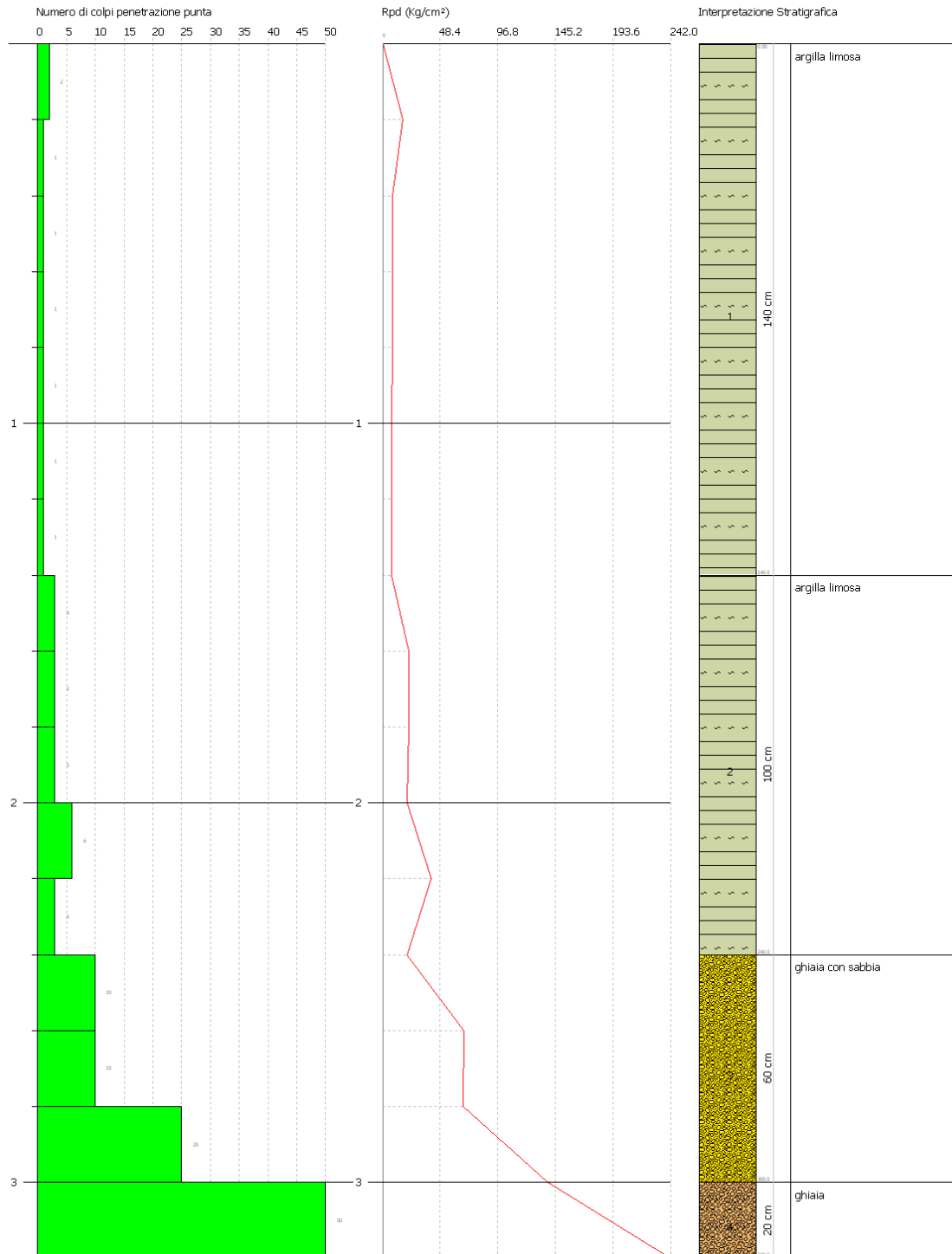
Data: 03/05/2013

Scala 1:14



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

Scala 1:15

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

PROVA ...DPSH1

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

DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
 03/05/13
 3.20 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	16.61	19.44	0.83	0.97
0.40	1	0.851	8.27	9.72	0.41	0.49
0.60	2	0.847	16.46	19.44	0.82	0.97
0.80	2	0.843	16.39	19.44	0.82	0.97
1.00	2	0.840	15.10	17.98	0.75	0.90
1.20	2	0.836	15.04	17.98	0.75	0.90
1.40	1	0.833	7.49	8.99	0.37	0.45
1.60	1	0.830	7.46	8.99	0.37	0.45
1.80	1	0.826	7.43	8.99	0.37	0.45
2.00	1	0.823	6.88	8.36	0.34	0.42
2.20	2	0.820	13.72	16.73	0.69	0.84
2.40	5	0.817	34.17	41.82	1.71	2.09
2.60	18	0.764	115.05	150.54	5.75	7.53
2.80	20	0.761	127.36	167.27	6.37	8.36
3.00	23	0.709	127.44	179.83	6.37	8.99
3.20	51	0.606	241.64	398.74	12.08	19.94

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
2.4	1.83	16.49	Coesivo	0	1.79	1.88	0.21	3.01	5.5	argilla limosa
3	20.33	165.88	Incoerente	0	2.3	2.5	0.5	3.01	61.13	ghiaia e sabbia
3.2	51	398.74	Incoerente	0	2.5	2.5	0.59	3.01	153.36	ghiaia

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH1

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	5.5	2.40	Schmertmann 1975	0.54

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	5.5	2.40	Robertson (1983)	11.00

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	5.5	2.40	Buisman-Sanglerat	68.75

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	5.5	2.40	Apollonia	55.00

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - argilla limosa	5.5	2.40	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DEL PIANO ATTUATIVO "GARDESANE"

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m³)
[1] - argilla limosa	5.5	2.40	Meyerhof ed altri	1.79

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m³)
[1] - argilla limosa	5.5	2.40	Meyerhof ed altri	1.88

TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[2] - ghiaia e sabbia	61.13	3.00	61.13	Skempton 1986	91.36
[3] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Skempton 1986	100

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[2] - ghiaia e sabbia	61.13	3.00	61.13	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	34
[3] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	38

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm²)
[2] - ghiaia e sabbia	61.13	3.00	61.13	Bowles (1982) Sabbia Media	380.65
[3] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Bowles (1982) Sabbia Media	841.80

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
[2] - ghiaia e sabbia	61.13	3.00	61.13	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	153.03
[3] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	342.47

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[2] - ghiaia e sabbia	61.13	3.00	61.13	Classificazione A.G.I.	MOLTO ADDENSATO
[3] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Classificazione A.G.I.	MOLTO ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
[2] - ghiaia e sabbia	61.13	3.00	61.13	Meyerhof ed altri	2.30
[3] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Meyerhof ed altri	2.50

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
[2] - ghiaia e sabbia	61.13	3.00	61.13	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50
[3] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[2] - ghiaia e sabbia	61.13	3.00	61.13	(A.G.I.)	0.23
[3] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	(A.G.I.)	0.05

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DEL PIANO ATTUATIVO "GARDESANE"

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
[2] - ghiaia e sabbia	61.13	3.00	61.13	Ohsaki (Sabbie pulite)	3104.51
[3] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Ohsaki (Sabbie pulite)	7370.26

Modulo di reazione Ko

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[2] - ghiaia e sabbia	61.13	3.00	61.13	Navfac 1971-1982	10.17
[3] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Navfac 1971-1982	11.93

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[2] - ghiaia e sabbia	61.13	3.00	61.13	Robertson 1983	122.26
[3] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Robertson 1983	306.72

PROVA ...DPSH2

Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
 Prova eseguita in data 03/05/13
 Profondità prova 2.00 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	4	0.855	33.22	38.87	1.66	1.94
0.40	11	0.851	90.94	106.90	4.55	5.34
0.60	22	0.747	159.70	213.79	7.99	10.69
0.80	18	0.793	138.77	174.92	6.94	8.75
1.00	12	0.840	90.59	107.88	4.53	5.39
1.20	12	0.836	90.21	107.88	4.51	5.39
1.40	12	0.833	89.85	107.88	4.49	5.39
1.60	20	0.780	140.16	179.80	7.01	8.99
1.80	28	0.726	182.83	251.72	9.14	12.59
2.00	51	0.623	265.81	426.53	13.29	21.33

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
0.2	4	38.87	Coesivo	0	2.02	2.22	0.02	3.01	12.03	argilla limosa
1.4	14.5	136.54	Incoerente	0	2.22	2.5	0.17	3.01	43.6	sabbia limosa
1.8	24	215.76	Incoerente	0	2.44	2.5	0.36	3.01	72.17	ghiaia e sabbia
2	51	426.53	Incoerente	0	2.5	2.5	0.43	3.01	153.36	ghiaia

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH2

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	12.03	0.20	Schmertmann 1975	1.18

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	12.03	0.20	Robertson (1983)	24.06

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DEL PIANO ATTUATIVO "GARDESANE"

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	12.03	0.20	Buisman-Sanglerat	120.30

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	12.03	0.20	Apollonia	120.30

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - argilla limosa	12.03	0.20	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
[1] - argilla limosa	12.03	0.20	Meyerhof ed altri	2.02

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
[1] - argilla limosa	12.03	0.20	Meyerhof ed altri	2.22

TERRENI INCOERENTI
Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[2] - sabbia limosa	43.6	1.40	43.6	Skempton 1986	75.21
[3] - ghiaia e sabbia	72.17	1.80	72.17	Skempton 1986	100
[4] - ghiaia	153.36	2.00	153.36	Skempton 1986	100

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[2] - sabbia limosa	43.6	1.40	43.6	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	33
[3] - ghiaia e sabbia	72.17	1.80	72.17	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	34
[4] - ghiaia	153.36	2.00	153.36	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	38

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
[2] - sabbia limosa	43.6	1.40	43.6	Bowles (1982) Sabbia Media	293.00
[3] - ghiaia e sabbia	72.17	1.80	72.17	Bowles (1982) Sabbia Media	435.85
[4] - ghiaia	153.36	2.00	153.36	Bowles (1982) Sabbia Media	841.80

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
[2] - sabbia limosa	43.6	1.40	43.6	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	117.02
[3] - ghiaia e sabbia	72.17	1.80	72.17	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	175.70
[4] - ghiaia	153.36	2.00	153.36	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	342.47

