

COMUNI DI FONTANIVA E CITTADELLA PROVINCIA DI PADOVA

**PROGETTO PER L'AMPLIAMENTO DI UN INSEDIAMENTO
PRODUTTIVO IN VIA DELLE PEZZE A FACCA**

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA - SISMICA

Il Committente : PONENTE s.r.l.

Il Geologo : Dott.Gabriele Soppelsa



Bassano d.Gr. 30.05.2018

COMUNI DI FONTANIVA E CITTADELLA PROVINCIA DI PADOVA
PROGETTO PER L'AMPLIAMENTO DI UN INSEDIAMENTO
PRODUTTIVO IN VIA DELLE PEZZE A FACCA

Il Committente : PONENTE s.r.l.

1 PREMESSA

La presente indagine ha lo scopo di definire i caratteri geologici e geotecnici dell'area interessata dalla costruzione di un fabbricato in ampliamento dell'insediamento produttivo della ditta PONENTE s.r.l. in via delle Pezze a Cittadella. L'intervento è localizzato in gran parte in Comune di Fontaniva.

Trattandosi di un fabbricato ad uso produttivo con riferimento al paragrafo 2.4. delle N.T.C. si tratta di Opere ordinarie con Vita nominale **Vn ≥ 50 anni** e **Classe d'uso II** quindi con affollamenti normali; il coefficiente d'uso relativo al periodo di riferimento sarà **Cu = Vr / Vn = 1.0**.

La presente relazione sulla base della normativa vigente, è finalizzata alla costruzione del modello geologico e alla successiva elaborazione del modello geotecnico per le necessarie verifiche delle fondazioni.

I Comuni di Fontaniva e Cittadella sono classificati in base alla nuova zonizzazione sismica dell'Ordinanza n.3274 del 20.03.03 località sismica in zona 3 quindi con accelerazione massima al suolo **ag = 0.15g**.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la stesura della relazione geologica e geotecnica si è fatto riferimento alla seguente normativa vigente :

- D.M. 14.01.2008 – Testo Unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici : Circolare n.617 del 02.02.09: Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- Consiglio Superiore Lavori Pubblici: Pericolosità Sismica e Criteri di classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato 36 del 27.07.07.
- Eurocodice 8 (1988) : Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, Strutture di contenimento (2003)

- Eurocodice 7.1 (1997): Progettazione Geotecnica– Parte I :Regole Gen
- Eurocodice 7.2 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II :
Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) UNI
- Leggi Regionali in materia di Pianificazione e Vincolo Idrogeologico
- Ordinanze Autorità di Bacino nazionale, regionale e interregionale.

2 UBICAZIONE E CARATTERI MORFOLOGICI E IDRAULICI DELL'AREA

L'area oggetto dell'indagine è situata nell'area di lottizzazione produttiva di via delle Pezze, ai confini tra i Comuni di Fontaniva e Cittadella come risulta dall'estratto di ctr alla scala 1:5.000 di Tav.1.

Il territorio è situato alla quota media di 39.0mslm all'interno della pianura alluvionale pleistocenica di divagazione del f.Brenta; l'alveo attuale del corso d'acqua è situato ad una distanza minima di 2000mt a ovest del fabbricato in esame. Il territorio è pianeggiante con pendenza media a sudovest di 0.4%.

Il p.c. naturale dell'area risulta ribassato di circa 100cm rispetto al limitrofo lotto della stessa ditta situato a nord oggetto di passati riporti.

Per verificare la classificazione dell'area nell'ambito del P.I. e P.A.T.I., si è fatto riferimento alla Tav.3 "Carta delle Fragilità". Come risulta dall'estratto di Tav.2, l'area è classificata "*Terreno Idoneo a condizione tipo G*" per il quale all'art.50 delle NTA si riporta : *Mediocri caratteristiche geotecniche dei terreni, ristagni e/o frequenti fenomeni di esondazione per insufficienza della rete di bonifica e/o moderato rischio idraulico*".

Tutto il settore centrale e meridionale dell'area interessata dal fabbricato in progetto risulta infatti classificata "Esondabile e a periodico ristagno idrico".

Nella Tav.3 si riporta l'estratto della V.C.I. del PATI che conferma la penalizzazione dell'area classificata P3 ad elevata pericolosità idraulica.

Con riferimento alle NTO del P.I. all'art.51 per le aree idonee a condizione tipo "G" si prescrive : accurata indagine idrogeologica e geologica finalizzata ad accertare l'omogeneità strati-grafica e i parametri geotecnici

del terreno, accurata impermeabilizzazione degli interrati contro la infiltrazione di acque meteoriche dalla superficie o acque consortili irrigue, mitigazione del rischio idraulico (bacini di laminazione, sistemazione della rete idrografica), sopraelevazione del piano campagna eventuali interrati saranno ben isolati e privi di accessi diretti dall'esterno (rampe).

Nella situazione specifica del fabbricato in progetto non sono previsti piani interrati ma è necessaria comunque la mitigazione del rischio idraulico con un bacino di laminazione e l'eventuale sopraelevazione del piano campagna fino ad una quota di sicurezza idraulica.

3 COSTITUZIONE GEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO

Il sottosuolo dell'area in esame è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f.Brenta poggianti su un basamento roccioso terziario situato alla profondità di circa 500mt dal p.c.

Con riferimento alla stratigrafia di due pozzi situati a nord e a sud riportata in Tavv.6-7 il sottosuolo presenta una copertura argilloso limosa a spessore medio di 2.0mt, seguita da Ghiaie in matrice sabbioso limosa fino alla profondità di -20mt dal p.c. Successivamente sono presenti alternanze di Argille e Sabbie limose con livelli di Ghiaia fino a -40mt, seguite da Ghiaie medio fini sabbiose fino a -58mt seguite da Argilla fino a -63mt dal p.c.

4 INDAGINI ESEGUITE

Per verificare le caratteristiche geotecniche e la stratigrafia del sottosuolo, si sono eseguite N.9 Prove Penetrometriche Dinamiche con penetrometro leggero tipo Sunda DI030 con massa da 30Kg. Le prove spinte fino alla profondità massima di 7.0mt dal p.c., sono state ubicate come risulta nella planimetria di Tav.5. Nei diagrammi penetrometrici allegati si riportano :

- n = numero di colpi necessari all'avanzamento di 10cm
- R_d = resistenza dinamica alla punta in Kg/cm²
- Q_a = carico massimo ammissibile orientativo del terreno in Kg/cm²

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

I materiali che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame sono dovuti alla sovrapposizione dei depositi alluvionali della conoide del f.Brenta.

Il sottosuolo presenta una limitata variabilità laterale e verticale con una copertura argilloso limosa a spessore variabile da 1.1mt a 3.4mt seguita da ghiaie medio fini con livelli sabbioso limosi. Con riferimento al p.c. attuale la profondità delle ghiaie sabbiose nelle prove effettuate risulta :

Profondità delle Ghiaie sabbiose dal p.c.								
P₁	P₂	P₃	P₄	P₅	P₆	P₇	P₈	P₉
-300cm	-110cm	-250cm	-340cm	-280cm	-270cm	-280cm	-260cm	-240cm

Trascurando la situazione della prova P2 con ghiaie più superficiali, la successione stratigrafica tipo del sottosuolo dal p.c. attuale risulta :

- da p.c. attuale a - 0.5mt :

Terreno vegetale argilloso e di riporto

- da -0.5mt a -1.8mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa passante ad Argilla con ghiaia

- resistenza dinamica $R_d = 10 - 26 \text{ Kg/cm}^2$
- coesione non drenata $C_u = 0.4 - 0.7 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\phi = 28^\circ - 29^\circ$

- da -1.8mt a -2.8mt :

Alternanze di Argilla limosa a bassa consolidazione e Limo sabbioso

- resistenza dinamica $R_d = 6 - 21 \text{ Kg/cm}^2$
- coesione non drenata $C_u = 0.2 - 0.6 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\phi = 26^\circ - 27^\circ$

- da -2.8mt a -5.0mt :

Ghiaia medio fine in matrice limoso sabbiosa

- resistenza dinamica $R_d = 20 - 57 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\phi = 30^\circ - 33^\circ$

- da -5.0mt a -7.0mt :

Ghiaie medie in matrice sabbioso limosa, dense

- | | |
|-----------------------|---|
| - resistenza dinamica | Rd = 43 - 110 Kg/cmq |
| - angolo di attrito | $\varnothing = 32^{\circ} - 36^{\circ}$ |

6 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

L'area in esame è situata 800mt a nord del limite superiore della fascia delle risorgive; il sottosuolo ghiaioso è sede di una falda acquifera freatica regolata dalle dispersioni del f.Brenta e dagli afflussi meteorici.

In corrispondenza alla fascia delle risorgive l'acquifero indifferenziato ghiaioso presente nell'alta pianura passa progressivamente alla struttura a falde sovrapposte differenziate da livelli impermeabili; le falde in pressione si spingono a sud e la falda freatica viene a giorno drenata da risorgive.

Nella situazione attuale di morbida il livello statico della falda acquifera nell'area interessata dal fabbricato è situato alla profondità variabile da - **2.8mt a -2.5mt dal p.c. attuale.**

Per definire il livello della falda e le future oscillazioni nell'area in esame si è fatto riferimento al pozzo "Cittadella" situato 500mt a nord presso il Consorzio di Bonifica in osservazione dal 1964. Con riferimento ai rilievi al pozzo Cittadella sono state rilevate le seguenti escursioni della falda :

- Escursione media annua = 2.13mt
- Escursione massima nell'anno = 2.86mt (anno 2008)

Con riferimento al trentennio precedente negli ultimi anni si rileva un significativo incremento delle escursioni della falda, dovuto alla maggiore irregolarità degli apporti meteorici e gestione delle acque in Brenta e irrigue. In tali condizioni per l'area in esame si possono ipotizzare le seguenti condizioni di magra e di piena del livello di falda rispetto al p.c. attuale tenendo presente che l'area è posta a sud del pozzo in osservazione ::

- Fase di piena della falda con una **profondità minima di -200cm da p.c.**
- Fase di magra della falda con **profondità massima di -320cm da p.c.**

Nel fabbricato in progetto non si prevede la realizzazione di locali interrati e quindi in tali condizioni il livello della falda acquifera è tale da non interferire con le eventuali fondazioni a plinti superficiali previste alla profondità media di 1.0mt dal p.c. attuale.

7 FONDAZIONI E VERIFICHE GEOTECNICHE

Il sottosuolo dell'area in esame presenta al di sotto della copertura vegetale e riporto a spessore di 0.5mt, un livello di Argille limose a consolidazione medio bassa passante ad Argilla con ghiaia fino alla profondità media di -1.8mt seguito da alternanze di Argille limose e Limi sabbiosi fino alla profondità media di -2.8mt dal p.c. Successivamente sono presenti Ghiaie medio fini limoso sabbiose con locali livelli limosi fino a -5.0mt da p.c. seguite da Ghiaie medie in matrice sabbioso limosa, dense con locali livelli più fini estese per oltre 10mt dal p.c.

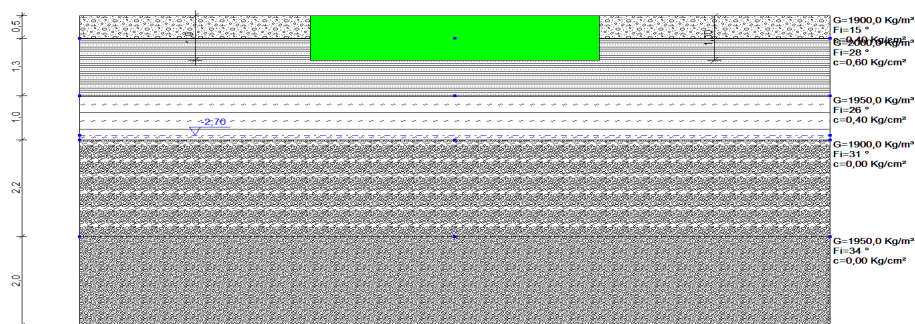
Sulla base delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo, per il fabbricato in progetto si potranno adottare **fondazioni a plinti con piano di posa al contatto con le Argille limose passanti ad Argille con ghiaia alla profondità media di -1.0mt dal p.c. attuale qualora i carichi strutturali siano di entità modesta.**

Qualora i carichi strutturali siano rilevanti come per la porzione con solaio intermedio a est, si dovranno adottare fondazioni profonde su pali innestati nel banco di ghiaia sabbiosa densa presente dalla profondità media di -5.0mt dal p.c.

L'adozione di fondazioni profonde anche nel settore a ovest consentirà di limitare lo scavo in profondità oltre che ridurre sensibilmente le dimensioni dei plinti, considerata anche la necessità di riportare in quota il fabbricato con l'esistente a nord posto a +100cm su p.c. a sud.

7.1 Verifiche Stati Limite Ultimi per plinti di fondazione superficiali (SLU)

Nelle N.T.C. del D.M.14.01.2008 tutte le verifiche sono effettuate con il metodo degli “Stati Limite” in condizioni statiche e dinamiche. In particolare dovrà essere condotta la verifica allo SLU (limite ultimo prima della rottura) e allo SLE (limite esercizio per deformazione). Le verifiche sono effettuate con “approcci diversi” legate all’amplificazione dei carichi (A) alla riduzione dei parametri geotecnici (M) e alla riduzione delle resistenze (R).



La misura del grado di sicurezza nelle diverse combinazioni si ricava dalla relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza del terreno).

Nelle verifiche è stato definito il Valore caratteristico dei parametri. Trattandosi di un terreno di fondazione argilloso limoso, per le fondazioni si assume il valore della coesione $C_u = 0.6 \text{ Kg/cm}^2$ e dell'angolo di attrito delle $\phi_k = 28^\circ$ in condizioni non drenate.

Con riferimento alla situazione del plinto di progetto con dimensioni di 5.0mt x 5.0mt con piano di posa a -1.0mt dal p.c. attuale in allegato si riportano le verifiche agli stati limite secondo i diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen) che hanno fornito i seguenti risultati :

➤ Approccio 1 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R1) (Strutturale)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) e sulle resistenti (R1) mentre si amplificano le azioni con coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Brinch-Hansen sarà pari a : **$Q_{lim} = 3.9 \text{ Kg/cm}^2$**

La resistenza di progetto con un coefficiente unitario delle resistenze sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 3.9 / 1.0 = 3.9 \text{ Kg/cm}^2$$

In questa verifica il coefficiente delle resistenze sarà $\gamma_R = 1$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.3$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.5$ per i permanenti non strutturali.

Con una pressione di progetto $Q = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$ è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 3.9.

➤ Approccio 1 - Combinazione 2 ($A2 + M2 + R2$) (Geotecnico)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta una riduzione dei parametri geotecnici ($M2$) in quanto abbiano coefficienti $\gamma_{\phi1} = 1.25$ da cui la coesione di progetto partendo da $C_u = 0.6 \text{ Kg/cm}^2$ sarà : $C_{u,d} = C_{u,k} / 1.25 = 0.48 \text{ Kg/cm}^2$

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Brinch-Hansen pari a : **$Q_{lim} = 2.84 \text{ Kg/cm}^2$**

In questa verifica il coefficiente delle resistenze ($R2$) sarà $\gamma_R = 1.8$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.0$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.3$ per i permanenti non strutturali. La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A1-2 sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 2.84 / 1.8 = 1.58 \text{ Kg/cm}^2$$

Con una pressione di progetto $Q = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$ è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 2.84.

➤ Approccio 2 - Combinazione 1 ($A1 + M1 + R3$) (GEO)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici ($M1$) ma l'introduzione di coefficiente e quindi riduzioni sulle resistenze ($R3$) con amplificazione delle azioni attraverso i coefficienti ($A1$) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Brinch-Hansen sarà pari a : **$Q_{lim} = 3.9 \text{ Kg/cm}^2$**

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A2-1 sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 3.9 / 2.3 = 1.69 \text{ Kg/cm}^2$$

Con una pressione di progetto $Q = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$ è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 3.9.

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio sono relative alle deformazioni (Cedimenti) e agli spostamenti e si effettuano con riferimento ai valori caratteristici dei parametri (f_k), quindi $f_k = f_d$. In tali condizioni deve essere verificato che il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione (E_d) sia minore o uguale al valore limite dell'effetto delle azioni (C_d).

Con riferimento ad una pressione normale di progetto pari a $Q = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$ sul plinto di 5.0mt x 5.0mt con piano di posa a -1.0mt dal p.c. i cedimenti elastici sono risultati pari a : **$\Delta H_{tot} = 25.8 \text{ mm}$** .