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[2] - sabbia limosa	43.6	1.40	43.6	Classificazione A.G.I.	ADDENSATO
[3] - ghiaia e sabbia	72.17	1.80	72.17	Classificazione A.G.I.	MOLTO ADDENSATO
[4] - ghiaia	153.36	2.00	153.36	Classificazione A.G.I.	MOLTO ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
[2] - sabbia limosa	43.6	1.40	43.6	Meyerhof ed altri	2.22
[3] - ghiaia e sabbia	72.17	1.80	72.17	Meyerhof ed altri	2.44
[4] - ghiaia	153.36	2.00	153.36	Meyerhof ed altri	2.50

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
[2] - sabbia limosa	43.6	1.40	43.6	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50
[3] - ghiaia e sabbia	72.17	1.80	72.17	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50
[4] - ghiaia	153.36	2.00	153.36	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[2] - sabbia limosa	43.6	1.40	43.6	(A.G.I.)	0.27
[3] - ghiaia e sabbia	72.17	1.80	72.17	(A.G.I.)	0.21
[4] - ghiaia	153.36	2.00	153.36	(A.G.I.)	0.05

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm²)
[2] - sabbia limosa	43.6	1.40	43.6	Ohsaki (Sabbie pulite)	2259.60
[3] - ghiaia e sabbia	72.17	1.80	72.17	Ohsaki (Sabbie pulite)	3628.85
[4] - ghiaia	153.36	2.00	153.36	Ohsaki (Sabbie pulite)	7370.26

Modulo di reazione Ko

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[2] - sabbia limosa	43.6	1.40	43.6	Navfac 1971-1982	7.33
[3] - ghiaia e sabbia	72.17	1.80	72.17	Navfac 1971-1982	11.93
[4] - ghiaia	153.36	2.00	153.36	Navfac 1971-1982	11.93

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm²)
[2] - sabbia limosa	43.6	1.40	43.6	Robertson 1983	87.20
[3] - ghiaia e sabbia	72.17	1.80	72.17	Robertson 1983	144.34
[4] - ghiaia	153.36	2.00	153.36	Robertson 1983	306.72

PROVA ...DPSH3

Strumento utilizzato...

DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Prova eseguita in data

03/05/13

Profondità prova

3.00 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	1	0.855	8.31	9.72	0.42	0.49
0.40	1	0.851	8.27	9.72	0.41	0.49
0.60	2	0.847	16.46	19.44	0.82	0.97
0.80	2	0.843	16.39	19.44	0.82	0.97
1.00	3	0.840	22.65	26.97	1.13	1.35
1.20	4	0.836	30.07	35.96	1.50	1.80
1.40	3	0.833	22.46	26.97	1.12	1.35
1.60	2	0.830	14.92	17.98	0.75	0.90
1.80	3	0.826	22.29	26.97	1.11	1.35
2.00	2	0.823	13.77	16.73	0.69	0.84
2.20	3	0.820	20.58	25.09	1.03	1.25
2.40	12	0.817	82.01	100.36	4.10	5.02
2.60	19	0.764	121.44	158.90	6.07	7.95
2.80	25	0.711	148.75	209.08	7.44	10.45
3.00	51	0.609	242.70	398.74	12.14	19.94

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
2.2	2.36	21.36	Coesivo	0	1.86	1.9	0.2	3.01	7.1	argilla limosa
2.8	18.67	156.12	Incoerente	0	2.26	2.5	0.48	3.01	56.14	ghiaia e sabbia
3	51	398.74	Incoerente	0	2.5	2.5	0.57	3.01	153.36	ghiaia

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH3

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	7.1	2.20	Schmertmann 1975	0.69

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	7.1	2.20	Robertson (1983)	14.20

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	7.1	2.20	Buisman-Sanglerat	88.75

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	7.1	2.20	Apollonia	71.00

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - argilla limosa	7.1	2.20	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m³)
[1] - argilla limosa	7.1	2.20	Meyerhof ed altri	1.86

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m³)
[1] - argilla limosa	7.1	2.20	Meyerhof ed altri	1.90

TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[2] - ghiaia e sabbia	56.14	2.80	56.14	Skempton 1986	85.95
[3] - ghiaia	153.36	3.00	153.36	Skempton 1986	100

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[2] - ghiaia e sabbia	56.14	2.80	56.14	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	34
[3] - ghiaia	153.36	3.00	153.36	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	38

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm²)
[2] - ghiaia e sabbia	56.14	2.80	56.14	Bowles (1982) Sabbia Media	355.70
[3] - ghiaia	153.36	3.00	153.36	Bowles (1982) Sabbia Media	841.80

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
[2] - ghiaia e sabbia	56.14	2.80	56.14	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	142.78
[3] - ghiaia	153.36	3.00	153.36	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	342.47

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[2] - ghiaia e sabbia	56.14	2.80	56.14	Classificazione A.G.I.	MOLTO ADDENSATO
[3] - ghiaia	153.36	3.00	153.36	Classificazione A.G.I.	MOLTO ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
[2] - ghiaia e sabbia	56.14	2.80	56.14	Meyerhof ed altri	2.26
[3] - ghiaia	153.36	3.00	153.36	Meyerhof ed altri	2.50

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
[2] - ghiaia e sabbia	56.14	2.80	56.14	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50
[3] - ghiaia	153.36	3.00	153.36	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[2] - ghiaia e sabbia	56.14	2.80	56.14	(A.G.I.)	0.24
[3] - ghiaia	153.36	3.00	153.36	(A.G.I.)	0.05

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DEL PIANO ATTUATIVO "GARDESANE"

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
[2] - ghiaia e sabbia	56.14	2.80	56.14	Ohsaki (Sabbie pulite)	2865.69
[3] - ghiaia	153.36	3.00	153.36	Ohsaki (Sabbie pulite)	7370.26

Modulo di reazione Ko

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[2] - ghiaia e sabbia	56.14	2.80	56.14	Navfac 1971-1982	9.15
[3] - ghiaia	153.36	3.00	153.36	Navfac 1971-1982	11.93

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[2] - ghiaia e sabbia	56.14	2.80	56.14	Robertson 1983	112.28
[3] - ghiaia	153.36	3.00	153.36	Robertson 1983	306.72

PROVA ...DPSH4

Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
 Prova eseguita in data 03/05/13
 Profondità prova 3.20 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	2	0.855	16.61	19.44	0.83	0.97
0.40	1	0.851	8.27	9.72	0.41	0.49
0.60	1	0.847	8.23	9.72	0.41	0.49
0.80	1	0.843	8.20	9.72	0.41	0.49
1.00	1	0.840	7.55	8.99	0.38	0.45
1.20	1	0.836	7.52	8.99	0.38	0.45
1.40	1	0.833	7.49	8.99	0.37	0.45
1.60	3	0.830	22.37	26.97	1.12	1.35
1.80	3	0.826	22.29	26.97	1.11	1.35
2.00	3	0.823	20.65	25.09	1.03	1.25
2.20	6	0.820	41.15	50.18	2.06	2.51
2.40	3	0.817	20.50	25.09	1.03	1.25
2.60	10	0.814	68.10	83.63	3.40	4.18
2.80	10	0.811	67.86	83.63	3.39	4.18
3.00	25	0.709	138.52	195.46	6.93	9.77
3.20	51	0.606	241.64	398.74	12.08	19.94

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	1.14	10.79	Coesivo	0	1.66	1.86	0.12	3.01	3.43	argilla limosa
2.4	3.6	30.86	Coesivo	0	1.99	2.19	0.33	3.01	10.83	argilla limosa
3	15	120.91	Incoerente	0	2.22	2.5	0.5	3.01	45.1	ghiaia con sabbia
3.2	51	398.74	Incoerente	0	2.5	2.5	0.59	3.01	153.36	ghiaia

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH4

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	3.43	1.40	Schmertmann 1975	0.33
[2] - argilla limosa	10.83	2.40	Schmertmann 1975	1.06

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DEL PIANO ATTUATIVO "GARDESANE"

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	3.43	1.40	Robertson (1983)	6.86
[2] - argilla limosa	10.83	2.40	Robertson (1983)	21.66

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	3.43	1.40	Buisman-Sanglerat	42.88
[2] - argilla limosa	10.83	2.40	Buisman-Sanglerat	108.30

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
[1] - argilla limosa	3.43	1.40	Apollonia	34.30
[2] - argilla limosa	10.83	2.40	Apollonia	108.30

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - argilla limosa	3.43	1.40	A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE
[2] - argilla limosa	10.83	2.40	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
[1] - argilla limosa	3.43	1.40	Meyerhof ed altri	1.66
[2] - argilla limosa	10.83	2.40	Meyerhof ed altri	1.99

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
[1] - argilla limosa	3.43	1.40	Meyerhof ed altri	1.86
[2] - argilla limosa	10.83	2.40	Meyerhof ed altri	2.19

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[3] - ghiaia con sabbia	45.1	3.00	45.1	Skempton 1986	76.39
[4] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Skempton 1986	100

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[3] - ghiaia con sabbia	45.1	3.00	45.1	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	34
[4] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	38

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
[3] - ghiaia con sabbia	45.1	3.00	45.1	Bowles (1982) Sabbia Media	300.50
[4] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Bowles (1982) Sabbia Media	841.80

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
[3] - ghiaia con sabbia	45.1	3.00	45.1	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	120.10
[4] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	342.47

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[3] - ghiaia con sabbia	45.1	3.00	45.1	Classificazione A.G.I.	ADDENSATO
[4] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Classificazione A.G.I.	MOLTO ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
[3] - ghiaia con sabbia	45.1	3.00	45.1	Meyerhof ed altri	2.22
[4] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Meyerhof ed altri	2.50

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
[3] - ghiaia con sabbia	45.1	3.00	45.1	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50
[4] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[3] - ghiaia con sabbia	45.1	3.00	45.1	(A.G.I.)	0.26
[4] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	(A.G.I.)	0.05

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm²)
[3] - ghiaia con sabbia	45.1	3.00	45.1	Ohsaki (Sabbie pulite)	2332.59
[4] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Ohsaki (Sabbie pulite)	7370.26

Modulo di reazione Ko

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[3] - ghiaia con sabbia	45.1	3.00	45.1	Navfac 1971-1982	7.52
[4] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Navfac 1971-1982	11.93

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm²)
[3] - ghiaia con sabbia	45.1	3.00	45.1	Robertson 1983	90.20
[4] - ghiaia	153.36	3.20	153.36	Robertson 1983	306.72

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.



HVSR1 : Sismografo triassiale in dotazione con sensori ortogonali da 4,5 Hz e convertitore A/D 24 bit

Dati Generali

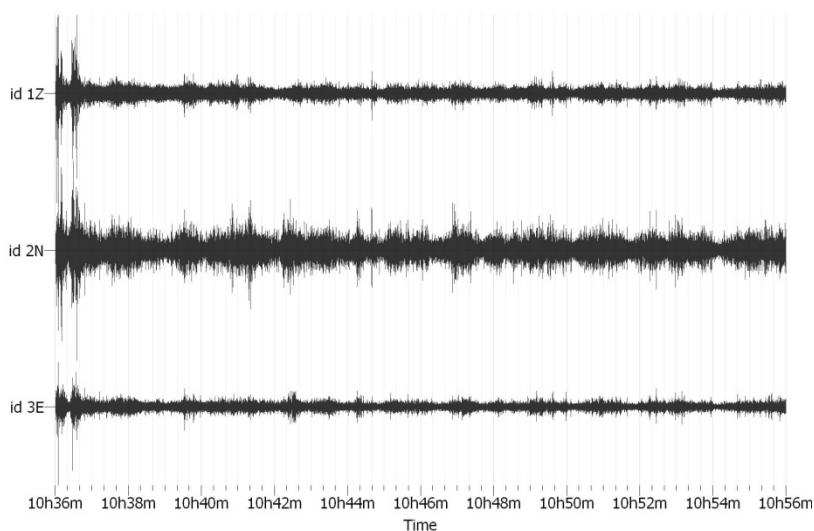
Nome progetto:	Indagine HVSR
Committente:	Galvani
Cantiere:	PUA “Gardesane”
Località:	Verona
Operatore:	Dott. Feder E.
Responsabile:	Dott. Matteo Scalzotto
Data:	03/05/2013

Tracce in Input

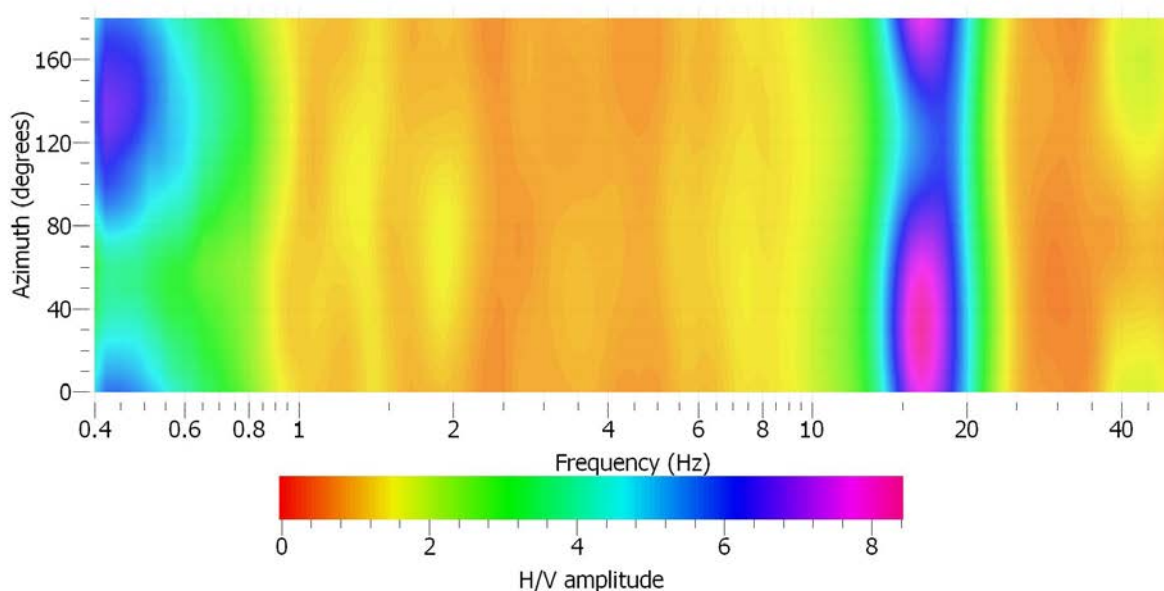
Dati riepilogativi:

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

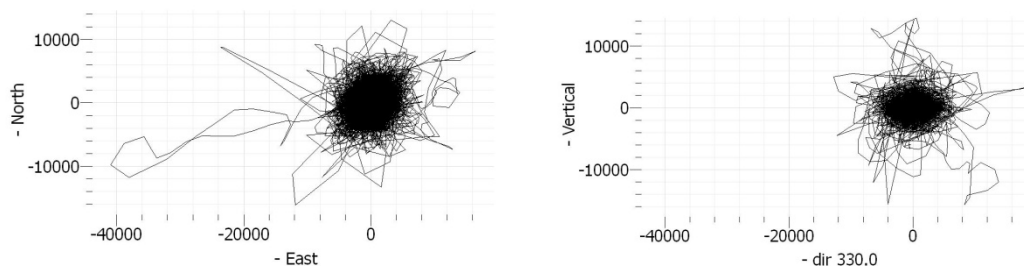
Grafici tracce della terna di sensori ortogonali:



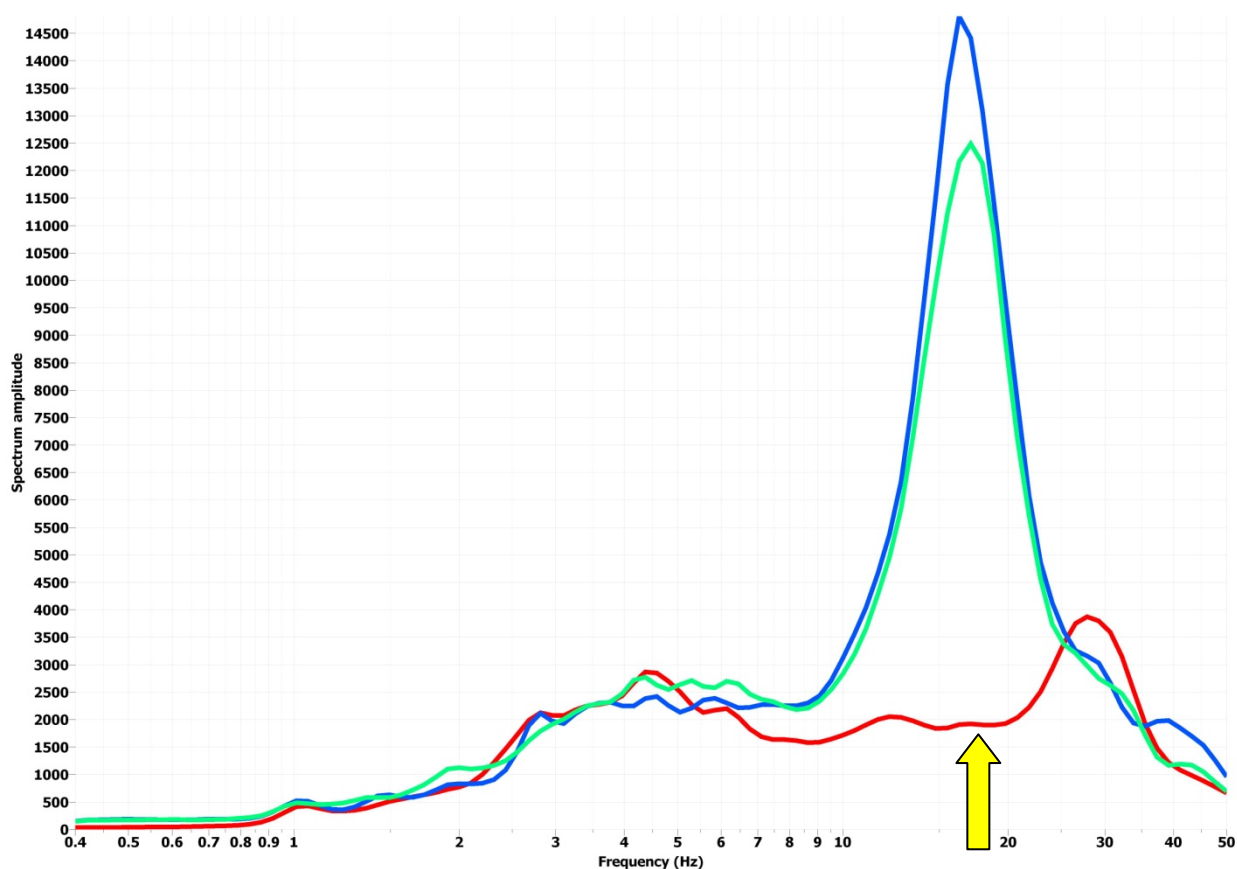
L'acquisizione temporale evidenzia numerosi eventi dovuti ad attività antropica



Direzionalità del rumore ambientale HVSr; si nota come il picco a 16,7 Hz abbia una buona persistenza azimutale



Movimento delle particella del terreno; a sx la componente orizzontale risulta non polarizzata; a dx la componente verticale risulta non polarizzata



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)

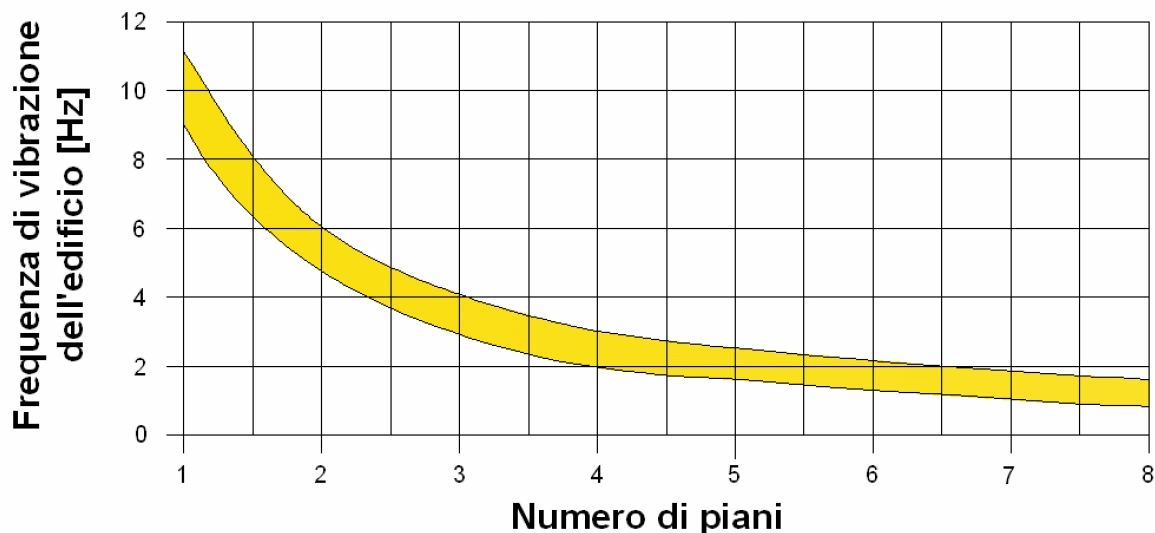
Tale tecnica costituisce una parte importante nella valutazione del rischio sismico di un determinato sito perché permette di calcolarne la frequenza fondamentale o frequenza di risonanza.