8 FONDAZIONI PROFONDE SU PALI

Nelle condizioni di progetto del settore orientale con solaio intermedio sono previsti carichi dei pilastri superiori a 300Ton; con le pressioni di progetto individuate nel paragrafo precedente non è proponibile l'adozione di fondazioni superficiali a plinti, anche per i cedimenti importanti previsti.

Nell'area con solaio intermedio risulta per questo necessario adottare fondazioni profonde su pali.

Dall'esame della situazione stratigrafica, considerata la distanza dei fabbricati al contorno, nell'area in esame si possono adottare tutte le tipologie di pali; i pali battuti hanno una maggior resistenza di punta e laterale rispetto ai trivellati e ai vibrati e sono più vantaggiosi economicamente, ma possono presentare alcune difficoltà nell'attraversamento dei livelli di ghiaia.

Per i pali troncoconici battuti indicativamente si potrà adottare la seguente tipologia :

Diametro punta $\varnothing_p$ = 240mm

Diametro testa $\varnothing_t$ = 390mm

Lunghezza palo da p.c. attuale = 9.0 mt

La lunghezza effettiva del palo e la sua portata potrà essere determinata in sede esecutiva che con almeno 2 pali prova con la resistenza all'infissione (colpi), consente la determinazione più precisa della portata del palo stesso.

8.1 Verifica Teorica delle Fondazioni profonde su Pali

Qualora siano previsti carichi concentrati di notevole entità e non siano accettabili i cedimenti e le deformazioni significative si dovranno adottare fondazioni profonde su pali innestati nelle ghiaie limoso sabbiose dense presenti dalla profondità media di -5.0mt dal p.c.

Indicativamente nel sottosuolo in esame si considera un palo vibroinfisso gettato in opera, senza asportazione di terreno, innestato per almeno 4mt nelle ghiaie dense, quindi con le seguenti caratteristiche :

Diametro esterno $\varnothing$ = 350mm

Lunghezza palo = 9.0mt

Il carico limite con le formule statiche sarà : $Q_{lim} = Q_{punta} + Q_{laterale}$

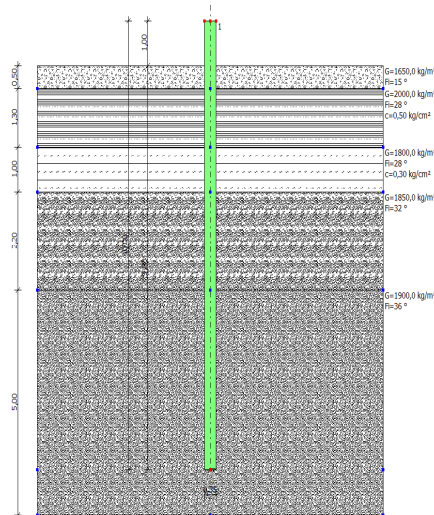
Nelle N.T.C. del D.M.14.01.2008 tutte le verifiche sono effettuate con il metodo degli “Stati Limite”. In particolare sarà condotta la verifica allo SLU (limite ultimo prima rottura) e allo SLE (limite esercizio per deformazione).

Il carico limite con le formule statiche sarà : **$Q_{lim} = Q_{punta} + Q_{laterale}$**

Le verifiche sono effettuate con “approcci diversi” legate all’amplificazione dei carichi (A), e alla riduzione delle resistenze (R); nelle verifiche sui pali e i parametri geotecnici (M) non vanno comunque ridotti.

Con riferimento alle N.T.C. del D.M. 14.01.2008 si può eseguire il calcolo con due combinazioni (A1 + M1 + R1) e (A2 + M1 + R2) oppure con un'unica combinazione di fattori (A1 + M1 + R3).

La situazione del palo di progetto è la seguente :



La verifica è stata effettuata con l'approccio (A1+M1+R3)

In tali condizioni per il palo di progetto il carico limite è risultato :

$$Q_{lim}(\text{palo}) = Q_{base} + Q_{laterale} = 125329 + 31876 = 157.206 \text{ Kg}$$

La portata caratteristica del palo sarà :

$$R_c(\text{palo}) = Q_{base}/1.7 + Q_{laterale}/1.7 = 73.722 + 18.750 = 92.472 \text{ Kg}$$

La resistenza di progetto in tale approccio, con un coefficiente di riduzione delle resistenze pari a 1.15 per la base e pari a 1.25 per laterale sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 64.107 + 15.000 = 79.108 \text{ Kg}$$

Con un carico di progetto sul palo pari 40.000 Kg è verificata la relazione E_d (azione) $\leq$ R_d (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 1.98.

Con riferimento ad un carico assiale di progetto pari a $Q = 40.000 \text{ Kg}$ sul palo in esame il cedimento massimo è risultato pari a : $\Delta H_{tot} = 0.19 \text{ mm}$.

9 CARATTERIZZAZIONE SISMICA IN SITO DEL SOTTOSUOLO

Per la caratterizzazione sismica del sottosuolo è stata eseguita un'indagine geofisica indirizzata a fornire i valori delle Vs30 dell'area in esame. Le tecniche di prospezione geofisiche scelte sono state quelle della sismica a Rifrazione della MASW e della ReMi.

Le indagini sono state eseguite il 28 Maggio 2018. L'offset massimo, utilizzato in fase di acquisizione della linea ha, di fatto, controllato la profondità di penetrazione delle onde elastiche che è risultata compresa tra 25-30m dal p.c. La metodologia e l'elaborazione delle misure effettuate sono riportate nel Report sismico allegato.

Dalla modellazione diretta della curva di dispersione dei profili sismici, acquisiti con la tecnica MASW e ReMi, è stato possibile stimare il profilo verticale della VS nel sito di indagine. In particolare sono state analizzate le caratteristiche della stratificazione elastico-acustica del sottosuolo nei primi 30mt di profondità. In tutti i casi al fine di ottenere una maggiore rappresentatività dei dati sono stati sommati gli spettri delle diverse registrazioni effettuate per il sito per ottenere uno spettro medio.

Nella fase di stima della curva di dispersione si è scelto cautelativamente di sottostimare leggermente la VS.

Il valore medio del parametro Vs30, determinato con l'elaborazione dei dati MASW, è risultato pari:

Stazione	Vs30
MASW-1	454 m/s

Il valore medio del parametro Vs30, determinato con l'elaborazione dei dati ReMi, è risultato pari:

Stazione	Vs30
ReMi-1	462 m/s

Dall'analisi dei profili dei modelli ottenuti è possibile verificare che le velocità medie Vs30 nei due metodi risultano molto prossime.

Dall'esame dei modelli di velocità dei report sismici della Masw e della Remi allegate utilizzando anche per la taratura le informazioni stratigrafiche e delle prove penetrometriche si è estrapolata la seguente successione sismo-stratigrafia del sottosuolo nell'area in esame :

-
- dal p.c. a -3.0 mt : Vs = 142 m/s Vp = 233 m/s
Terreno vegetale e Argille limose con Limi sabbiosi
 - da -3.0mt a -7.0mt : Vs = 303 m/s Vp = 494 m/s
Ghiaie medio fini in matrice limoso sabbiosa
 - da -7.0mt a -12.0mt : Vs = 372 m/s Vp = 607 m/s
Ghiaie con ciottoli sabbioso limose dense
 - da -12.0mt a -18.0mt : Vs = 514 m/s Vp = 840 m/s
Ghiaie con ciottoli sabbioso limose da dense a molto dense
 - da -18.0mt a -30mt : Vs = 625 m/s Vp = 1021 m/s
Ghiaie con ciottoli sabbioso limose molto dense

Ai fini delle prescrizioni della vigente normativa in materia (O.P.C.M 3274/2003 e successive modifiche ed integrazioni e D.M. 14.01.2008) e alla luce di quanto sopra si ritiene quindi poter ricondurre il suolo di fondazione del sito in esame, alla **Categoria B** nella quale ricadono i terreni la cui VS30 cade nell'intervallo compreso tra 360 m/s e 800 m/s:..

Come evidenziato dalle prove effettuate e dalle informazioni stratigrafiche e dalla verifica sismica in sito, il sottosuolo non presenta livelli di materiali granulari poco addensati saturi; in tali condizioni non si prevedono fenomeni di liquefazione o densificazione della copertura argilloso limosa o di livelli profondi del sottosuolo nel caso di un evento sismico.

Il fabbricato in progetto è situato in un'area subpianeggiante di un terrazzo alluvionale ghiaioso del f.Brenta. Con riferimento alla Tab.3.2.IV riguardante le categorie topografiche per le azioni sismiche sulle costruzioni del D.M.14.01.2008 l'area in esame è classificabile come **T1** : *Superfici pianeggianti e rilievi e pendii isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*

10 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

I Comuni di Cittadella e Fontaniva non erano classificati sismici ai sensi del D.M. 19.03.1982. In base alla OPCM 3274 del 20.03.03 che ha riclassificato l'intero territorio nazionale, i Comuni sono inseriti in zona sismica di tipo 3.

DOTT.GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI
Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

Per il territorio in zona sismica 3 i valori di accelerazione al suolo a_g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni risultano :

Accelerazione orizzontale con prob. super. del 10% (a_g / g) = 0.05 - 0.15

Accelerazione orizzontale di ancoraggio spettro di risposta a_g / g) = 0.15

Con l'entrata in vigore del D.M. 14.01.2008 (N.T.C.) la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio **“sito dipendente”** e non più un criterio “zona dipendente”. L'azione sismica di progetto sulla quale valutare il rispetto dei vari stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla “pericolosità di base” del sito di costruzione.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto le tipologie del suolo di fondazione vengono suddivise in due gruppi (Tab.3.2.II delle N.T.C.) : il primo gruppo è definito da 5 categorie (A, B, C, D, E), mentre il secondo gruppo comprende 2 categorie (S1, S2) per le quali si hanno studi speciali.

I terreni classificati nelle categorie elencate sono caratterizzati da parametri sismici (VS30, velocità media di propagazione onde di taglio entro 30m di profondità) e da parametri geotecnici (NSPT, e cu, coesione non drenata).

A	<i>Ammassi rocciosi affioranti e terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo di 3mt.</i>
B	<i>Rocce Tenere e Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero con $N_{SPT} > 50$ o $Cu > 250$ kPa)</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con $15 < N_{SPT} < 50$, o $70 < Cu < 250$ kPa)</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di Vs30 < 180m/s</i>
E	<i>Profili di terreno dei sottosuoli di tipo C o D con spessore non superiore a 20m posti sul substrato più rigido con Vs30 > 800 m/s.</i>

Il sottosuolo dell'area in esame presenta una copertura argilloso limosa a spessore medio di 2.0mt, seguita da Ghiaie in matrice sabbioso limosa fino alla profondità di -20mt dal p.c. Successivamente sono presenti alternanze di Argille e Sabbie limose con livelli di Ghiaia fino a -40mt, seguite da Ghiaie medio fini sabbiose fino a -58mt seguite da Argilla fino a -63mt dal p.c.

Le indagini sismiche in sito con la tecnica MASW e REMI, hanno consentito la definizione di una Velocità media delle onde di taglio nei primi 30mt di sottosuolo pari a : **Vs 30 = 458 m/sec.**

Sulla base del quadro geologico e sismico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo in **categoria tipo B** : *(Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s).*

Si tratta quindi di un terreno di fondazione con caratteri geotecnici buoni e limitata variabilità laterale con falda acquifera a media profondità.

10.1 Azione Sismica di Progetto

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” che è rappresentata dalla probabilità che in un determinato intervallo di tempo (periodo di riferimento V_r in anni) in questo sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza” (P_{vr}).

La pericolosità sismica è definita in termini di **accelerazione orizzontale massima “ag”** e di **ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente “Se(T)”** con riferimento alle probabilità di eccedenza P_{vr} nel periodo di riferimento V_r .

Ai fini delle N.T.C. le forme spettrali sono definite a partire dai valori di riferimento di una griglia di 10.751 siti dei parametri: (ag) ; (Fo) ; TxC.

A tal fine dalle coordinate geografiche del sito espresse in gradi sessagesimali e decimali si è determinata la maglia di riferimento con le distanze dal punto dei quattro vertici più prossimi. In allegato si riporta la scheda del programma di calcolo dei parametri di riferimento :

I Parametri sismici risultanti per il sito in esame sono :

Sito in esame
latitudine: 45.6241408505692
longitudine: 11.789189207473
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 11853	Lat: 45.6227	Lon: 11.7766	Distanza: 995.348
Sito 2	ID: 11854	Lat: 45.6237	Lon: 11.8479	Distanza: 4569.032
Sito 3	ID: 11632	Lat: 45.6737	Lon: 11.8466	Distanza: 7089.955
Sito 4	ID: 11631	Lat: 45.6727	Lon: 11.7751	Distanza: 5512.594

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):
Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0.042 g
Fo: 2.489
Tc*: 0.241 [s]

Danno (SLD):
Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0.057 g
Fo: 2.484
Tc*: 0.253 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):
Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0.159 g
Fo: 2.400
Tc*: 0.303 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):
Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0.210 g
Fo: 2.407
Tc*: 0.313 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1.200
Cc: 1.460
St: 1.000
Kh: 0.010
Kv: 0.005
Amax: 0.494
Beta: 0.200

SLD:

Ss: 1.200
Cc: 1.450
St: 1.000
Kh: 0.014
Kv: 0.007
Amax: 0.668
Beta: 0.200

SLV:

Ss: 1.200
Cc: 1.400
St: 1.000
Kh: 0.046
Kv: 0.023
Amax: 1.871
Beta: 0.240

SLC:

Ss: 1.200
Cc: 1.390
St: 1.000
Kh: 0.070
Kv: 0.035
Amax: 2.468
Beta: 0.280

In tali condizioni si definiscono l'accelerazione massima di progetto e il coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza allo SLV = SLU :

Accelerazione massima = **amax** = Ssx St x ag = 1.20x1.0x0.159 g = **0.1908g**

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

A max = ag x 9.81 = **1.87 m/sec²**.

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = $\beta_s \times A_{max}/g$ = **0.046**

11 CONCLUSIONI

Dalle verifiche geologiche sull'area di costruzione di un fabbricato in ampliamento dell'insediamento produttivo della ditta Ponente srl in via delle Pezze a Cittadella con intervento in Comune di Fontaniva si può concludere:

11.1 L'area oggetto dell'indagine è situata nell'area di lottizzazione produttiva di via delle Pezze, ai confini tra i Comuni di Fontaniva e Cittadella. Il territorio è situato alla quota media di 39.0mslm all'interno della pianura alluvionale pleistocenica di divagazione del f.Brenta; l'alveo attuale del corso d'acqua è situato ad una distanza minima di 2000mt a ovest del fabbricato. Il p.c. naturale dell'area risulta ribassato di circa 100cm rispetto al limitrofo lotto della stessa ditta situato a nord oggetto di passati riporti.

11.2 Nella "Carta delle Fragilità" del P.I. e P.A.T.I., l'area è classificata "*Terreno Idoneo a condizione tipo G*" per il quale si ha : *Caratteri geotecnici mediocri dei terreni, ristagni e/o frequenti fenomeni di esondazione per insufficienza della rete di bonifica e/o moderato rischio idraulico*".

Nell'estratto della V.C.I. del PATI è confermata la penalizzazione dell'area classificata P3 ad elevata pericolosità idraulica, essendo tutto il settore centrale e meridionale dell'area interessata dal fabbricato in progetto classificata "Esondabile e a periodico ristagno idrico".

11.3 Nella situazione specifica del fabbricato in progetto non sono previsti piani interrati ma è necessaria comunque la mitigazione del rischio idraulico con un bacino di laminazione e l'eventuale sopraelevazione del piano campagna fino ad una quota di sicurezza idraulica.

11.4 Il sottosuolo dell'area in esame è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f.Brenta poggianti su un basamento roccioso terziario situato alla profondità di circa 500mt dal p.c. Con riferimento alla stratigrafia dei pozzi limitrofi il sottosuolo presenta la copertura argillosa a spessore medio di 2.0mt, seguita da Ghiaie limose sabbiose fino a -20mt dal p.c. Successivamente sono presenti alternanze di Argille e Sabbie limose con livelli di Ghiaia fino a -40mt, seguite da Ghiaie medio fini sabbiose fino a -58mt seguite da Argilla fino a -63mt dal p.c.