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.

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:

- 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 :

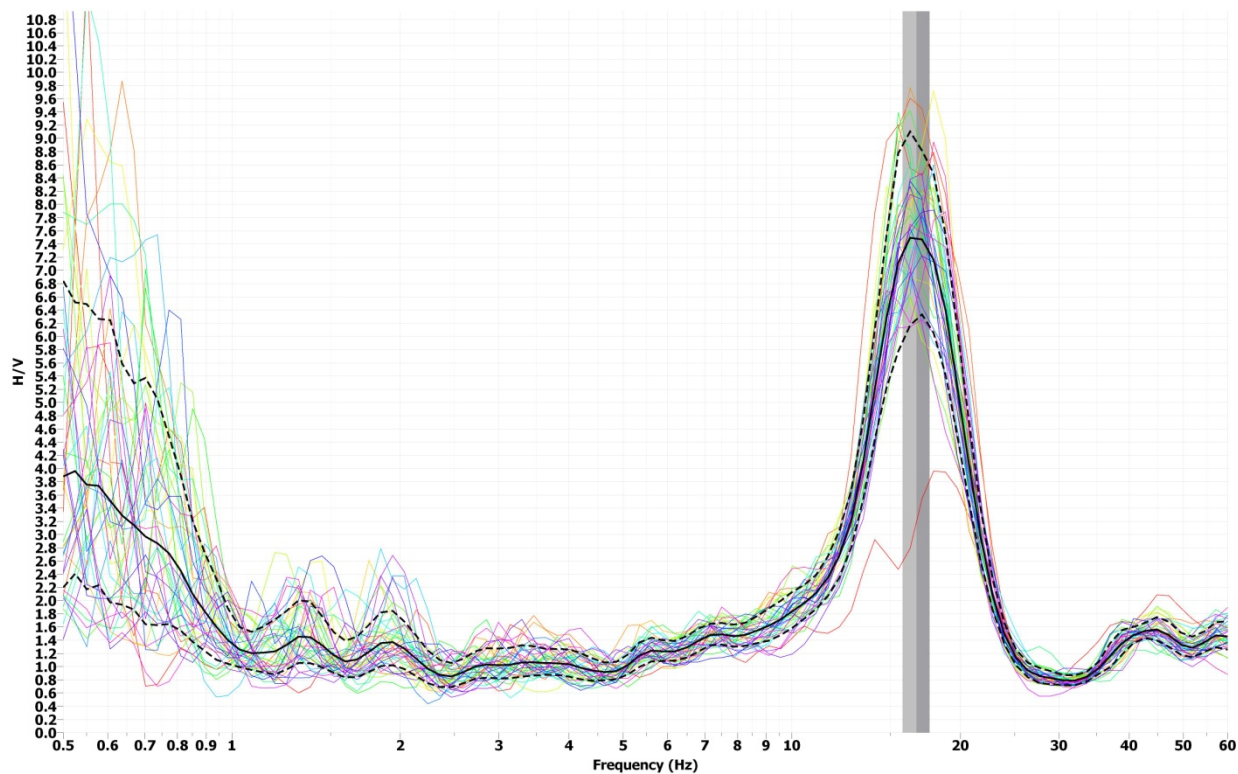
- la frequenza fondamentale di risonanza F_0 dei terreni presenti nel sottosuolo;
- la stima del profilo del terreno in termini delle velocità V_s e V_p e della densità e quindi delle velocità V_s nei primi 30 m (ed oltre) dal piano campagna , attraverso opportuni metodi di inversione
- la frequenza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

Rapporto spettrale H/V

Frequenza massima:	50,00 Hz
Frequenza minima:	0,40 Hz
Passo frequenze:	0,15 Hz
Tipo di liscio:	Konno & Ohmachi
Percentuale di liscio:	10,00 %
Tipo di somma direzionale:	Media aritmetica

HVSR: Frequenza del picco del rapporto H/V: 16,7 Hz $\pm$ 0,04 Hz

Finestre temporali utilizzate per le analisi



Stabilità della curva H/V nelle finestre temporali utilizzate

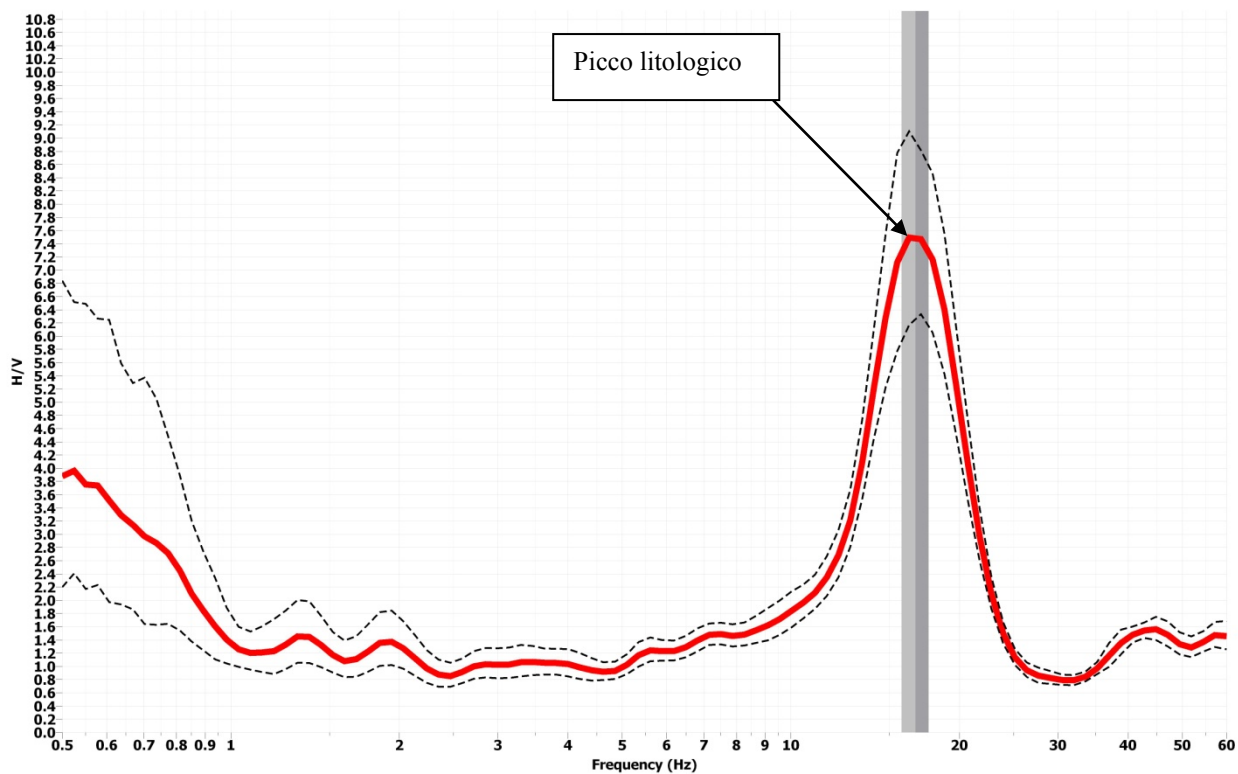
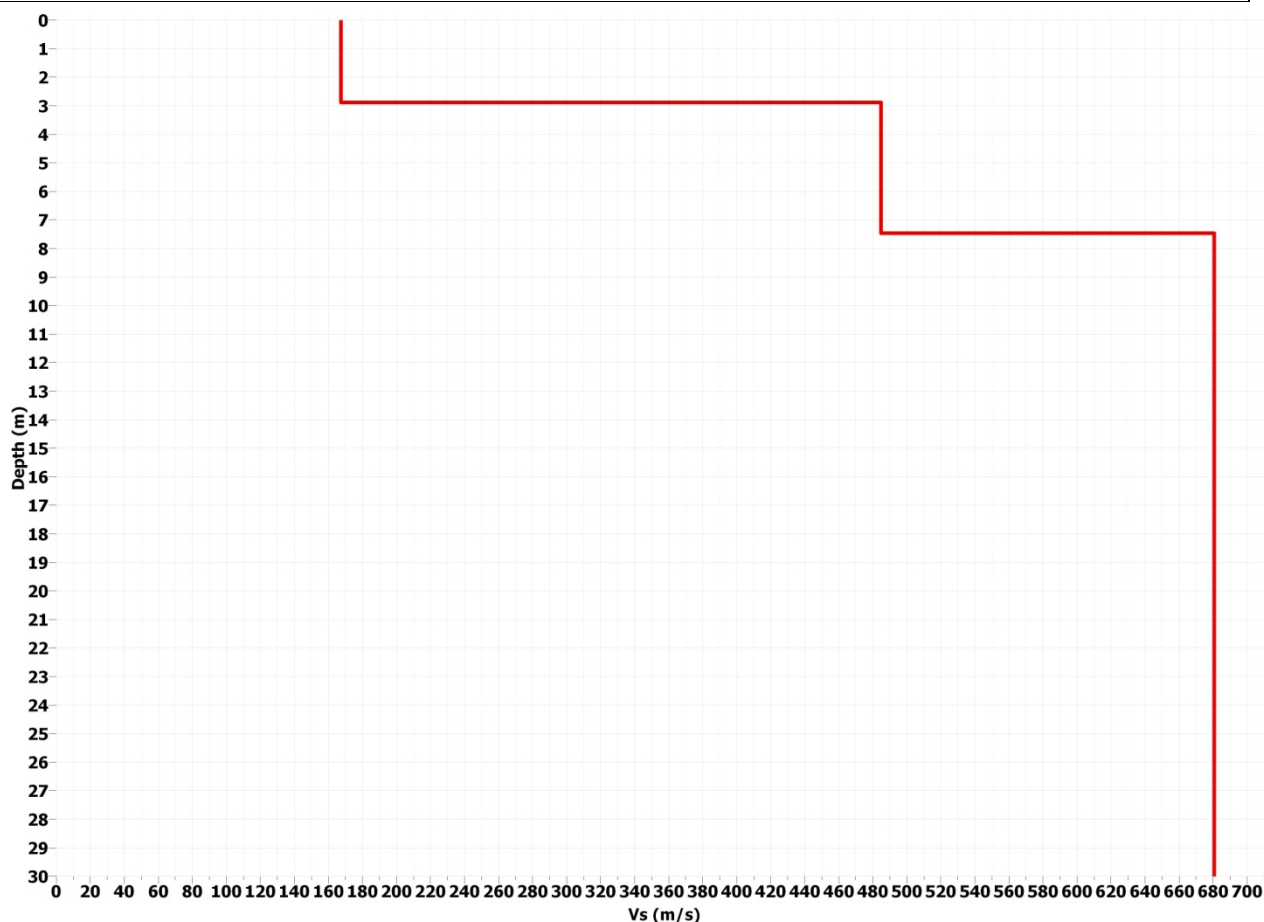


Grafico del rapporto H/V con intervallo di confidenza

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



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

Modello sismostratigrafico

Dati riepilogativi:

Numero strati: 3

Valore Vs30 dal p.c.: 503,08 m/s

Valore Vs30 alla quota ipotetica di fondazione (-3,0 m dal p.c.) . 649.53 m/s

Analisi dei risultati

La modellazione in onde di taglio è caratterizzata dalla presenza di un sismo strato superficiale con Vs di circa 168 m/s e spessore medio di circa 3,0 m circa corrispondente ai depositi superficiali comprendenti il terreno vegetale e materiali terrosi di riporto. In successione si riscontra un brusco incremento delle velocità delle onde di taglio (circa 485 m/s) per la presenza di depositi granulari grossolani ed addensati (ghiaie e sabbie) presenti fino alla profondità di circa 6,5 m dal p.c. Oltre tale profondità le velocità delle onde S incrementano ulteriormente (680 m/s) fino ad oltre 30 m di profondità per la probabile presenza di depositi granulari grossolani localmente cementati (ghiaie).

Per quanto riguarda l'analisi delle curve H/V è evidente un picco di frequenza ad elevato rapporto H/V. Quest'ultimo è da considerarsi come frequenza fondamentale di sito $f_0 = 16,7 \text{ Hz}$, corrispondente ad un periodo $T = 0,059 \text{ s}$. Tale periodo di vibrazione, in relazione al tipo di struttura, non sembra rientrare nel campo di interesse ingegneristico.

STIMA V_{s30} DA INDAGINI HVSR

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_1 e V_1 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} o 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 alla determinazioni svolte si evince che la velocità media delle onde di taglio fino alla profondità di 30 m dal piano campagna è di circa 503,08 m/s ($V_{s30 \text{ medio}} = 503 \text{ m/s} \pm 20\%$), mentre considerando un piano di fondazione alla quota di -3,0 m dal p.c. attuale la velocità delle onde di taglio nei primi 30 m incrementa a 649,53 ($V_{s30 \text{ medio}} = 650 \text{ m/s} \pm 20\%$) pertanto la categoria del sottosuolo, fino alla profondità significativa, di può essere classificata come segue:

B – Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{spt} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250 \text{ kPa}$).

Tipologia del progetto e fondazioni analizzate

Il terreno dal punto di vista meccanico si presenta mediamente omogeneo in senso orizzontale e di consistenza buona laddove si riscontrano terreni naturali di natura ghiaiosa. I terreni di riporto, aventi spessore variabile da pochi decimetri fino ad un massimo di 2,40 m, risultano con proprietà meccaniche scadenti pertanto ne è sconsigliato l'impiego come piano di appoggio di fondazioni.

Il progetto prevede la realizzazione di un P.U.A. entro cui sono previsti degli insediamenti residenziali in fase di progettazione.

Date le caratteristiche oggettive del terreno costituenti il sottosuolo consiglia, al fine di disporre di un terreno di fondazione con buone proprietà meccaniche uniformi in senso areale, di approfondire le fondazioni fino ad almeno - 3,0 m di profondità ovvero sui depositi ghiaiosi in quanto più resistenti e meno interessati da cedimenti. E' pertanto consigliabile l'ipotesi progettuale che preveda almeno un piano interrato.

Per i motivi sopra esposti saranno analizzate, a titolo orientativo e per la valutazione di resistenze di progetto e la stima di cedimenti teorici, fondazioni di tipo nastriforme poggianti alla profondità di -3,0 m dal p.c. attuale. Infine sarà valutata anche la stabilità delle pareti di scavo e sarà indicato un angolo di scarpata ai fini della sicurezza di cantiere.



Planimetria di progetto;

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

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:

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

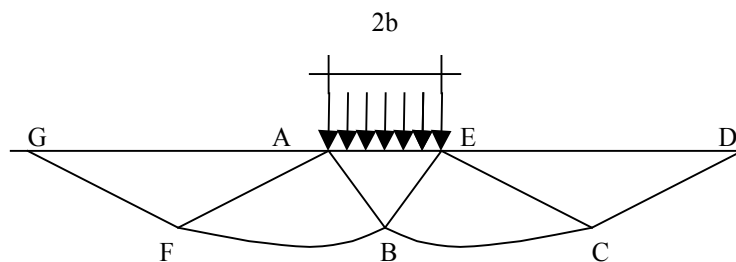
Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- 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.

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

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.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

che è sicuramente 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:

$$tg\phi_{rid} = 2/3 \times tg\phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

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:

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

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

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

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

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propone una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da *Meyerhof* ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da *Meyerhof* sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\text{Carico verticale} \quad q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

$$\text{Carico inclinato} \quad q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$$

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

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

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

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

Per valori di $D/B < 1$

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

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

Per valori $D/B > 1$:

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

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

Nel caso $\varphi = 0$

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

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi = 0$.

Fattore di forma:

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

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

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

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

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

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

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

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

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

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\varphi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

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:

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

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

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

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

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

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

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

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

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

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

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

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:

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

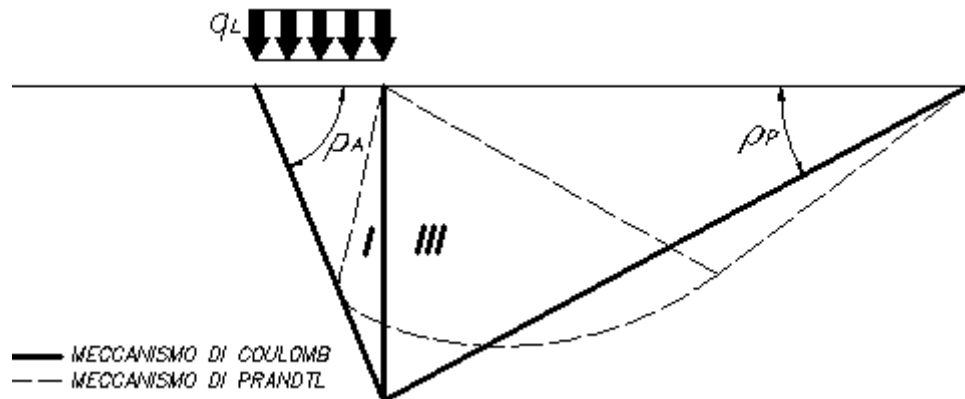
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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 (qL)

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 δ terreno – parete ideale:

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

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

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

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

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a un 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:

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

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

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

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

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:

$kh/(1-k_v)$	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.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg** e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e ϕ .

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:

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

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DEL PIANO ATTUATIVO "GARDESANE"

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: soil factor 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:

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

L'analisi delle fondazioni è stato condotto secondo le disposizioni contenute nelle NTC 2008 in vigore, considerando un carico unitario compatibile con le scelte progettuali.

ANALISI FONDAZIONI NASTRIFORMI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	0.9 m
Lunghezza fondazione	25.0 m
Profondità piano di posa	3.0 m
Altezza di incastro	0.4 m

SISMA

Accelerazione massima (a_g/g)	0.191
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	1.5
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.422
Coefficiente intensità sismico terreno [K_h]	0.0458
Coefficiente intensità sismico struttura [K_i]	0.2912

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]	a_g [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.41	2.51	0.24
S.L.D.	50.0	0.55	2.53	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

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [Kg/m ³]	Gams [Kg/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm ²]	c Corr. [Kg/cm ²]	cu [Kg/cm ²]	Ey [Kg/cm ²]	Ed [Kg/cm ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
2.4	1790.0	1880.0	0.0	0	0.0	0.0	0.54	55.0	68.75	0.0	0.0	0.0
0.6	2300.0	2500.0	34.0	34	0.0	0.0	0.0	380.65	153.03	0.23	0.0	0.0
10.0	2500.0	2500.0	38.0	38	0.0	0.0	0.0	841.8	342.47	0.05	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R1	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	A2+M2+R2	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	Sisma	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
4	S.L.E.	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
5	S.L.D.	1.50	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	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Cap acità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 3.58 Kg/cm²
 Resistenza di progetto [Rd] 1.99 Kg/cm²
 Tensione [Ed] 1.5 Kg/cm²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 2.39
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1.43 Kg/cm³

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.19
Fattore [Nc]	35.51
Fattore [Ng]	20.81
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.31
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	3.67 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.04 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	28.54
Fattore [Nc]	44.06
Fattore [Ng]	27.52
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.31
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	3.58 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.99 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.19
Fattore [Nc]	35.51
Fattore [Ng]	22.05
Fattore forma [Sc]	1.02

Fattore profondità [Dc]	2.2
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.6
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.01
Fattore profondità [Dg]	1.6
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.31
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	4.7 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.61 Kg/cm ²

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

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

Fattore [Nq]	23.19
Fattore [Nc]	35.51
Fattore [Ng]	30.24
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.31
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	3.99 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.22 Kg/cm ²