11.5 Le indagini eseguite hanno evidenziato al di sotto della copertura vegetale e riporto a spessore di 0.5mt, un livello di Argille limose a consolidazione medio bassa passante ad Argilla con ghiaia fino alla profondità media di -1.8mt seguito da alternanze di Argille limose e Limi sabbiosi fino alla profondità media di -2.8mt dal p.c. Successivamente sono presenti Ghiaie medio fini limoso sabbiose con locali livelli limosi fino a -5.0mt da p.c. seguite da Ghiaie medie in matrice sabbioso limosa, dense con locali livelli più fini estese per oltre 10mt dal p.c.

11.6 Il sottosuolo è sede di una falda acquifera freatica regolata dalle dispersioni del f.Brenta e dagli afflussi meteorici con livello statico attuale alla profondità variabile da **-2.8mt a -2.5mt dal p.c. attuale.**

Nelle fasi di piena si prevede una possibile risalita fino alla profondità minima di -2.0mt dal p.c. Nel fabbricato in progetto non si prevede la realizzazione di locali interrati e quindi in tali condizioni il livello della falda acquifera è tale da non interferire con le eventuali fondazioni a plinti superficiali previste alla profondità media di 1.0mt dal p.c. attuale.

11.7 Sulla base delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo, per il fabbricato in progetto si potranno adottare **fondazioni a plinti con piano di posa al contatto con le Argille limose passanti ad Argille con ghiaia alla profondità media di -1.0mt dal p.c. attuale qualora i carichi strutturali siano di entità modesta. Qualora i carichi strutturali siano rilevanti come per la porzione con solaio intermedio a est, si dovranno adottare fondazioni profonde su pali innestati nel banco di ghiaia sabbiosa densa presente dalla profondità media di -5.0mt dal p.c.**

L'adozione di fondazioni profonde anche nel settore a ovest consentirà di limitare lo scavo in profondità oltre che ridurre sensibilmente le dimensioni dei plinti, considerata anche la necessità di riportare in quota il fabbricato con l'esistente a nord posto a +100cm su p.c. a sud.

11.8 In tali condizioni le verifiche agli stati limite con riferimento alla situazione della fondazione a plinto di progetto largo 5.0mt x 5.0mt con piano di posa a -1.0mt dal p.c. hanno fornito i seguenti risultati :

- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+ M1 + R1) (Strutturale) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 3.9/1.0 = \mathbf{3.9 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 2.84/1.8 = \mathbf{1.58 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 3.9/2.3 = \mathbf{1.69 \text{ Kg/cm}^2}$

11.9 Le Verifiche agli Stati limite di esercizio relative alle deformazioni (Cedimenti) con una pressione normale di progetto pari a $Q = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$ sulla fondazione a plinto largo 5.0mt con piano di posa a -1.0mt dal p.c. hanno indicato un cedimento massimo pari a : **$\Delta H_{tot} = 25.8\text{mm}$**

In tali condizioni i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

11.10 Nelle condizioni di progetto del settore orientale con solaio intermedio sono previsti carichi dei pilastri superiori a 300Ton e non è proponibile l'adozione di fondazioni superficiali, anche per i cedimenti importanti previsti. Nell'area con solaio intermedio risulta per questo necessario adottare fondazioni profonde su pali.

11.11 Dall'esame della situazione stratigrafica, considerata la distanza dei fabbricati al contorno, nell'area in esame si possono adottare tutte le tipologie di pali; i pali battuti hanno una maggior resistenza di punta ma possono presentare alcune difficoltà nell'attraversamento dei livelli di ghiaia. Per i pali troncoconici battuti indicativamente si potrà adottare la tipologia :

Diametro punta $\varnothing_p$ = 240mm
Diametro testa $\varnothing_t$ = 390mm
Lunghezza palo da p.c. attuale = 9.0 mt

La lunghezza effettiva del palo e la sua portata potrà essere determinata in sede esecutiva con almeno 2 pali prova che con la resistenza all'infissione (colpi), consente la determinazione più precisa della portata del palo stesso.

11.12 La verifica teorica del palo di progetto vibroinfisso gettato in opera, senza asportazione di terreno innestato nelle ghiaie con *Diametro di 350mm e Lunghezza di 9.0mt* ha fornito i seguenti risultati in approccio (A1+M1+R3):

$$\mathbf{Qlim(palo) = Qbase + Qlaterale = 125329 + 31876 = 157.206 \text{ Kg}}$$

$$\mathbf{Rc (palo) = Qbase/1.7 + Qlaterale/1.7 = 73.722 + 18.750 = 92.472 \text{ Kg}}$$

La resistenza di progetto in tale approccio, con un coefficiente di riduzione delle resistenze pari a 1.15 per la base e pari a 1.25 per laterale sarà :

$$\mathbf{Rd = Qlim / \gamma_R = 64.107 + 15.000 = 79.108 \text{ Kg}}$$

Con un carico di progetto sul palo pari 40.000 Kg è verificata la relazione E_d (azione) $\leq$ R_d (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 1.98.

Con riferimento ad un carico assiale di progetto pari a $Q = 40.000 \text{ Kg}$ sul palo in esame il cedimento massimo è risultato pari a : $\Delta H_{tot} = 0.19mm$.

11.13 I Comuni di Cittadella e Fontaniva in base alla OPCM 3274 sono inseriti in zona sismica tipo 3. Il sottosuolo presenta una copertura argilloso limosa a spessore medio di 2.0mt, seguita da Ghiaie in matrice sabbioso limosa fino alla profondità di -20mt dal p.c. Successivamente sono presenti alternanze di Argille e Sabbie limose con livelli di Ghiaia fino a -40mt, seguite da Ghiaie medio fini sabbiose fino a -58mt.

11.14 Per la caratterizzazione sismica del sottosuolo è stata eseguita un'indagine geofisica indirizzata a fornire i valori delle V_{s30} dell'area in esame con la sismica a Rifrazione della MASW e della ReMi.

Il valore medio del parametro V_{s30} , determinato con l'elaborazione dei dati MASW e ReMi, è risultato pari a : $\mathbf{Vs\ 30 = 458 \text{ m/sec.}}$

11.15 Ai fini delle prescrizioni della vigente normativa in materia e dalla caratterizzazione sismica in sito il suolo di fondazione in esame si può inserire nella **Categoria di tipo B** : (*Rocce Tenere e Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s*). Con riferimento alla Tab.3.2.IV riguardante le categorie topografiche per le azioni sismiche sulle costruzioni del D.M.14.01.2008 l'area in esame è classificabile come **T1**.

11.16 Le azioni sismiche di progetto definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” con riferimento alle forme spettrali di una griglia di 10.751 in corrispondenza allo SLV = SLU hanno verificato le seguenti condizioni :

Accelerazione massima = **amax** = Ssx St x ag = 1.20x1.0x0.159 g = **0.1908g**

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

A max = ag x 9.81 = **1.87 m/sec²**.

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = $\beta_s \times A_{max}/g$ = **0.046**

Il Geologo

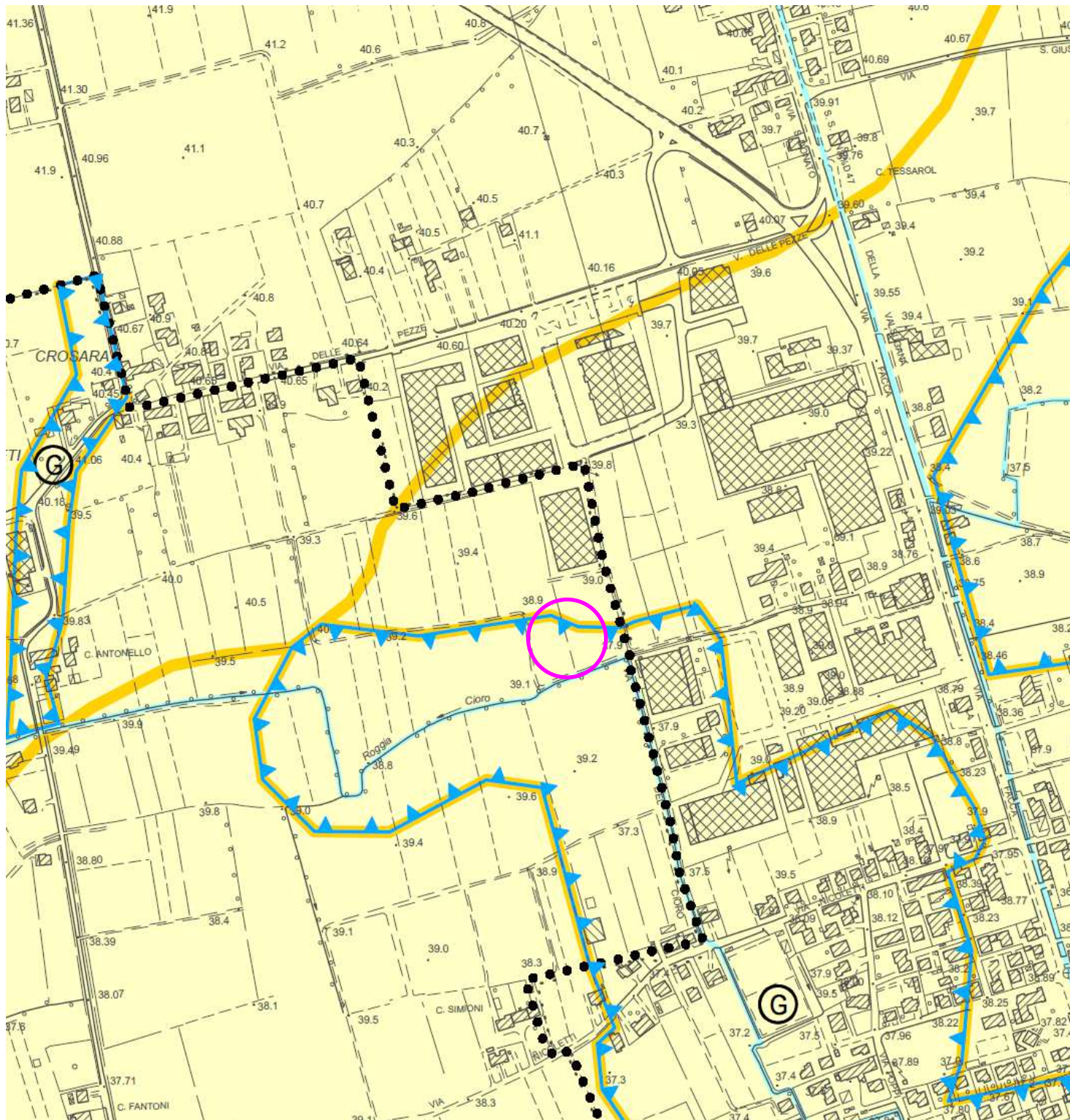
Dott. Gabriele Soppelsa



Bassano d.Gr. 30.05.2018



TAV.1: Ubicazione dell'area interessata dall'ampliamento del fabbricato su estratto di c.t.r. alla scala 1:5.000



Ⓒ

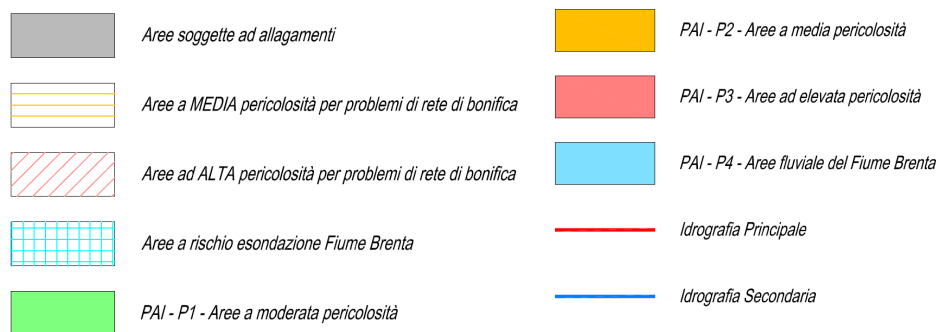
Medioci caratteristiche geotecniche dei terreni, ristagni e/o frequenti fenomeni di esondazione per insufficienza alla rete di bonifica e/o moderato rischio idraulico

Aree soggette a dissesto idrogeologico

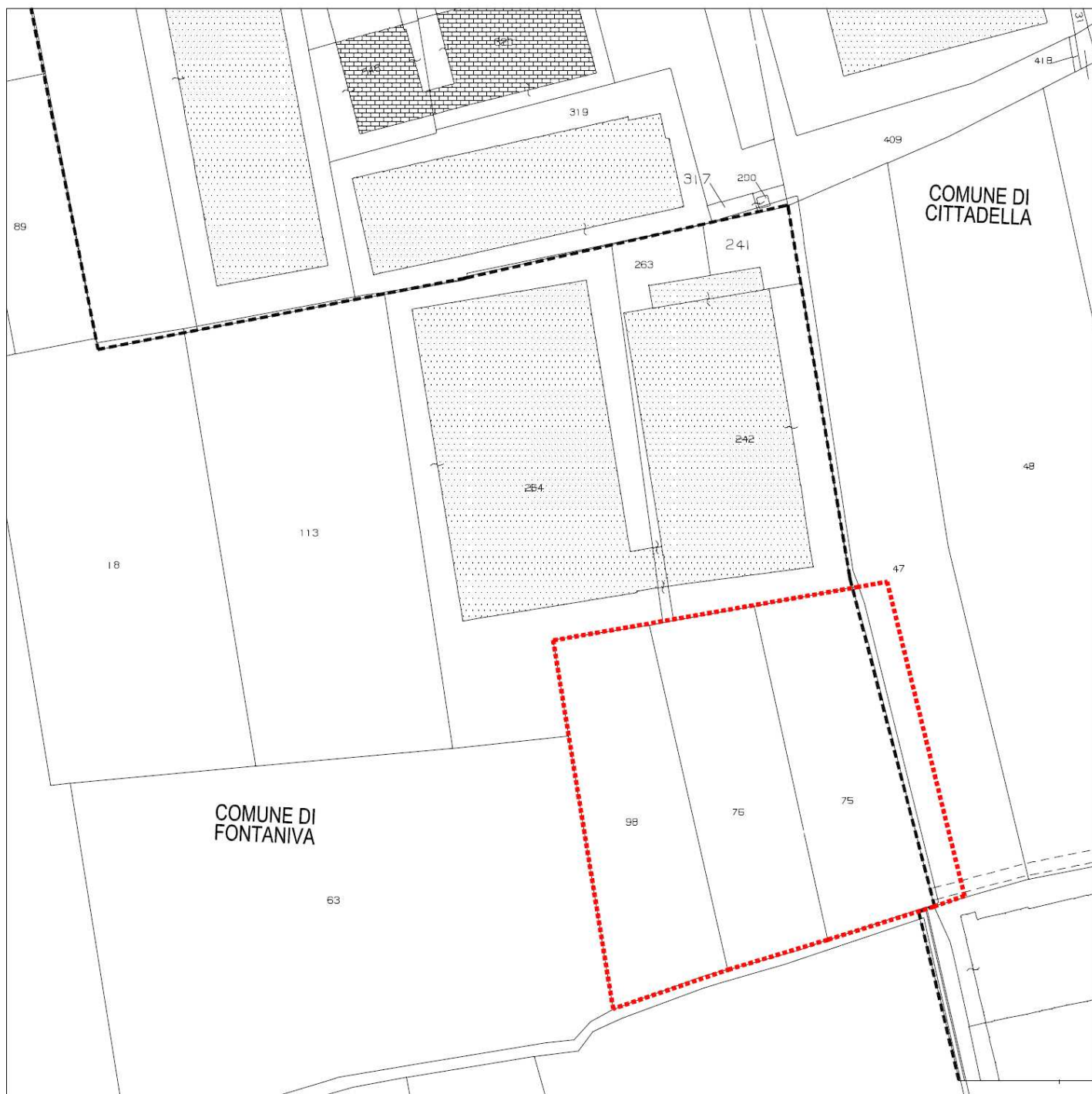


Area esondabile o a periodico ristagno idrico

TAV.2 – Ubicazione dell'area interessata dal fabbricato su estratto della Carta delle Fragilità del P.A.T.I. – P.I. del Comuni di Cittadella e Fontaniva - Classificazione : Area Idonea a condizione tipo G



TAV.3 – Ubicazione dell'area interessata dal fabbricato su estratto dello Studio di Compatibilità Idraulica del P.A.T.I. – P.I. del Comuni di Cittadella e Fontaniva - Classificazione : P3 : Area ad elevata pericolosità



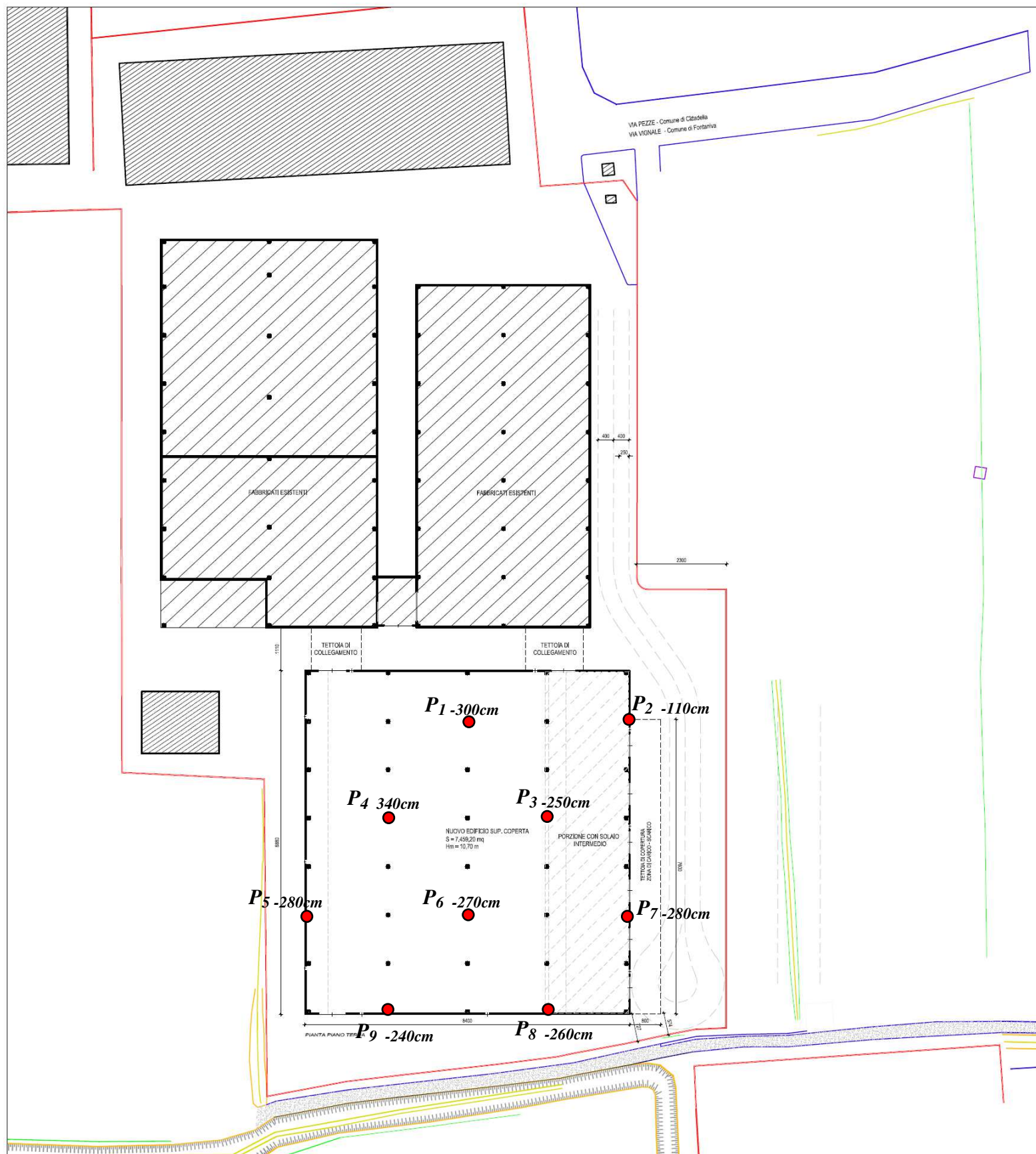
ESTRATTO MAPPA CATASTALE

Scala 1:2000

COMUNE DI FONTANIVA
N.C.T. - Fg. 21 - Mapp. 75 - 76 - 98

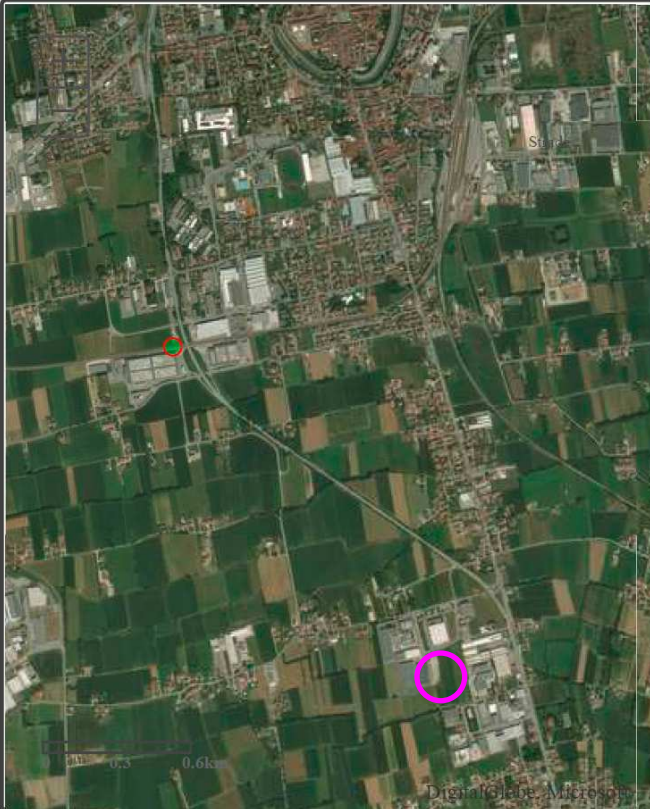
COMUNE DI CITTADELLA
N.C.T. - Fg. 41 - Mapp. 47

***TAV.4 : Ubicazione dell'area interessata dal fabbricato in
ampliamento su estratto di planimetria catastale***



TAV.5 : Ubicazione delle prove penetrometriche con indicazione della profondità delle ghiaie dal p.c. su planimetria del fabbricato in progetto

Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984)

Dati generali	Ubicazione indicativa dell'area d'indagine
Codice: 165141 Regione: VENETO Provincia: PADOVA Comune: CITTADELLA Tipologia: PERFORAZIONE Opera: POZZO PER ACQUA Profondità (m): 55,00 Quota pc slm (m): 7,00 Anno realizzazione: 1990 Numero diametri: 1 Presenza acqua: SI Portata massima (l/s): 3,800 Portata esercizio (l/s): 3,100 Numero falde: 0 Numero filtri: 1 Numero piezometrie: 1 Stratigrafia: SI Certificazione(*): NO Numero strati: 5 Longitudine WGS84 (dd): 11,774861 Latitudine WGS84 (dd): 45,636319 Longitudine WGS84 (dms): 11° 46' 29.29" E Latitudine WGS84 (dms): 45° 38' 10.10" N (*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia	

DIAMETRI PERFORAZIONE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	0,00	55,00	55,00	120

POSIZIONE FILTRI

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	50,00	55,00	5,00	114

MISURE PIEZOMETRICHE

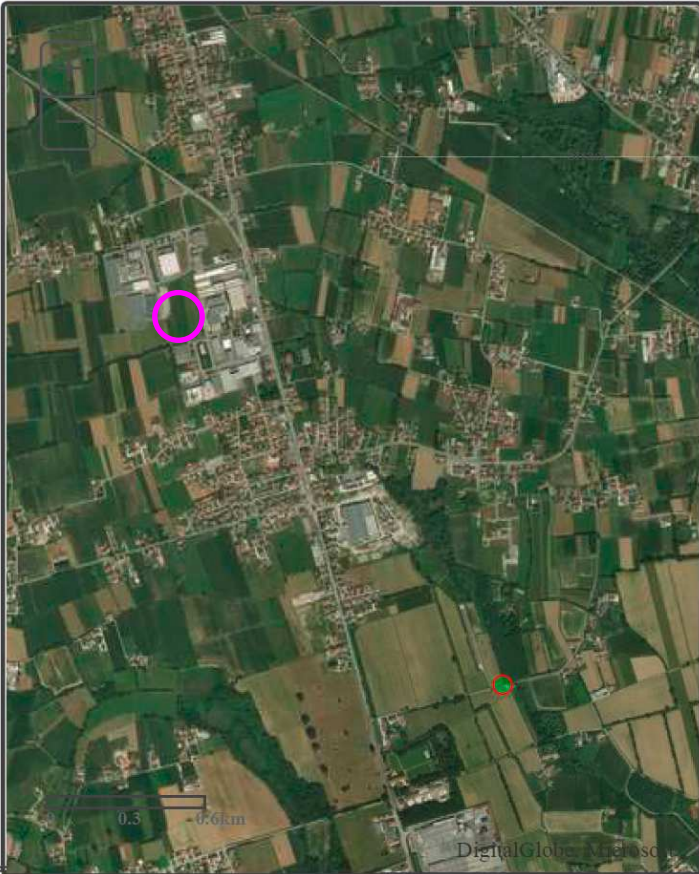
Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
feb/1990	8,00	8,00	0,00	3,800

STRATIGRAFIA

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	2,00	2,00		TERRA
2	2,00	20,00	18,00		GHIAIA GROSSA
3	20,00	34,00	14,00		CRETA E SABBIA
4	34,00	42,00	8,00		SABBIA
5	42,00	55,00	13,00		GHIAIA FINE E MEDIA

TAV.6 : Stratigrafia profonda del sottosuolo rilevata in un pozzo situato 500mt a nordovest dell'area in esame spinto a -55mt dal p.c.

Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984)

Dati generali	Ubicazione indicativa dell'area d'indagine
Codice: 166359 Regione: VENETO Provincia: PADOVA Comune: CITTADELLA Tipologia: PERFORAZIONE Opera: SONDAGGIO GEOGNOSTICO Profondità (m): 63,00 Quota pc slm (m): 33,00 Anno realizzazione: ND Numero diametri: 0 Presenza acqua: NO Portata massima (l/s): ND Portata esercizio (l/s): ND Numero falde: 0 Numero filtri: 0 Numero piezometrie: 0 Stratigrafia: SI Certificazione(*): NO Numero strati: 8 Longitudine WGS84 (dd): 11,805419 Latitudine WGS84 (dd): 45,611039 Longitudine WGS84 (dms): 11° 48' 19.19" E Latitudine WGS84 (dms): 45° 36' 39.39" N (*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia	

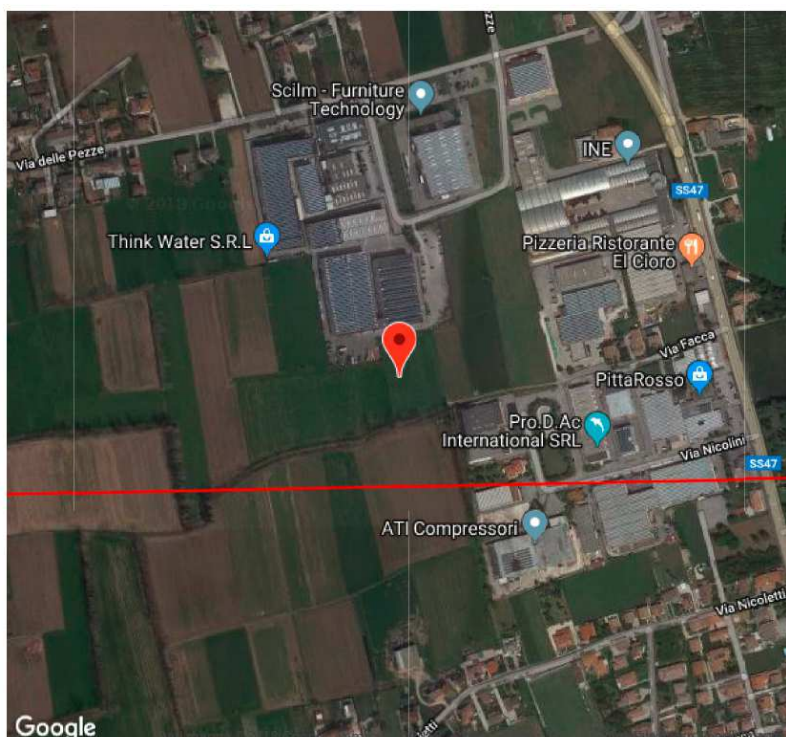
STRATIGRAFIA

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	1,00	1,00		TERRENO VEGETALE
2	1,00	6,00	5,00		TERRA E MATERIALE ARGILLOSO
3	6,00	21,00	15,00		GHIAIE SABBIOSE PREVALENTEMENTE CALCAREE
4	21,00	22,50	1,50		ARGILLA GRIGIA
5	22,50	28,00	5,50		GHIAIE SABBIOSE PREVALENTEMENTE CALCAREE
6	28,00	37,00	9,00		ARGILLA
7	37,00	58,00	21,00		GHIAIE SABBIOSE
8	58,00	63,00	5,00		ARGILLA

GEOSTRU PARAMETRI SISMICI

Versione 2017, rilasciata il 14-08-2017

Via	delle Pezze	n°	
Comune	Cittadella	Cap	
Provincia		Cerca	
WGS84 (°)			
Latitudine			
Longitudine		Cerca	
Isole	-- Seleziona --		



☒ Visualizza vertici della
maglia di appartenenza

Parametri sismici

(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.

(2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

(1)* Coordinate WGS84 (°)

Latitudine

Longitudine

(1)* Coordinate ED50 (°)

Latitudine

Longitudine

Classe dell'edificio

Cu = 1

Vita nominale
(Opere provvisorie <=10, Opere
ordinarie >=50,
Grandi opere >=100)
Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	a ₀ [g]	F ₀	T _c [s]
Operatività (SLO)	30	0.042	2.489	0.241
Danno (SLD)	50	0.057	2.484	0.253
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.159	2.400	0.303
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.210	2.407	0.313
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI (av)Label

- ☐ Muri di sostegno ☐ Paratie
☒ Stabilità dei pendii e fondazioni
☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	1.20	1.20	1.20	1.20
Cc * Coeff. funz categoria	1.46	1.45	1.40	1.39
St * Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.010	0.014	0.046	0.070
kv	0.005	0.007	0.023	0.035
Amax [m/s ²]	0.494	0.668	1.871	2.468
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

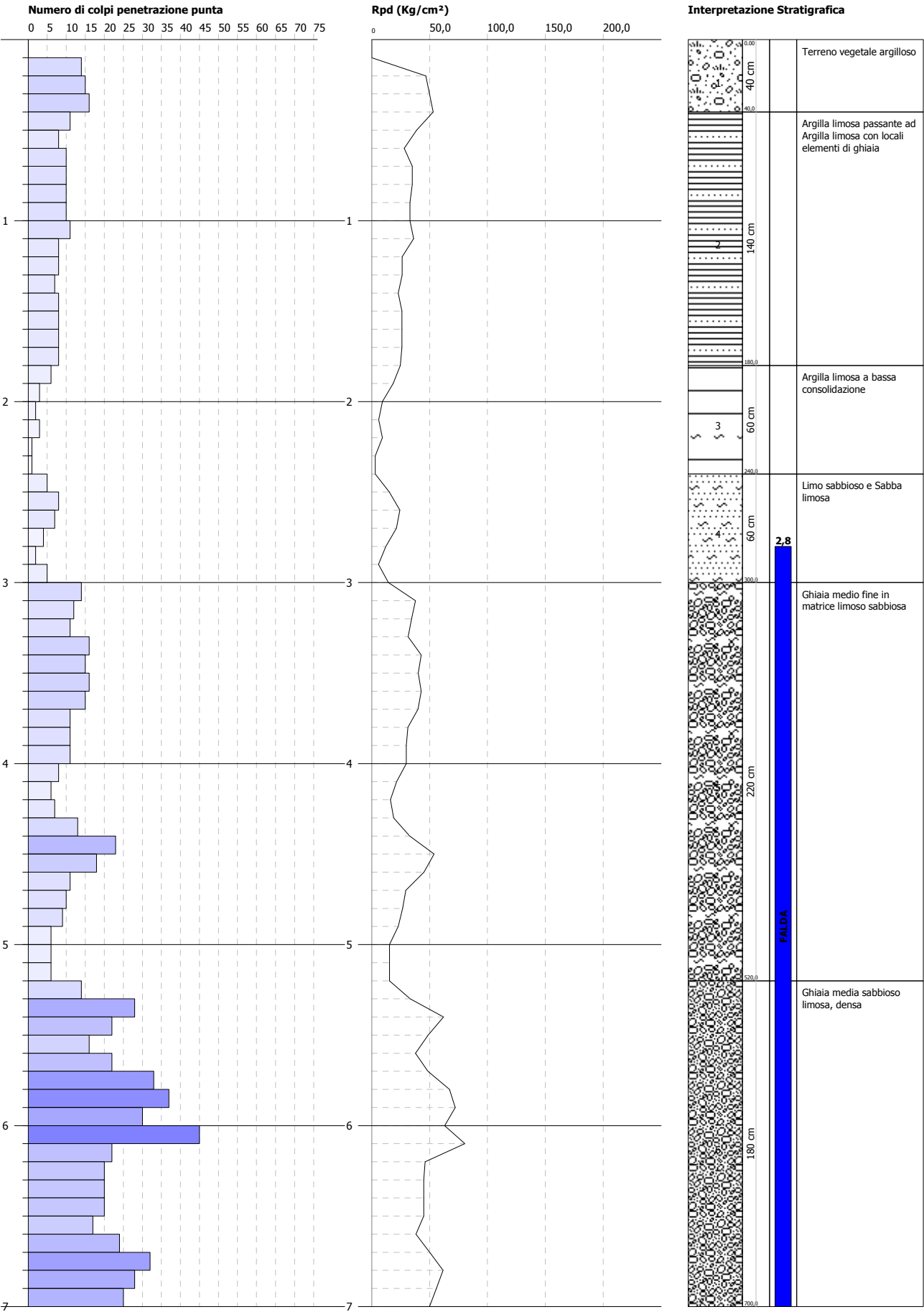
TAV. 8 : Inquadramento e Parametri sismici dell'area in base alle N.T.C.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: PONENTE srl
Cantiere: via delle Pezze
Località: Cittadella - Fontaniva