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

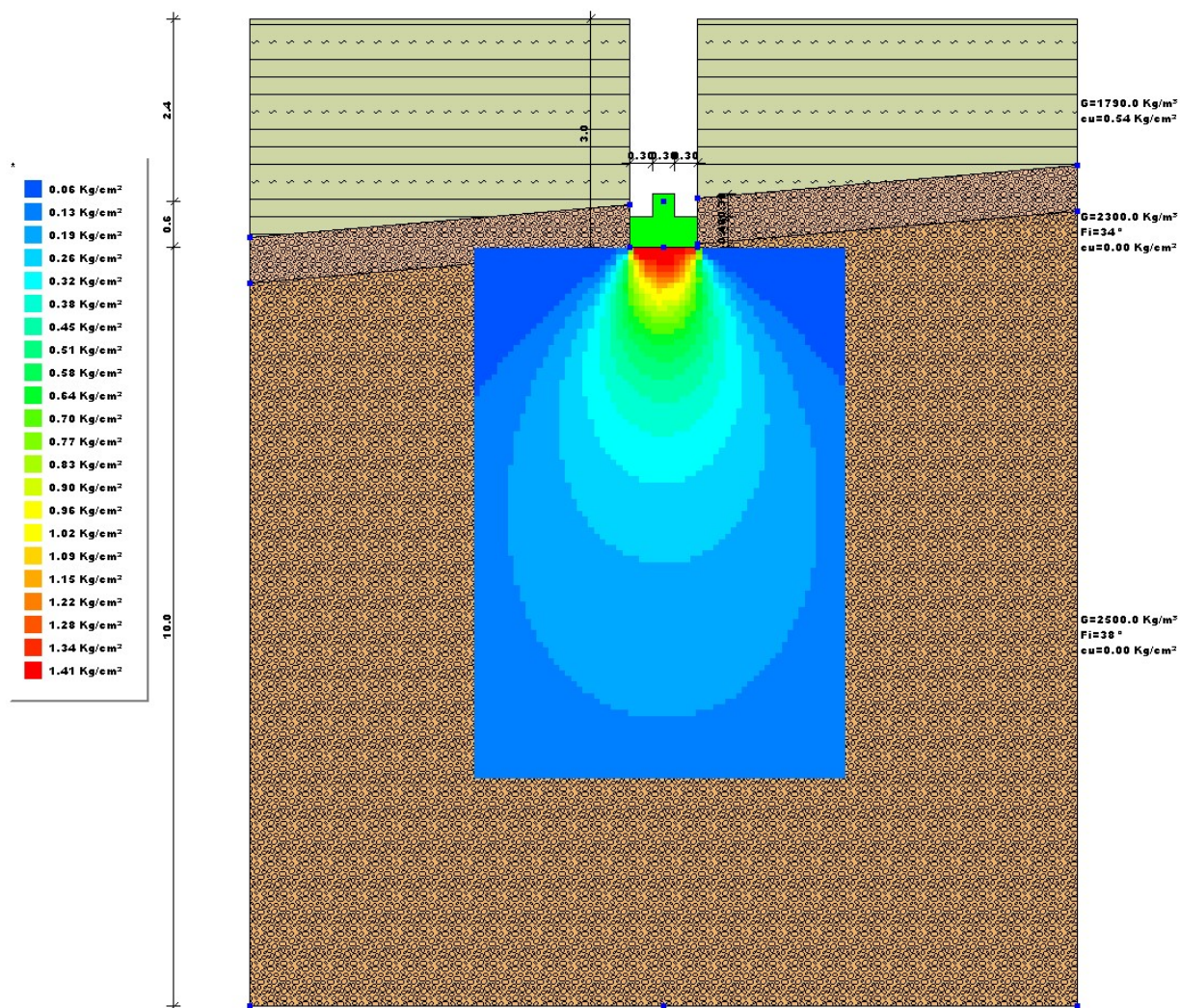
Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.19
Fattore [Nc]	35.51
Fattore [Ng]	27.74
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.37
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.31
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	3.9 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.17 Kg/cm ²

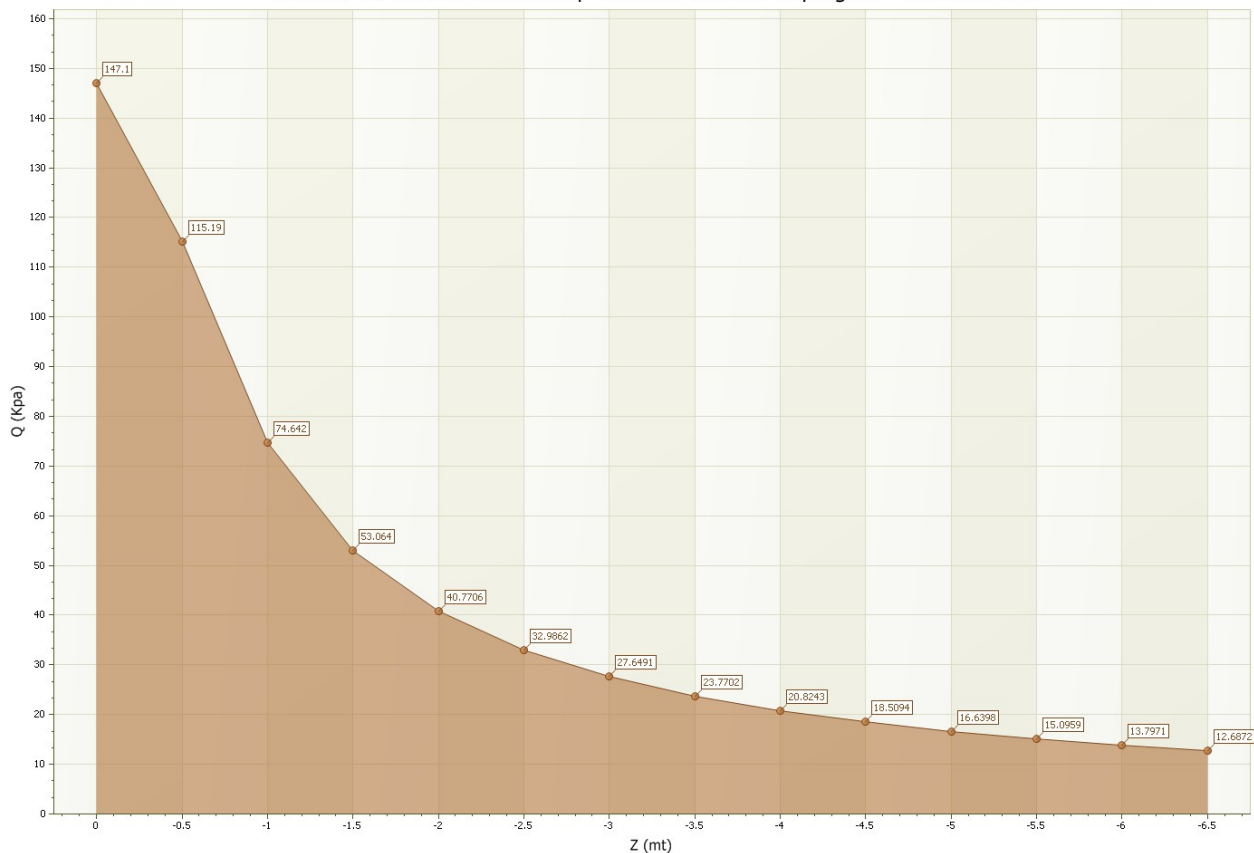
Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DEL PIANO ATTUATIVO "GARDESANE"



Distribuzione delle tensioni in profondità

Tensioni nel terreno Boussinesq Pressione normale di progetto=147.0997 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 2,0 Kg/cm², in riferimento alla soluzione nastriforme con le dimensioni e le resistenze di progetto ipotizzate (carico agenteipotizzato in 1,5 Kg/cm²max), pertanto la condizione risulta verificata per carichi di progetto non superiori a 1,5 Kg/cm²; si rammenta che, ad ogni modo, alcuni autori consentono verifica positiva anche per carichi maggiori (si rimanda alle tabelle di calcolo).

Cedimenti di fondazioni superficiali

I cedimenti sono difficilmente calcolabili senza la raccolta di campioni indisturbati per il laboratorio. Essi comunque riguardano in modo particolare i terreni coesivi, più compressibili e possono essere stimati in via approssimativa utilizzando approcci di tipo empirico.

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ Parametri elastici del terreno.

I_1 Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L/B' ed H/B , utilizzando $B' = B/2$ e $L' = L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B' = B$ e $L' = L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato sovrastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1.5 Kg/cm ²
Spessore strato	10.0 m
Profondità substrato roccioso	100.0 m
Modulo Elastico	0.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.0
Coefficiente di influenza I1	1.02
Coefficiente di influenza I2	0.12
Coefficiente di influenza Is	1.09
Cedimento al centro della fondazione	1.21 mm
Coefficiente di influenza I1	0.78
Coefficiente di influenza I2	0.15
Coefficiente di influenza Is	0.86
Cedimento al bordo	0.48 mm

I cedimenti teorici valutati per la tipologia di fondazione analizzata risultano di entità trascurabile.

STIMA DELLE STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO

Metodo di Taylor

Il metodo di Taylor consente di calcolare per determinati valori di angolo di resistenza a taglio e di inclinazione del pendio l'altezza critica, H_c , per un cerchio di rottura passante per il piede del pendio.

$$H_c = (c/(\gamma)) * N_s$$

avendo indicato con:

N_s : Fattore di stabilità

c : coesione

γ : peso unità di volume

N_s è stato ricavato dal diagramma di Taylor

La verifica è stata eseguita con la seguente formula: $F_s = N_s * c / (\gamma * H_c)$

Fin dall'inizio nell'applicazione del calcolo nei problemi di stabilità dei pendii apparve chiaro che tali problemi potessero coinvolgere una notevole quantità di calcoli aritmetici tutti inclini all'errore e, nella maggior parte dei casi, un inutile spreco di tempo: una serie di analisi che mostrava un fattore di sicurezza inaccettabile, ad es., doveva essere ripetuta per ogni modifica di progetto.

Molti problemi di stabilità dei pendii, inoltre, potevano essere ridotti ad una schematizzazione più semplice, particolarmente nelle prime fasi di sviluppo di un progetto, e questo significava che i medesimi pendii avrebbero dovuto essere analizzati ripetutamente a meno esistesse un gruppo di soluzioni stabilite.

Un tentativo per risolvere tale problema fu fatto da Taylor che notò come, per un pendio dal profilo semplice e nel caso non drenato (in cui le proprietà del terreno potevano essere rappresentate da c_u , f_u e g ed il pendio da β ed H) l'intera gamma di combinazioni di tali parametri potesse essere mostrata in un unico grafico (Fig. 11.22).