Data: 28/05/2018

Scala 1:30

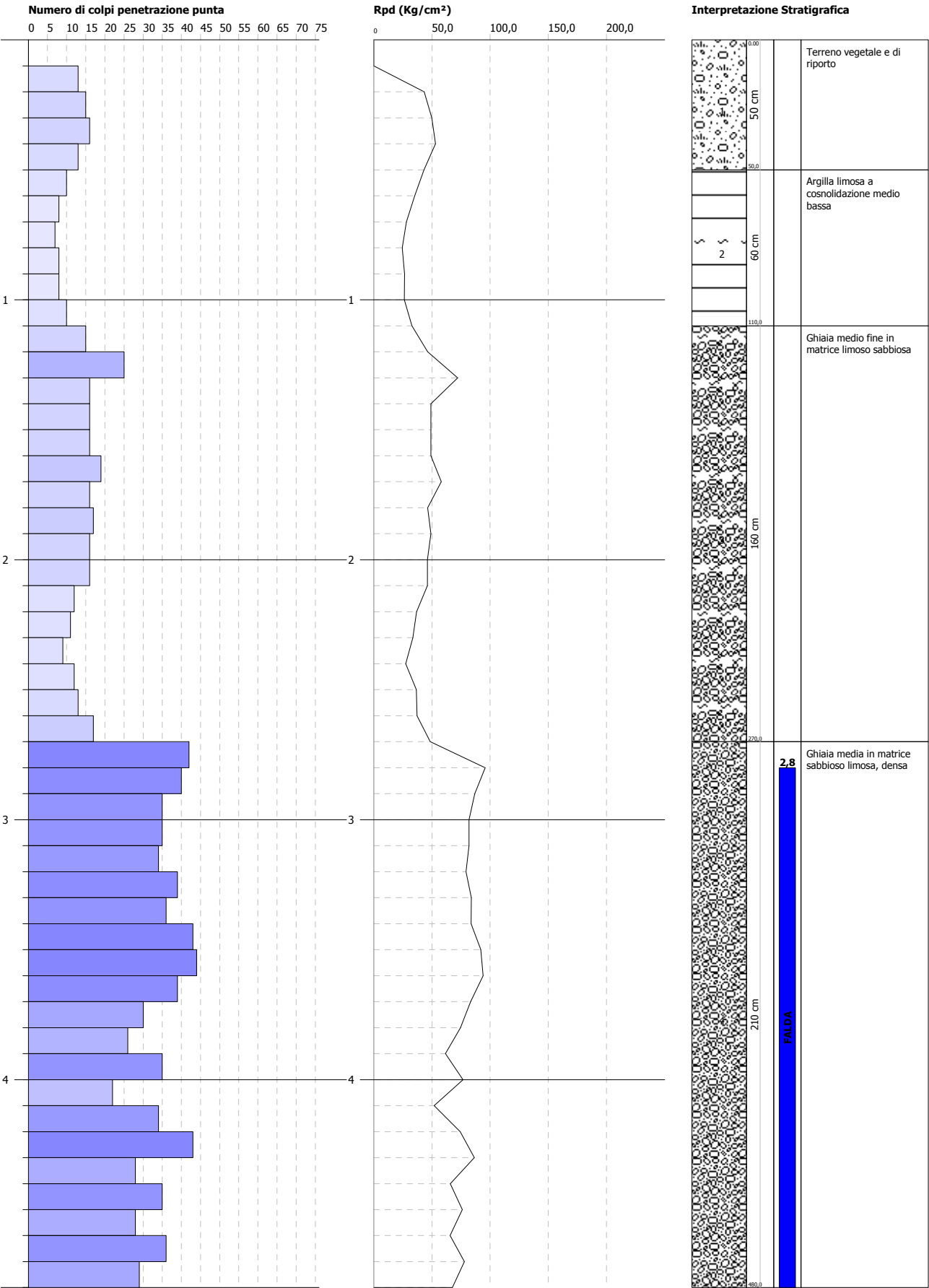


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Data: 28/05/2018

Committente: PONENTE srl
Cantiere: via delle Pezze
Località: Cittadella - Fontaniva

Scala 1:21

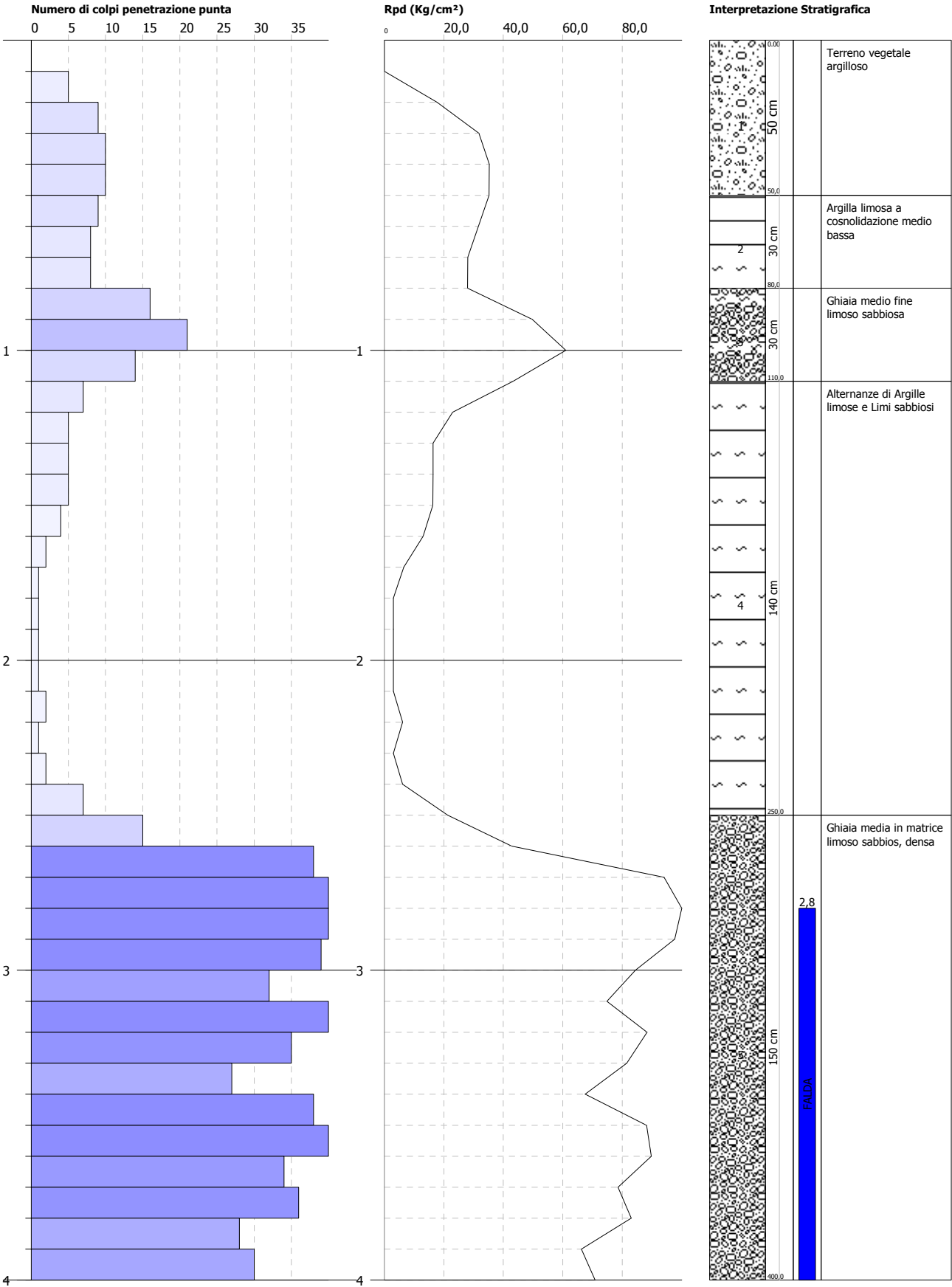


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: SCILM spa
Cantiere: via delle Pezze
Località: Cittadella - Fontaniva

Data: 28/05/2018

Scala 1:18

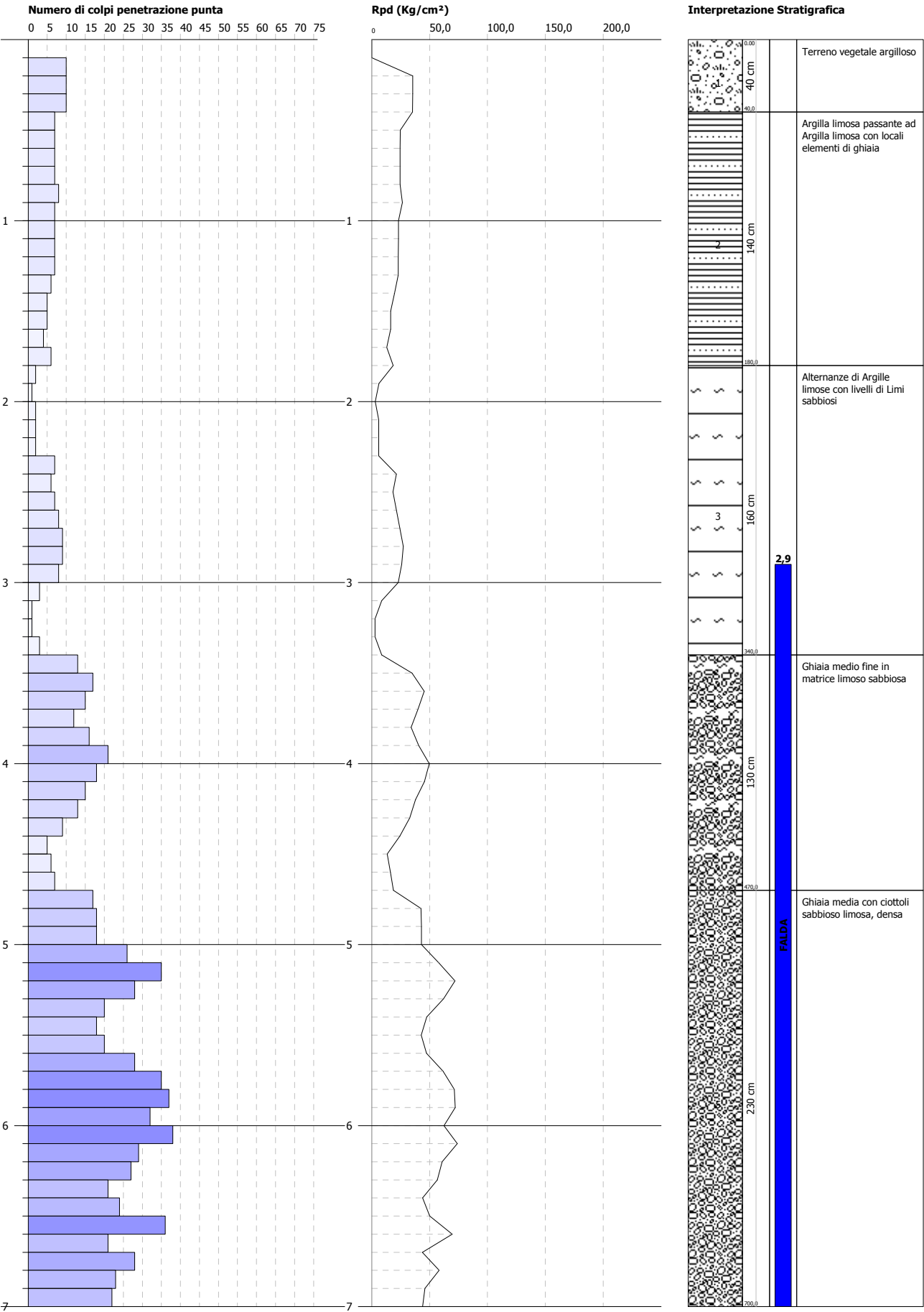


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: PONENTE srl
Cantiere: via delle Pezze
Località: Cittadella - Fontaniva

Data: 28/05/2018

Scala 1:30

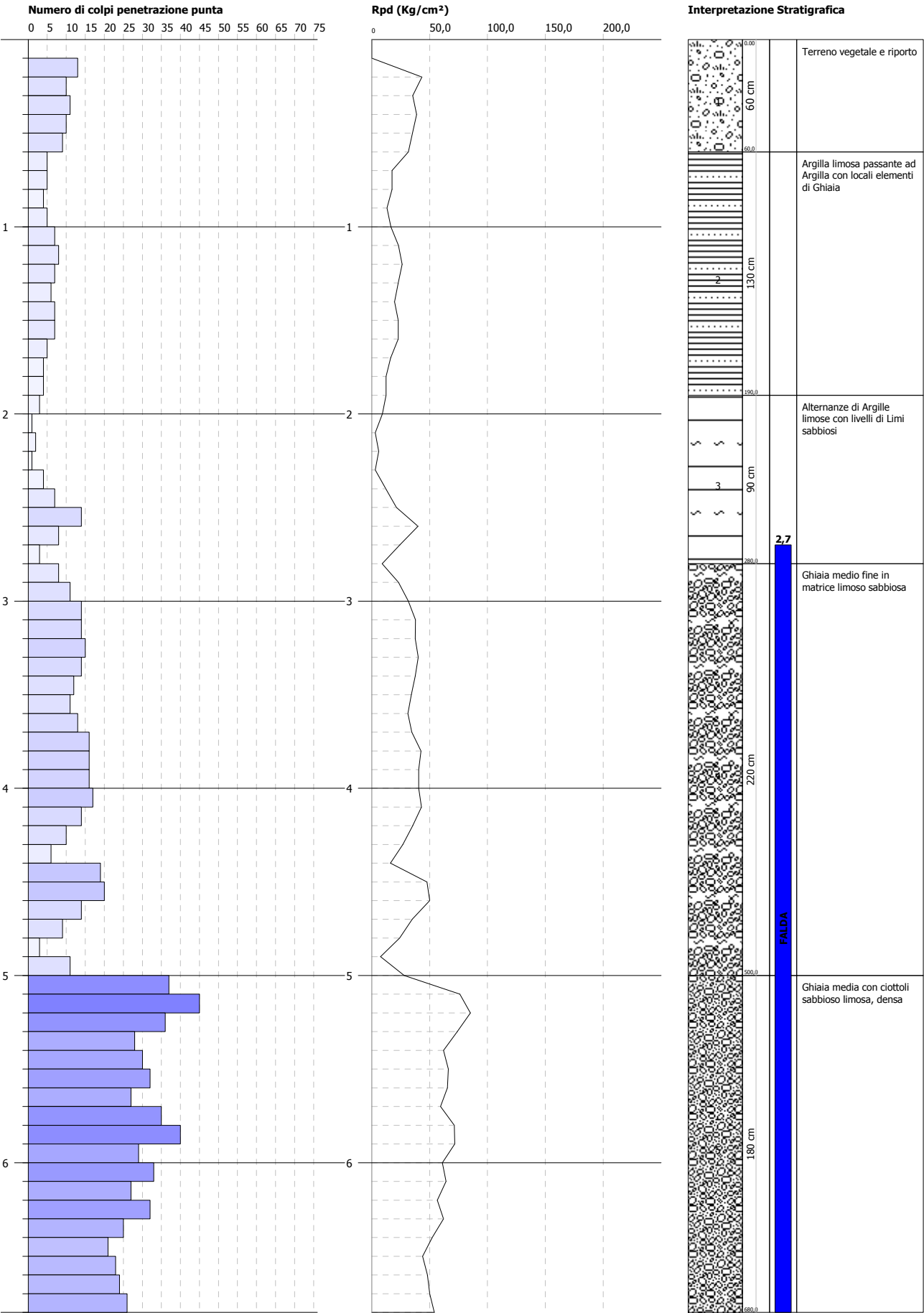


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.5
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: PONENTE srl
Cantiere: via delle Pezze
Località: Cittadella - Fontaniva