L'autore analizzò una gamma di pendii di differenti altezze ed angoli di pendenza usando una varietà di combinazioni dei parametri del terreno; il grafico porta in ordinata il numero di stabilità N , ed in ascissa l'angolo di pendenza β . Il numero di stabilità rappresenta il termine dimensionale:

$$N = c/F_c \gamma H$$

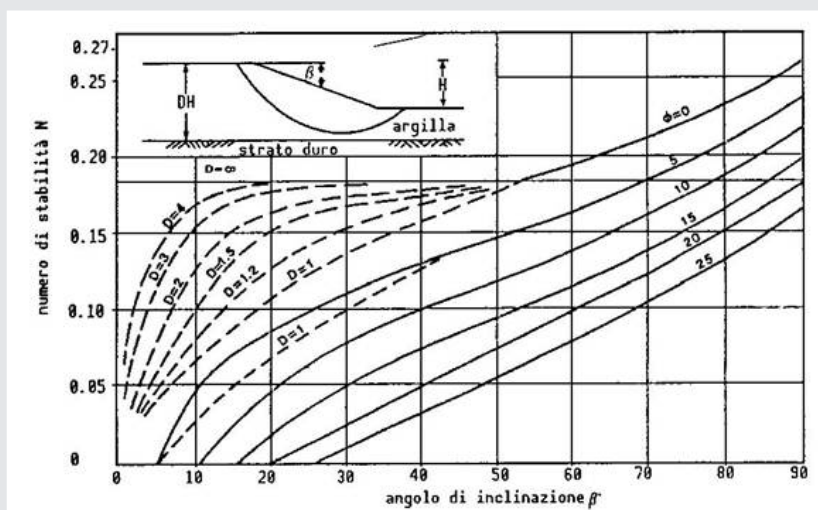


Fig. 11.22 – Carte della stabilità: Curve di Taylor.

Una serie di curve su tale diagramma, per differenti valori dell'angolo di resistenza al taglio mobilizzata del terreno in esame, consente di includere gli effetti dell'attrito non drenato.

Taylor scoprì che quando la resistenza del terreno è prevalentemente coesiva, le superfici di scorrimento tendono ad essere situate in profondità; a conseguenza di ciò la presenza di uno strato duro, a bassa profondità, o di una restrizione della posizione del piede di qualunque cerchio di scorrimento profondo può aumentare i fattori di sicurezza e di questo si tiene conto con ulteriori linee sulla carta. Laddove nel terreno predomini l'attrito, questi effetti diventano minoritari o poco significativi.

Dott. Geol. Matteo Scalzotto

Project: PUA Gardesane
Cantiere: Via Gardesane
Date: 20-gen-14



Slope Stability Calculations

Input

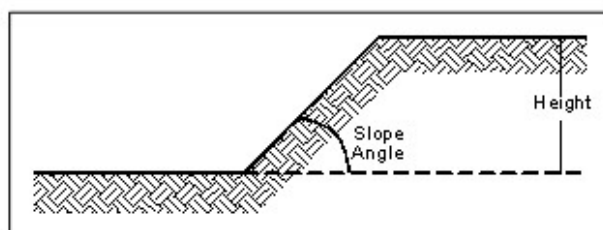
Soil Density (γ) 128.12 pcf
Friction Angle (ϕ) 34 degrees
Cohesion (c) 100 psf
Factor of Safety (FS) 1.3

Tabella conversione

gamma in pcf Kg/mc: 16
coesione 1kg/cm=2053,38 psf
1 piede = 30,48 cm

Stability Number (N)

(ϕ_c) 27.4 degrees
 $N_{(1.5:1)}$ 0.012
 $N_{(1:1)}$ 0.038
 $N_{(3/4:1)}$ 0.057
 $N_{(1:1.5)}$ 0.063
 $N_{(1:2)}$ 0.080
 $N_{(vertical)}$ 0.157



Reference: Taylor's Chart (1937)

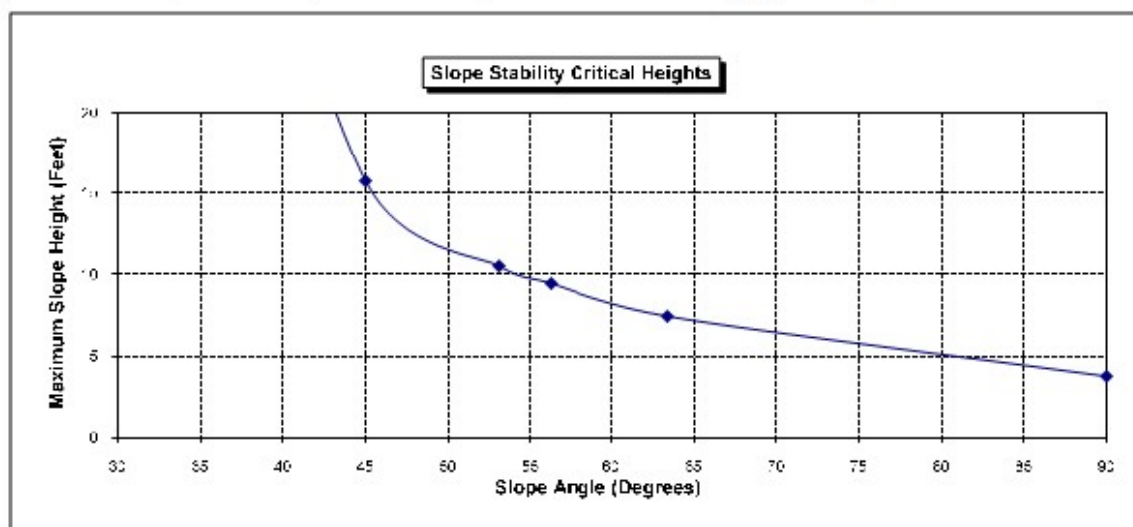
$$(\phi_c) = \text{ArcTan}[(\text{Tan}\phi)/\text{FS}]$$

$$N = \frac{c}{(\gamma)(H)(\text{FS})}$$

$$H = \frac{c}{(\gamma)(N)(\text{FS})}$$

Assumptions: Slope is uniform, soils are homogeneous,
no water seepage, no surcharge loads.

Slope Angle (h:v)	Slope Angle (Degrees)	Maximum Height (Feet)
1 1/2 : 1	33.69	50
1 : 1	45.00	16
3/4 : 1	53.13	11
2/3 : 1	56.30	10
1/2 : 1	63.43	8
Vertical	90.00	4



N.B. 1 feet = 30,48 cm

PRESCRIZIONI E NOTE TECNICHE

Scavi su pendio o subverticali

Lo scavo dovrà essere realizzato in stagione favorevole (in assenza di piogge) onde sfavorire i processi di erosione accelerata e concentrata del medesimo ed infiltrazioni atte a incrementare le pressioni neutre (fattore destabilizzante); si dovrà provvedere a dare alle pareti l'inclinazione minima consentita dalla logistica del sito (distanze dai confini, etc.) e comunque operare con pareti ad inclinazione non superiore a circa **55°** (eventualmente incrementabili solo dopo l'apertura di una sezione pilota e sotto la supervisione di un tecnico specialista). Si consiglia di organizzare il cantiere (fase di scavo e costruzione delle strutture) in maniera che sia il più breve possibile. Una volta realizzate le strutture portanti dovrà essere posta particolare cura nel ripristinare il contatto fra queste ed il terreno mediante riempimento di materiale naturale adatto addensato in sito mediante mezzo opportuno.

In particolare si raccomanda di:

- a) Controllare continuamente lo stato delle pareti di scavo; qualora si dovessero individuare cedimenti o fessurazioni allontanare gli operatori ed avvertire il progettista o un tecnico specialista
- b) Evitare il più possibile di concentrare carichi nelle vicinanze del bordo dello scavo; sotto quest'ottica è consigliabile gettare il cls tenendo le betoniere a debita distanza utilizzando i bracci per il pompaggio
- c) Si rammenta che tale analisi è stata condotta con metodologie empiriche. Qualora gli scavi, soprattutto se i tempi di cantiere dovessero allungarsi o se sopraggiungessero condizioni naturali sfavorevoli (piogge intense o prolungate) recassero segnali di instabilità è consigliabile, oltre ad adottare procedure di sostegno di urgenza, eseguire analisi geotecniche di laboratorio su campioni prelevati in sito per valutare le misure di sostegno più idonee (temporanee o definitive). Nel frattempo gli scavi e le aree di intorno (soprattutto a monte) dovranno essere protette da teli impermeabili.
- d) Dato che gli scavi verticali si autosostengono per un tempo limitato difficilmente calcolabile senza analisi di laboratorio, è consigliabile provvedere all'esecuzione dei lavori nei tempi più brevi possibili (compatibili con le attività di cantiere).
- e) qualora in fase di scavo o a seguito del medesimo dovessero essere riscontrate difformità per incerto geologico rispetto a quanto formulato nella perizia geologico - tecnica si raccomanda di avvisare tempestivamente lo scrivente al fine di un sopralluogo e/o eventuali nuove considerazioni o verifiche di rettifica.

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 VERONA 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 nel D.M. 14/01/2008 in vigore il suolo di fondazione si può classificare come segue:

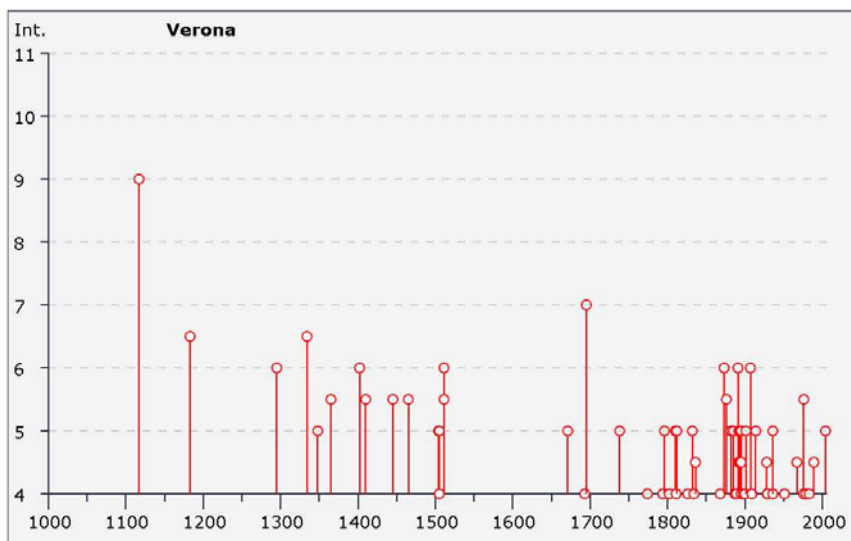
B: Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SP} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa).

Attualmente il sito in esame appare stabile anche in presenza di azioni sismiche; di seguito si riportano i parametri sismici di sito.