Data: 28/05/2018

Scala 1:29

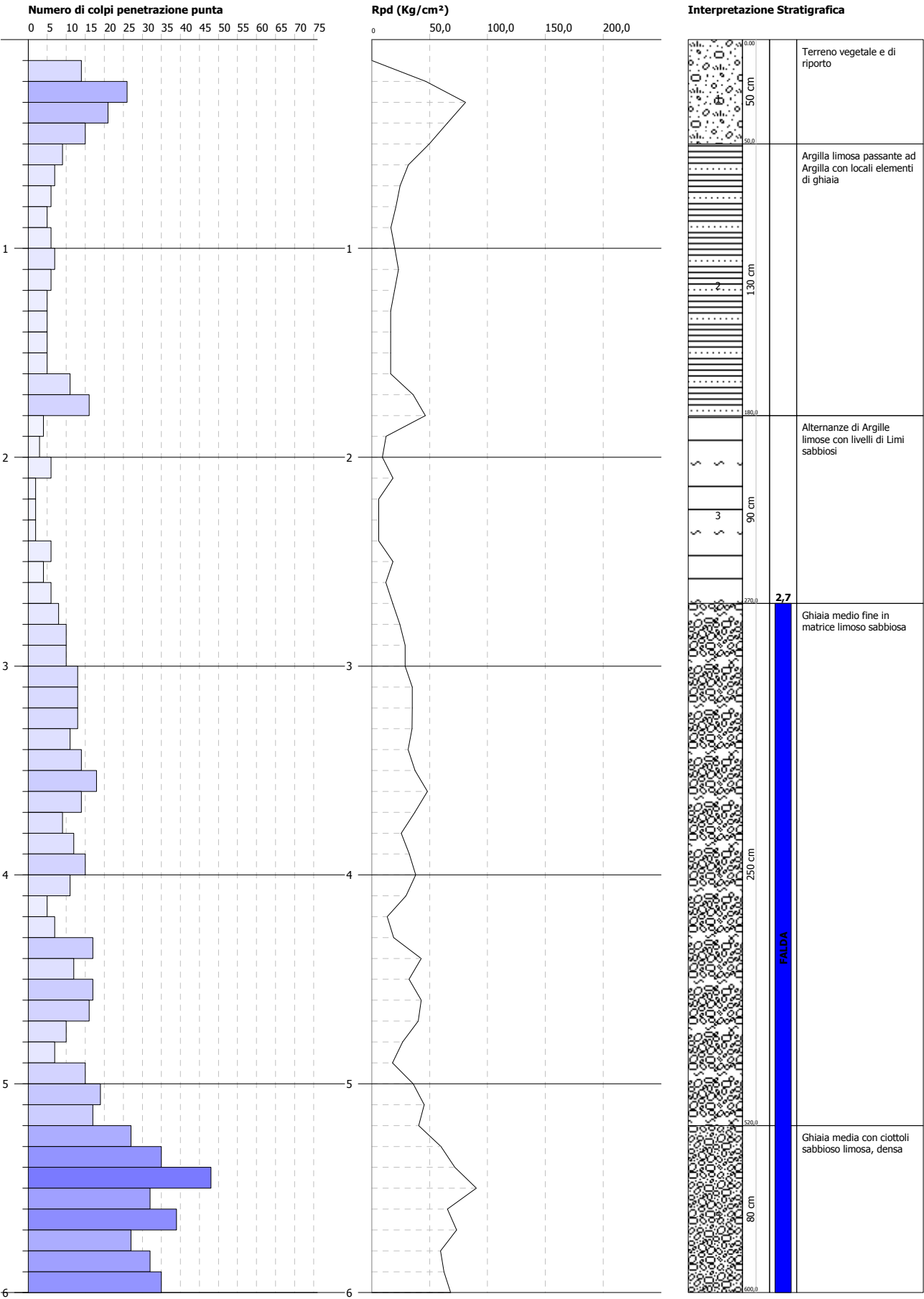


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr. 6
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: PONENTE srl
Cantiere: via delle Pezze
Località: Cittadella - Fontaniva

Data: 28/05/2018

Scala 1:26

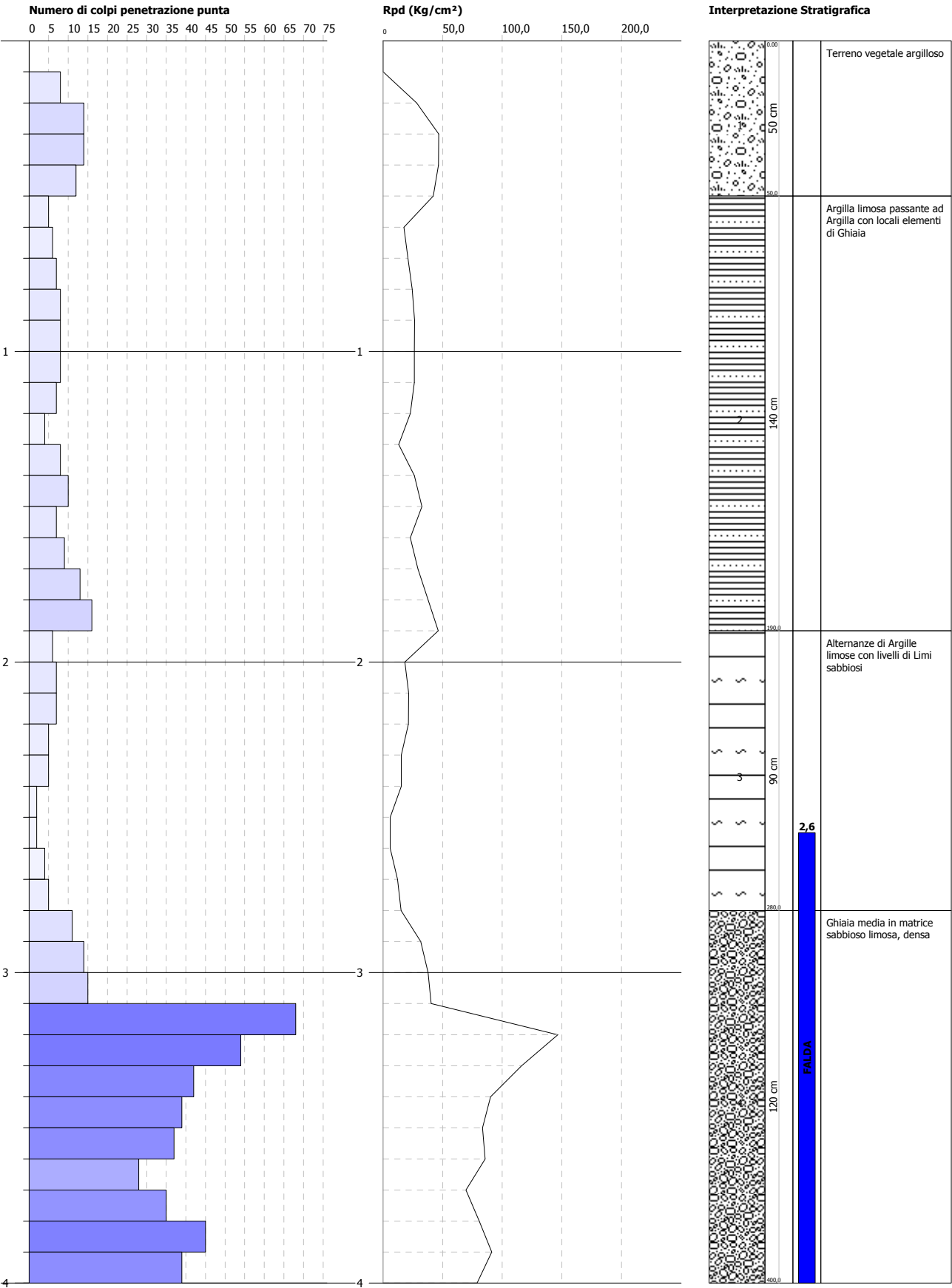


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.7
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: PONENTE srl
Cantiere: via delle Pezze
Località: Cittadella - Fontaniva

Data: 28/05/2018

Scala 1:18

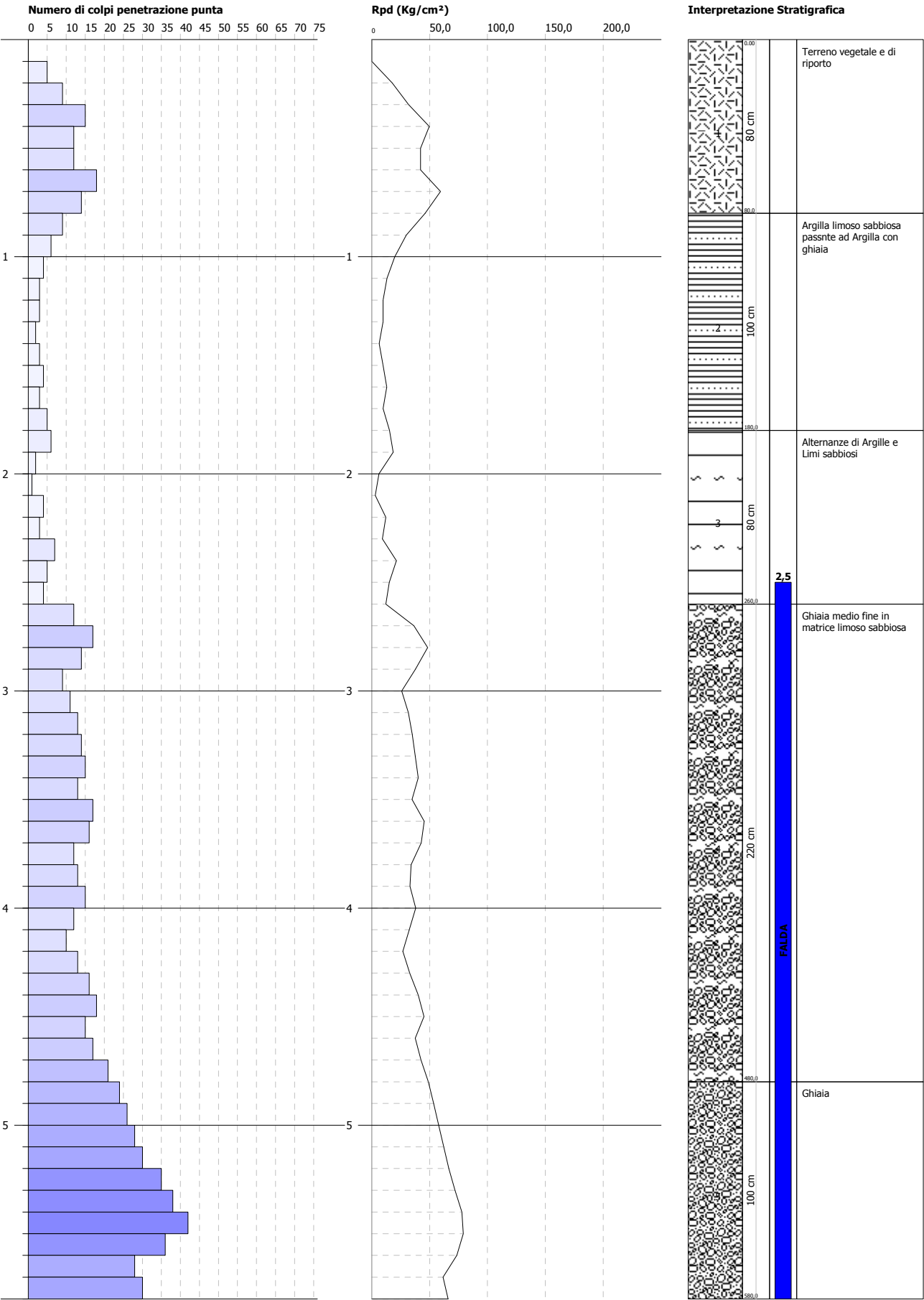


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.8
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: PONENTE srl
Cantiere: via delle Pezze
Località: Cittadella - Fontaniva

Data: 28/05/2018

Scala 1:25

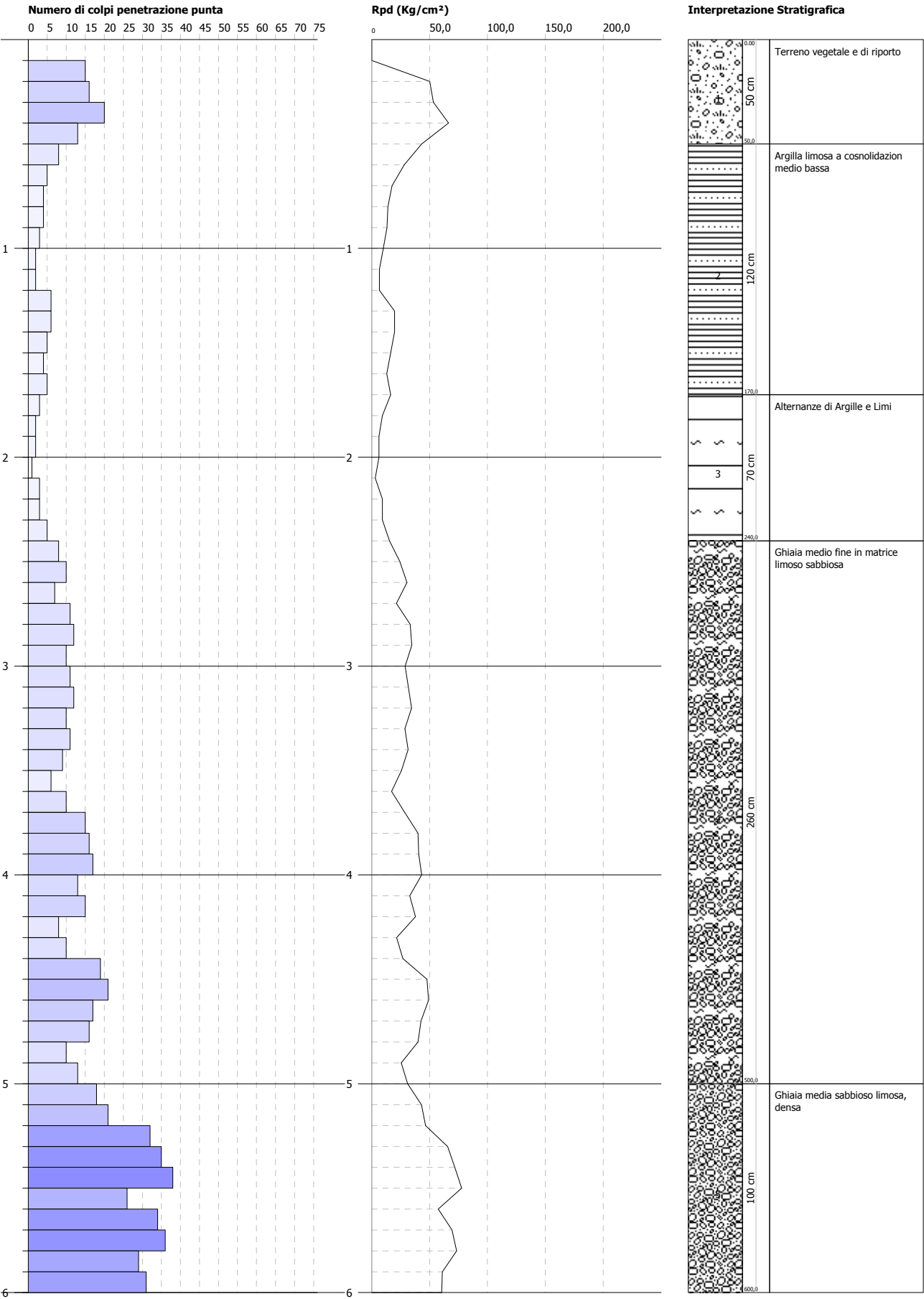


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.9
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: PONENTE srl
Cantiere: via delle Pezze
Località: Cittadella - Fontaniva

Data: 28/05/2018

Scala 1:26



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: PONENTE srl
 Cantiere: via delle Pezze
 Località: Cittadella - Fontaniva

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DL-30 (60°)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	30 Kg
Altezza di caduta libera	0,20 m
Peso sistema di battuta	11 Kg
Diametro punta conica	35,68 mm
Area di base punta	10 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	2,4 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,10 m
Numero colpi per punta	N(10)
Coeff. Correlazione	0,783
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE DPSH – DPM (... scpt ecc.)**Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici**

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) 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 α)
- avanzamento (penetrazione) δ
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

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

- tipo LEGGERO (DPL)

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

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

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

penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 30$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A = 10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 20$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A = 10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 73$ kg, altezza di caduta $H = 0.75$ m, avanzamento $\delta = 30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$),
diametro $D = 50.8$ mm, area base cono $A = 20.27 \text{ cm}^2$ rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
massa battente $M = 63.5$ kg, altezza caduta $H = 0.75$ m, avanzamento $\delta = 20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20 \text{ cm}^2$, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

Correlazione con N_{spt}

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

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

Dove:

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

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

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

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

in cui

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

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

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

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

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing 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 Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

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

Media minima

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

Massimo

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

Minimo

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

Scarto quadratico medio

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

Media deviata

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

Media + s

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

Media - s

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

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immersione $d = 1$ mt..

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

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 mt. per terreni sopra falda e < 8 mt. per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof 1956 - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers 1961- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 mt. sopra falda e < 7 mt. per terreni in falda) $\sigma > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m. e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann 1977- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da D_r %.
- Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONAL RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose .
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.

- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie Dr viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC, metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y)

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici.
- Schultze-Menzenbach, correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970), correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia
- 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
- Buismann-Sanglerat, correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e 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 $\gamma = 2,65 \text{ t/mc}$ e per peso di volume secco variabile da 1,33 (Nspt = 0) a 1,99 (Nspt = 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 τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/sec)

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

Modulo di deformazione di taglio (G)

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

Modulo di reazione (K_o)

- 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

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA 1983.
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con $N_{spt} < 8$, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). *Cu min-max*.
- Sanglerat, da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi, tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività > 5 , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat, (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche < 10 colpi, per resistenze penetrometriche > 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche" di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità, (Cu- N_{spt} -grado di plasticità).
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con $N_c=20$ e $Q_c/N_{spt}=2$.
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC.
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago). Coesione non drenata Cu (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni 1982, valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

- Stroud e Butler (1975) - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- 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.
- Vesic (1970) correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - M_o (Eed) (Kg/cmq)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$).
- Buisman- Sanglerat, valida per argille compatte ($N_{spt} < 30$) medie e molli ($N_{spt} < 4$) e argille sabbiose ($N_{spt}=6-12$).

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 ($N_{spt}=28$)

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

28/05/2018

Profondità prova

7,00 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	14	0,805	46,72	58,06	2,34	2,90
0,30	15	0,803	49,94	62,21	2,50	3,11
0,40	16	0,801	53,14	66,36	2,66	3,32
0,50	11	0,849	38,73	45,62	1,94	2,28
0,60	8	0,847	28,10	33,18	1,41	1,66
0,70	10	0,845	35,05	41,47	1,75	2,07
0,80	10	0,843	34,98	41,47	1,75	2,07
0,90	10	0,842	33,07	39,30	1,65	1,97
1,00	10	0,840	33,00	39,30	1,65	1,97
1,10	11	0,838	36,23	43,23	1,81	2,16
1,20	8	0,836	26,29	31,44	1,31	1,57
1,30	8	0,835	26,24	31,44	1,31	1,57
1,40	7	0,833	22,91	27,51	1,15	1,38
1,50	8	0,831	26,13	31,44	1,31	1,57
1,60	8	0,830	26,08	31,44	1,30	1,57
1,70	8	0,828	26,03	31,44	1,30	1,57
1,80	8	0,826	25,98	31,44	1,30	1,57
1,90	6	0,825	18,48	22,41	0,92	1,12
2,00	3	0,823	9,22	11,20	0,46	0,56
2,10	2	0,822	6,14	7,47	0,31	0,37
2,20	3	0,820	9,19	11,20	0,46	0,56
2,30	1	0,819	3,06	3,73	0,15	0,19
2,40	1	0,817	3,05	3,73	0,15	0,19
2,50	5	0,816	15,23	18,67	0,76	0,93
2,60	8	0,814	24,33	29,88	1,22	1,49
2,70	7	0,813	21,25	26,14	1,06	1,31
2,80	4	0,811	12,12	14,94	0,61	0,75
2,90	2	0,810	5,76	7,11	0,29	0,36
3,00	5	0,809	14,38	17,79	0,72	0,89
3,10	14	0,757	37,72	49,80	1,89	2,49
3,20	12	0,806	34,41	42,69	1,72	2,13
3,30	11	0,805	31,49	39,13	1,57	1,96
3,40	16	0,753	42,88	56,92	2,14	2,85
3,50	15	0,752	40,13	53,36	2,01	2,67
3,60	16	0,751	42,74	56,92	2,14	2,85
3,70	15	0,750	40,00	53,36	2,00	2,67
3,80	11	0,798	31,24	39,13	1,56	1,96
3,90	11	0,797	29,78	37,36	1,49	1,87
4,00	11	0,796	29,74	37,36	1,49	1,87
4,10	8	0,795	21,60	27,17	1,08	1,36
4,20	6	0,794	16,17	20,38	0,81	1,02
4,30	7	0,793	18,84	23,77	0,94	1,19
4,40	13	0,741	32,74	44,15	1,64	2,21
4,50	23	0,690	53,92	78,11	2,70	3,91
4,60	18	0,739	45,19	61,13	2,26	3,06
4,70	11	0,788	29,44	37,36	1,47	1,87
4,80	10	0,787	26,73	33,96	1,34	1,70
4,90	9	0,786	22,99	29,24	1,15	1,46
5,00	6	0,785	15,30	19,49	0,77	0,97
5,10	6	0,784	15,28	19,49	0,76	0,97
5,20	6	0,783	15,26	19,49	0,76	0,97

5,30	14	0,732	33,30	45,49	1,66	2,27
5,40	28	0,681	61,96	90,97	3,10	4,55
5,50	22	0,680	48,61	71,48	2,43	3,57
5,60	16	0,729	37,90	51,99	1,90	2,60
5,70	22	0,678	48,48	71,48	2,42	3,57
5,80	33	0,627	67,26	107,22	3,36	5,36
5,90	37	0,626	72,17	115,22	3,61	5,76
6,00	30	0,675	63,11	93,43	3,16	4,67
6,10	45	0,575	80,52	140,14	4,03	7,01
6,20	22	0,674	46,16	68,51	2,31	3,43
6,30	20	0,723	45,02	62,28	2,25	3,11
6,40	20	0,722	44,97	62,28	2,25	3,11
6,50	20	0,721	44,92	62,28	2,25	3,11
6,60	17	0,720	38,14	52,94	1,91	2,65
6,70	24	0,670	50,04	74,74	2,50	3,74
6,80	32	0,619	61,66	99,65	3,08	4,98
6,90	28	0,668	55,92	83,72	2,80	4,19
7,00	25	0,667	49,87	74,75	2,49	3,74

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	8,81	Coesivo	1,41	1,88	--	1,40	40,42	88,10	--	--
2	1,8	6,99	Coesivo Incoerente	1,41	1,88	29,96	1,07	32,07	69,90	0,34	404,32
3	2,4	2,09	Coesivo	1,33	1,83	--	0,30	9,59	20,90	--	--
4	3,0	4,05	Incoerente	1,50	1,88	29,13	--	35,78	---	0,35	242,06
5	5,2	9,07	Incoerente	1,70	1,91	30,54	--	46,09	---	0,34	516,49
6	7,0	19,79	Incoerente	1,94	1,96	32,87	--	63,19	161,98	0,32	952,60

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

28/05/2018

Profondità prova

4,80 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	13	0,805	43,38	53,92	2,17	2,70
0,30	15	0,803	49,94	62,21	2,50	3,11
0,40	16	0,801	53,14	66,36	2,66	3,32
0,50	13	0,799	43,07	53,92	2,15	2,70
0,60	10	0,847	35,13	41,47	1,76	2,07
0,70	8	0,845	28,04	33,18	1,40	1,66
0,80	7	0,843	24,48	29,03	1,22	1,45
0,90	8	0,842	26,46	31,44	1,32	1,57
1,00	8	0,840	26,40	31,44	1,32	1,57
1,10	10	0,838	32,93	39,30	1,65	1,97
1,20	15	0,786	46,35	58,95	2,32	2,95
1,30	25	0,735	72,17	98,25	3,61	4,91
1,40	16	0,783	49,23	62,88	2,46	3,14

1,50	16	0,781	49,12	62,88	2,46	3,14
1,60	16	0,780	49,02	62,88	2,45	3,14
1,70	19	0,778	58,09	74,67	2,90	3,73
1,80	16	0,776	48,82	62,88	2,44	3,14
1,90	17	0,775	49,19	63,49	2,46	3,17
2,00	16	0,773	46,20	59,75	2,31	2,99
2,10	16	0,772	46,11	59,75	2,31	2,99
2,20	12	0,820	36,75	44,81	1,84	2,24
2,30	11	0,819	33,63	41,08	1,68	2,05
2,40	9	0,817	27,46	33,61	1,37	1,68
2,50	12	0,816	36,55	44,81	1,83	2,24
2,60	13	0,764	37,10	48,55	1,86	2,43
2,70	17	0,763	48,43	63,49	2,42	3,17
2,80	42	0,611	95,90	156,85	4,79	7,84
2,90	40	0,610	86,80	142,29	4,34	7,11
3,00	35	0,659	82,01	124,51	4,10	6,23
3,10	35	0,657	81,84	124,51	4,09	6,23
3,20	34	0,656	79,34	120,95	3,97	6,05
3,30	39	0,605	83,89	138,74	4,19	6,94
3,40	36	0,653	83,68	128,06	4,18	6,40
3,50	43	0,602	92,10	152,96	4,61	7,65
3,60	44	0,601	94,05	156,52	4,70	7,83
3,70	39	0,600	83,19	138,74	4,16	6,94
3,80	30	0,698	74,53	106,72	3,73	5,34
3,90	26	0,697	61,56	88,30	3,08	4,42
4,00	35	0,646	76,79	118,87	3,84	5,94
4,10	22	0,695	51,92	74,72	2,60	3,74
4,20	34	0,644	74,33	115,47	3,72	5,77
4,30	43	0,593	86,54	146,04	4,33	7,30
4,40	28	0,691	65,75	95,09	3,29	4,75
4,50	35	0,640	76,11	118,87	3,81	5,94
4,60	28	0,689	65,54	95,09	3,28	4,75
4,70	36	0,638	78,02	122,26	3,90	6,11
4,80	29	0,687	67,67	98,49	3,38	4,92

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,5	8,93	Coesivo	1,41	1,88	--	1,42	40,97	89,30	--	--
2	1,1	6,66	Coesivo	1,41	1,88	--	1,03	30,56	66,60	--	--
3	2,7	12,04	Incoerente	1,80	1,93	31,37	--	52,20	135,20	0,33	674,07
4	4,8	27,33	Incoerente	2,11	2,50	35,65	--	83,60	211,65	0,3	1456,65

PROVA ... Nr.4

Strumento utilizzato... DL-30 (60°)
 Prova eseguita in data 28/05/2018
 Profondità prova 7,00 mt
 Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00

0,20	10	0,855	35,45	41,47	1,77	2,07
0,30	10	0,853	35,37	41,47	1,77	2,07
0,40	10	0,851	35,29	41,47	1,76	2,07
0,50	7	0,849	24,64	29,03	1,23	1,45
0,60	7	0,847	24,59	29,03	1,23	1,45
0,70	7	0,845	24,54	29,03	1,23	1,45
0,80	7	0,843	24,48	29,03	1,22	1,45
0,90	8	0,842	26,46	31,44	1,32	1,57
1,00	7	0,840	23,10	27,51	1,16	1,38
1,10	7	0,838	23,05	27,51	1,15	1,38
1,20	7	0,836	23,01	27,51	1,15	1,38
1,30	7	0,835	22,96	27,51	1,15	1,38
1,40	6	0,833	19,64	23,58	0,98	1,18
1,50	5	0,831	16,33	19,65	0,82	0,98
1,60	5	0,830	16,30	19,65	0,82	0,98
1,70	4	0,828	13,02	15,72	0,65	0,79
1,80	6	0,826	19,49	23,58	0,97	1,18
1,90	2	0,825	6,16	7,47	0,31	0,37
2,00	1	0,823	3,07	3,73	0,15	0,19
2,10	2	0,822	6,14	7,47	0,31	0,37
2,20	2	0,820	6,13	7,47	0,31	0,37
2,30	2	0,819	6,11	7,47	0,31	0,37
2,40	7	0,817	21,36	26,14	1,07	1,31
2,50	6	0,816	18,28	22,41	0,91	1,12
2,60	7	0,814	21,29	26,14	1,06	1,31
2,70	8	0,813	24,28	29,88	1,21	1,49
2,80	9	0,811	27,27	33,61	1,36	1,68
2,90	9	0,810	25,93	32,02	1,30	1,60
3,00	8	0,809	23,01	28,46	1,15	1,42
3,10	3	0,807	8,62	10,67	0,43	0,53
3,20	1	0,806	2,87	3,56	0,14	0,18
3,30	1	0,805	2,86	3,56	0,14	0,18
3,40	3	0,803	8,57	10,67	0,43	0,53
3,50	13	0,752	34,78	46,25	1,74	2,31
3,60	17	0,751	45,41	60,47	2,27	3,02
3,70	15	0,750	40,00	53,36	2,00	2,67
3,80	12	0,798	34,08	42,69	1,70	2,13
3,90	16	0,747	40,60	54,34	2,03	2,72
4,00	21	0,696	49,64	71,32	2,48	3,57
4,10	18	0,745	45,53	61,13	2,28	3,06
4,20	15	0,744	37,89	50,94	1,89	2,55
4,30	13	0,743	32,78	44,15	1,64	2,21
4,40	9	0,791	24,19	30,57	1,21	1,53
4,50	5	0,790	13,42	16,98	0,67	0,85
4,60	6	0,789	16,08	20,38	0,80	1,02
4,70	7	0,788	18,74	23,77	0,94	1,19
4,80	17	0,737	42,56	57,74	2,13	2,89
4,90	18	0,736	43,05	58,48	2,15	2,92
5,00	18	0,735	42,99	58,48	2,15	2,92
5,10	26	0,684	57,78	84,48	2,89	4,22
5,20	35	0,633	71,98	113,72	3,60	5,69
5,30	28	0,682	62,05	90,97	3,10	4,55
5,40	20	0,731	47,50	64,98	2,38	3,25
5,50	18	0,730	42,70	58,48	2,13	2,92
5,60	20	0,729	47,38	64,98	2,37	3,25
5,70	28	0,678	61,70	90,97	3,08	4,55
5,80	35	0,627	71,33	113,72	3,57	5,69
5,90	37	0,626	72,17	115,22	3,61	5,76
6,00	32	0,625	62,33	99,65	3,12	4,98

6,10	38	0,625	73,91	118,34	3,70	5,92
6,20	29	0,674	60,84	90,31	3,04	4,52
6,30	27	0,673	56,58	84,08	2,83	4,20
6,40	21	0,672	43,95	65,40	2,20	3,27
6,50	24	0,671	50,16	74,74	2,51	3,74
6,60	36	0,620	69,55	112,11	3,48	5,61
6,70	21	0,670	43,79	65,40	2,19	3,27
6,80	28	0,669	58,31	87,20	2,92	4,36
6,90	23	0,668	45,94	68,77	2,30	3,44
7,00	22	0,667	43,89	65,78	2,19	3,29

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.4

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	5,87									
2	1,8	5,03	Coesivo Incoerente	1,41	1,88	29,41	0,77	23,08	50,30	0,34	296,75
3	3,4	3,48	Coesivo Incoerente	1,33	1,83	28,97	0,49	15,97	34,80	0,35	209,89
4	4,7	10,06	Incoerente	1,73	1,92	30,82	--	48,13	125,30	0,33	569,32
5	7,0	20,46	Incoerente	1,95	1,97	32,96	--	63,88	163,65	0,32	969,84