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DEL PIANO ATTUATIVO "GARDESANE"

SISMICITA' STORICA

Magnitudo terremoti vs anno



PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Data: 20/01/2014

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): 45.4478400 [°]
 Longitudine (WGS84): 10.9435400 [°]
 Latitudine (ED50): 45.4487600 [°]
 Longitudine (ED50): 10.9445600 [°]

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	12507	45.457630	10.927010	1687.00
2	12508	45.459130	10.998100	4332.64
3	12730	45.409150	11.000200	6184.99
4	12729	45.407660	10.929130	4726.13

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	2.502	0.235
SLD	50	0.057	2.535	0.244
SLV	475	0.161	2.431	0.276
SLC	975	0.208	2.466	0.280

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.042	2.496	0.235
SLD	50	0.057	2.530	0.244
SLV	475	0.160	2.432	0.276
SLC	975	0.207	2.467	0.280

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.040	2.520	0.236
SLD	50	0.054	2.503	0.248
SLV	475	0.154	2.430	0.277
SLC	975	0.200	2.474	0.279

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.040	2.526	0.235
SLD	50	0.055	2.510	0.247
SLV	475	0.155	2.429	0.276
SLC	975	0.201	2.473	0.279

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.042	2.507	0.235
SLD	50	0.056	2.525	0.245
SLV	475	0.159	2.431	0.276
SLC	975	0.205	2.468	0.280

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 Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 maggiore di 50 nei terreni a grana grossa e cu30 maggiore di 250 kPa nei terreni a grana fine).

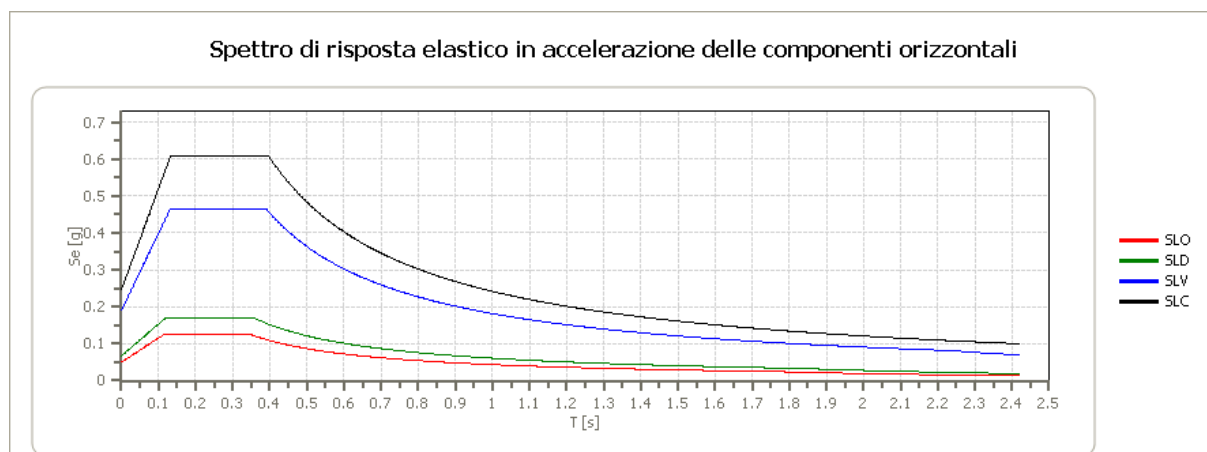
Categoria topografica:

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

Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.010	0.013	0.046	0.069
kv	0.005	0.007	0.023	0.034
Amax [m/s²]	0.490	0.658	1.866	2.415
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	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	2.507	0.235	1.200	1.470	1.000	1.200	1.000	0.115	0.346	1.767	0.050	0.125
SLD	1.0	0.056	2.525	0.245	1.200	1.460	1.000	1.200	1.000	0.119	0.358	1.824	0.067	0.170
SLV	1.0	0.159	2.431	0.276	1.200	1.420	1.000	1.200	1.000	0.131	0.392	2.234	0.190	0.463
SLC	1.0	0.205	2.468	0.280	1.200	1.420	1.000	1.200	1.000	0.132	0.397	2.421	0.246	0.608

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

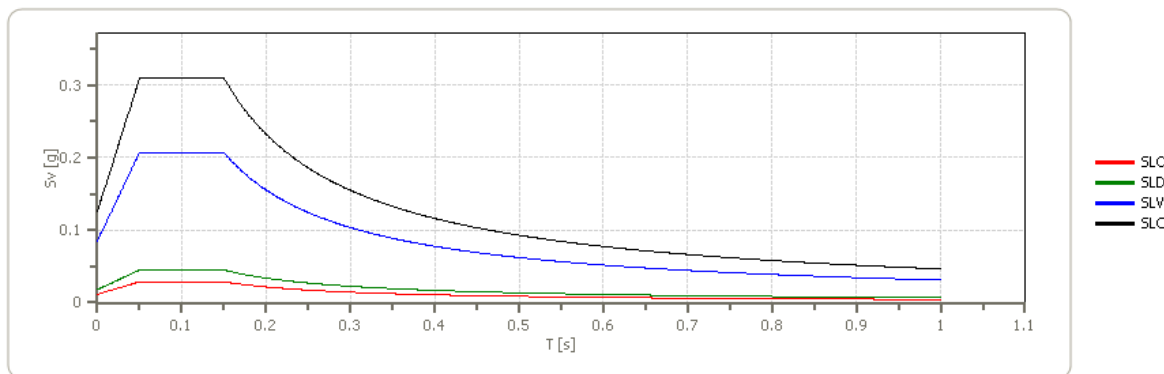
Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

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

1.000

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali



	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	2.507	0.235	1	1.470	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.011	0.029
SLD	1.0	0.056	2.525	0.245	1	1.460	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.018	0.045
SLV	1.0	0.159	2.431	0.276	1	1.420	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.085	0.207
SLC	1.0	0.205	2.468	0.280	1	1.420	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.126	0.310

Spettro di progetto

Fattore di struttura spettro orizzontale q :

1.50

Fattore di struttura spettro verticale q :

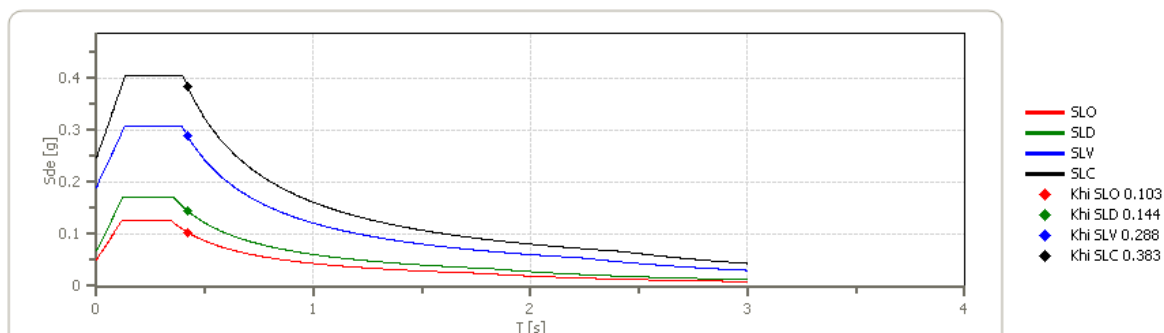
1.50

Periodo fondamentale T :

0.42 [s]

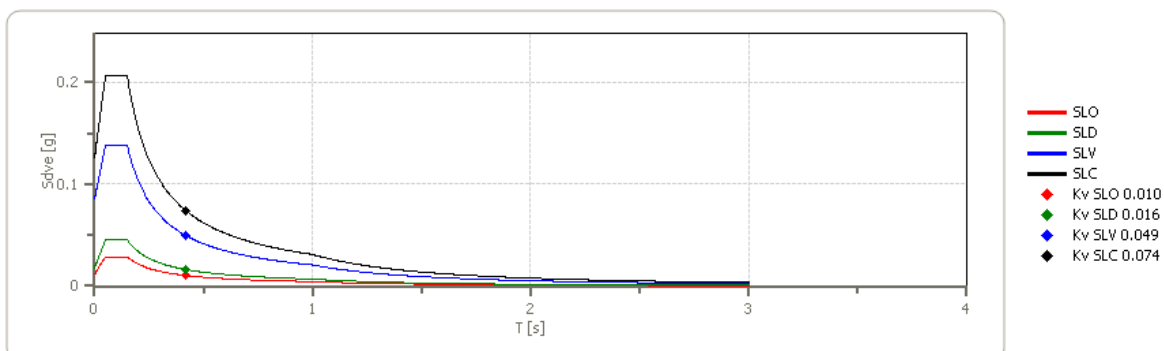
	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.103	0.144	0.288	0.383
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0.010	0.016	0.049	0.074

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DEL PIANO ATTUATIVO "GARDESANE"

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	2.507	0.235	1.200	1.470	1.000	1.200	1.000	0.115	0.346	1.767	0.050	0.125
SLO verticale	1.0	0.042	2.507	0.235	1.200	1.470	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.011	0.029
SLD orizzontale	1.0	0.056	2.525	0.245	1.200	1.460	1.000	1.200	1.000	0.119	0.358	1.824	0.067	0.170
SLD verticale	1.0	0.056	2.525	0.245	1.200	1.460	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.018	0.045
SLV orizzontale	1.0	0.159	2.431	0.276	1.200	1.420	1.000	1.200	1.500	0.131	0.392	2.234	0.190	0.308
SLV verticale	1.0	0.159	2.431	0.276	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	2.468	0.280	1.200	1.420	1.000	1.200	1.500	0.132	0.397	2.421	0.246	0.405
SLC verticale	1.0	0.205	2.468	0.280	1.200	1.420	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.126	0.207

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.".

Fattibilità geotecnica:

FONDAZIONE NASTRIFORME :

- Resistenze di progetto (Verifica orientativa) : Alla quota di fondazione di circa – 3,0 m dal p.c. sono stimate, con il metodo più cautelativo, in **2,0 Kg/cm²** in relazione alla tipologia di fondazione analizzata. Si rammenta che alcuni autori consentono verifica positiva anche per carichi superiori (si rimanda alle tabelle di calcolo contenute in relazione).
- Cedimenti: i cedimenti teorici valutati per una fondazione nastriforme immersa alla profondità di circa - 3,0 m dal p.c su cui grava un carico unitario ipotetico massimo di 1,5 Kg/cm² risultano di entità trascurabile.

Rischio sismico: la normativa sismica in vigore assegna il Comune di VERONA 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 **B**.

Per quanto riguarda l'analisi delle curve H/V è evidente un picco di frequenza ad elevato rapporto H/V. Quest'ultimo è da considerarsi come frequenza fondamentale di sito $f_0 = 16,7$ Hz, corrispondente ad un periodo $T = 0,059$ s. Tale periodo di vibrazione, in relazione al tipo di struttura, non sembra rientrare nel campo di interesse ingegneristico.

Indagini eseguite nel mese di Maggio 2013; relazione compilata nel mese di Gennaio 2014



Dr. Geol. Matteo Scalzotto