PROVA ... Nr.5

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

28/05/2018

Profondità prova

6,80 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	13	0,805	43,38	53,92	2,17	2,70
0,30	10	0,853	35,37	41,47	1,77	2,07
0,40	11	0,851	38,81	45,62	1,94	2,28
0,50	10	0,849	35,21	41,47	1,76	2,07
0,60	9	0,847	31,62	37,33	1,58	1,87
0,70	5	0,845	17,53	20,74	0,88	1,04
0,80	5	0,843	17,49	20,74	0,87	1,04
0,90	4	0,842	13,23	15,72	0,66	0,79
1,00	5	0,840	16,50	19,65	0,83	0,98
1,10	7	0,838	23,05	27,51	1,15	1,38
1,20	8	0,836	26,29	31,44	1,31	1,57
1,30	7	0,835	22,96	27,51	1,15	1,38
1,40	6	0,833	19,64	23,58	0,98	1,18
1,50	7	0,831	22,87	27,51	1,14	1,38
1,60	7	0,830	22,82	27,51	1,14	1,38
1,70	5	0,828	16,27	19,65	0,81	0,98
1,80	4	0,826	12,99	15,72	0,65	0,79
1,90	4	0,825	12,32	14,94	0,62	0,75
2,00	3	0,823	9,22	11,20	0,46	0,56
2,10	1	0,822	3,07	3,73	0,15	0,19

2,20	2	0,820	6,13	7,47	0,31	0,37
2,30	1	0,819	3,06	3,73	0,15	0,19
2,40	4	0,817	12,21	14,94	0,61	0,75
2,50	7	0,816	21,32	26,14	1,07	1,31
2,60	14	0,764	39,96	52,28	2,00	2,61
2,70	8	0,813	24,28	29,88	1,21	1,49
2,80	3	0,811	9,09	11,20	0,45	0,56
2,90	8	0,810	23,05	28,46	1,15	1,42
3,00	11	0,809	31,64	39,13	1,58	1,96
3,10	14	0,757	37,72	49,80	1,89	2,49
3,20	14	0,756	37,65	49,80	1,88	2,49
3,30	15	0,755	40,27	53,36	2,01	2,67
3,40	14	0,753	37,52	49,80	1,88	2,49
3,50	12	0,802	34,24	42,69	1,71	2,13
3,60	11	0,801	31,34	39,13	1,57	1,96
3,70	13	0,750	34,67	46,25	1,73	2,31
3,80	16	0,748	42,60	56,92	2,13	2,85
3,90	16	0,747	40,60	54,34	2,03	2,72
4,00	16	0,746	40,54	54,34	2,03	2,72
4,10	17	0,745	43,00	57,74	2,15	2,89
4,20	14	0,744	35,36	47,55	1,77	2,38
4,30	10	0,793	26,92	33,96	1,35	1,70
4,40	6	0,791	16,13	20,38	0,81	1,02
4,50	19	0,740	47,77	64,53	2,39	3,23
4,60	20	0,739	50,21	67,92	2,51	3,40
4,70	14	0,738	35,10	47,55	1,75	2,38
4,80	9	0,787	24,06	30,57	1,20	1,53
4,90	3	0,786	7,66	9,75	0,38	0,49
5,00	11	0,785	28,06	35,74	1,40	1,79
5,10	37	0,634	76,22	120,22	3,81	6,01
5,20	45	0,583	85,24	146,21	4,26	7,31
5,30	36	0,632	73,93	116,97	3,70	5,85
5,40	28	0,681	61,96	90,97	3,10	4,55
5,50	30	0,680	66,29	97,47	3,31	4,87
5,60	32	0,629	65,41	103,97	3,27	5,20
5,70	27	0,678	59,50	87,73	2,97	4,39
5,80	35	0,627	71,33	113,72	3,57	5,69
5,90	40	0,576	71,80	124,57	3,59	6,23
6,00	29	0,675	61,00	90,31	3,05	4,52
6,10	33	0,625	64,19	102,77	3,21	5,14
6,20	27	0,674	56,65	84,08	2,83	4,20
6,30	32	0,623	62,07	99,65	3,10	4,98
6,40	25	0,672	52,32	77,85	2,62	3,89
6,50	21	0,671	43,89	65,40	2,19	3,27
6,60	23	0,670	48,02	71,63	2,40	3,58
6,70	24	0,670	50,04	74,74	2,50	3,74
6,80	26	0,669	54,15	80,97	2,71	4,05

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.5

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,6	6,91	Coesivo	1,41	1,88	--	1,10	31,70	69,10	--	--
2	1,9	4,46	Coesivo Incoerente	1,33	1,83	29,25	0,67	20,46	44,60	0,34	265,03
3	2,8	3,74	Coesivo Incoerente	1,33	1,83	29,05	0,54	17,16	37,40	0,35	224,60
4	5,0	10,07	Incoerente	1,73	1,92	30,82	--	48,15	125,35	0,33	569,85
5	6,8	23,93	Incoerente	1,98	2,38	33,45	--	67,45	172,32	0,32	1058,80

PROVA ... Nr.6

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

28/05/2018

Profondità prova

6,00 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	14	0,805	46,72	58,06	2,34	2,90
0,30	26	0,753	81,17	107,83	4,06	5,39
0,40	21	0,751	65,39	87,10	3,27	4,35
0,50	15	0,799	49,70	62,21	2,48	3,11
0,60	9	0,847	31,62	37,33	1,58	1,87
0,70	7	0,845	24,54	29,03	1,23	1,45
0,80	6	0,843	20,99	24,88	1,05	1,24
0,90	5	0,842	16,54	19,65	0,83	0,98
1,00	6	0,840	19,80	23,58	0,99	1,18
1,10	7	0,838	23,05	27,51	1,15	1,38
1,20	6	0,836	19,72	23,58	0,99	1,18
1,30	5	0,835	16,40	19,65	0,82	0,98
1,40	5	0,833	16,37	19,65	0,82	0,98
1,50	5	0,831	16,33	19,65	0,82	0,98
1,60	5	0,830	16,30	19,65	0,82	0,98
1,70	11	0,828	35,79	43,23	1,79	2,16
1,80	16	0,776	48,82	62,88	2,44	3,14
1,90	4	0,825	12,32	14,94	0,62	0,75
2,00	3	0,823	9,22	11,20	0,46	0,56
2,10	6	0,822	18,41	22,41	0,92	1,12
2,20	2	0,820	6,13	7,47	0,31	0,37
2,30	2	0,819	6,11	7,47	0,31	0,37
2,40	2	0,817	6,10	7,47	0,31	0,37
2,50	6	0,816	18,28	22,41	0,91	1,12
2,60	4	0,814	12,16	14,94	0,61	0,75
2,70	6	0,813	18,21	22,41	0,91	1,12
2,80	8	0,811	24,24	29,88	1,21	1,49
2,90	10	0,810	28,82	35,57	1,44	1,78
3,00	10	0,809	28,77	35,57	1,44	1,78
3,10	13	0,757	35,02	46,25	1,75	2,31
3,20	13	0,756	34,96	46,25	1,75	2,31
3,30	13	0,755	34,90	46,25	1,75	2,31
3,40	11	0,803	31,44	39,13	1,57	1,96
3,50	14	0,752	37,46	49,80	1,87	2,49
3,60	18	0,751	48,08	64,03	2,40	3,20
3,70	14	0,750	37,33	49,80	1,87	2,49
3,80	9	0,798	25,56	32,02	1,28	1,60
3,90	12	0,797	32,49	40,75	1,62	2,04
4,00	15	0,746	38,00	50,94	1,90	2,55
4,10	11	0,795	29,69	37,36	1,48	1,87
4,20	5	0,794	13,48	16,98	0,67	0,85
4,30	7	0,793	18,84	23,77	0,94	1,19
4,40	17	0,741	42,81	57,74	2,14	2,89
4,50	12	0,790	32,21	40,75	1,61	2,04

4,60	17	0,739	42,68	57,74	2,13	2,89
4,70	16	0,738	40,11	54,34	2,01	2,72
4,80	10	0,787	26,73	33,96	1,34	1,70
4,90	7	0,786	17,88	22,74	0,89	1,14
5,00	15	0,735	35,82	48,74	1,79	2,44
5,10	19	0,734	45,31	61,73	2,27	3,09
5,20	17	0,733	40,49	55,23	2,02	2,76
5,30	27	0,682	59,83	87,73	2,99	4,39
5,40	35	0,631	71,76	113,72	3,59	5,69
5,50	48	0,580	90,47	155,96	4,52	7,80
5,60	32	0,629	65,41	103,97	3,27	5,20
5,70	39	0,578	73,27	126,71	3,66	6,34
5,80	27	0,677	59,41	87,73	2,97	4,39
5,90	32	0,626	62,42	99,65	3,12	4,98
6,00	35	0,625	68,17	109,00	3,41	5,45

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.6

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,5	11,90	Coesivo	1,50	1,93	--	1,89	54,60	119,00	--	--
2	1,8	5,60	Coesivo Incoerente	1,41	1,88	29,57	0,85	25,69	56,00	0,34	328,25
3	2,7	3,05	Coesivo Incoerente	1,33	1,83	28,85	0,44	13,99	30,50	0,35	185,42
4	5,2	9,80	Incoerente	1,72	1,92	30,74	--	47,59	---	0,33	555,48
5	6,0	26,92	Incoerente	2,01	2,41	33,87	--	70,52	179,80	0,31	1135,07

PROVA ... Nr.7

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

28/05/2018

Profondità prova

4,00 mt

Falda rilevata

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)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	8	0,855	28,36	33,18	1,42	1,66
0,30	14	0,803	46,61	58,06	2,33	2,90
0,40	14	0,801	46,50	58,06	2,32	2,90
0,50	12	0,849	42,25	49,77	2,11	2,49
0,60	5	0,847	17,56	20,74	0,88	1,04
0,70	6	0,845	21,03	24,88	1,05	1,24
0,80	7	0,843	24,48	29,03	1,22	1,45
0,90	8	0,842	26,46	31,44	1,32	1,57
1,00	8	0,840	26,40	31,44	1,32	1,57
1,10	8	0,838	26,35	31,44	1,32	1,57
1,20	7	0,836	23,01	27,51	1,15	1,38
1,30	4	0,835	13,12	15,72	0,66	0,79
1,40	8	0,833	26,19	31,44	1,31	1,57
1,50	10	0,831	32,67	39,30	1,63	1,97

1,60	7	0,830	22,82	27,51	1,14	1,38
1,70	9	0,828	29,28	35,37	1,46	1,77
1,80	13	0,776	39,66	51,09	1,98	2,55
1,90	16	0,775	46,29	59,75	2,31	2,99
2,00	6	0,823	18,44	22,41	0,92	1,12
2,10	7	0,822	21,48	26,14	1,07	1,31
2,20	7	0,820	21,44	26,14	1,07	1,31
2,30	5	0,819	15,29	18,67	0,76	0,93
2,40	5	0,817	15,26	18,67	0,76	0,93
2,50	2	0,816	6,09	7,47	0,30	0,37
2,60	2	0,814	6,08	7,47	0,30	0,37
2,70	4	0,813	12,14	14,94	0,61	0,75
2,80	5	0,811	15,15	18,67	0,76	0,93
2,90	11	0,810	31,70	39,13	1,58	1,96
3,00	14	0,759	37,78	49,80	1,89	2,49
3,10	15	0,757	40,41	53,36	2,02	2,67
3,20	68	0,606	146,59	241,90	7,33	12,09
3,30	54	0,605	116,16	192,09	5,81	9,60
3,40	42	0,603	90,15	149,41	4,51	7,47
3,50	39	0,602	83,54	138,74	4,18	6,94
3,60	37	0,651	85,67	131,62	4,28	6,58
3,70	28	0,700	69,69	99,60	3,48	4,98
3,80	35	0,648	80,73	124,51	4,04	6,23
3,90	45	0,597	91,27	152,83	4,56	7,64
4,00	39	0,596	78,94	132,45	3,95	6,62

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.7

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,5	7,52	Coesivo	1,41	1,88	--	1,20	34,50	75,20	--	--
2	1,9	6,49	Coesivo Incoerente	1,41	1,88	29,82	0,98	29,78	64,90	0,34	377,07
3	2,8	3,74	Coesivo Incoerente	1,33	1,83	29,05	0,54	17,16	37,40	0,35	224,60
4	4,0	27,86	Incoerente	2,02	2,42	34	--	71,48	182,15	0,31	1158,98

PROVA ... Nr.8

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

28/05/2018

Profondità prova

5,80 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	5	0,855	17,72	20,74	0,89	1,04
0,30	9	0,853	31,83	37,33	1,59	1,87
0,40	15	0,801	49,82	62,21	2,49	3,11
0,50	12	0,849	42,25	49,77	2,11	2,49
0,60	12	0,847	42,16	49,77	2,11	2,49

0,70	18	0,795	59,36	74,65	2,97	3,73
0,80	14	0,793	46,06	58,06	2,30	2,90
0,90	9	0,842	29,77	35,37	1,49	1,77
1,00	6	0,840	19,80	23,58	0,99	1,18
1,10	4	0,838	13,17	15,72	0,66	0,79
1,20	3	0,836	9,86	11,79	0,49	0,59
1,30	3	0,835	9,84	11,79	0,49	0,59
1,40	2	0,833	6,55	7,86	0,33	0,39
1,50	3	0,831	9,80	11,79	0,49	0,59
1,60	4	0,830	13,04	15,72	0,65	0,79
1,70	3	0,828	9,76	11,79	0,49	0,59
1,80	5	0,826	16,24	19,65	0,81	0,98
1,90	6	0,825	18,48	22,41	0,92	1,12
2,00	2	0,823	6,15	7,47	0,31	0,37
2,10	1	0,822	3,07	3,73	0,15	0,19
2,20	4	0,820	12,25	14,94	0,61	0,75
2,30	3	0,819	9,17	11,20	0,46	0,56
2,40	7	0,817	21,36	26,14	1,07	1,31
2,50	5	0,816	15,23	18,67	0,76	0,93
2,60	4	0,814	12,16	14,94	0,61	0,75
2,70	12	0,813	36,43	44,81	1,82	2,24
2,80	17	0,761	48,34	63,49	2,42	3,17
2,90	14	0,760	37,85	49,80	1,89	2,49
3,00	9	0,809	25,89	32,02	1,29	1,60
3,10	11	0,807	31,59	39,13	1,58	1,96
3,20	13	0,756	34,96	46,25	1,75	2,31
3,30	14	0,755	37,59	49,80	1,88	2,49
3,40	15	0,753	40,20	53,36	2,01	2,67
3,50	13	0,752	34,78	46,25	1,74	2,31
3,60	17	0,751	45,41	60,47	2,27	3,02
3,70	16	0,750	42,67	56,92	2,13	2,85
3,80	12	0,798	34,08	42,69	1,70	2,13
3,90	13	0,747	32,99	44,15	1,65	2,21
4,00	15	0,746	38,00	50,94	1,90	2,55
4,10	12	0,795	32,39	40,75	1,62	2,04
4,20	10	0,794	26,96	33,96	1,35	1,70
4,30	13	0,743	32,78	44,15	1,64	2,21
4,40	16	0,741	40,29	54,34	2,01	2,72
4,50	18	0,740	45,26	61,13	2,26	3,06
4,60	15	0,739	37,66	50,94	1,88	2,55
4,70	17	0,738	42,62	57,74	2,13	2,89
4,80	21	0,687	49,00	71,32	2,45	3,57
4,90	24	0,686	53,50	77,98	2,67	3,90
5,00	26	0,685	57,87	84,48	2,89	4,22
5,10	28	0,684	62,23	90,97	3,11	4,55
5,20	30	0,683	66,57	97,47	3,33	4,87
5,30	35	0,632	71,87	113,72	3,59	5,69
5,40	38	0,631	77,91	123,47	3,90	6,17
5,50	42	0,580	79,16	136,46	3,96	6,82
5,60	36	0,629	73,59	116,97	3,68	5,85
5,70	28	0,678	61,70	90,97	3,08	4,55
5,80	30	0,677	66,02	97,47	3,30	4,87

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.8

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,8	8,32	Coesivo Incoerente	1,41	1,88	30,33	1,32	38,17	83,20	0,34	476,24

2	1,8	3,29	Coesivo Incoerente	1,33	1,83	28,92	0,50	15,10	32,90	0,35	199,10
3	2,6	3,13	Coesivo Incoerente	1,33	1,83	28,88	0,45	14,36	31,30	0,35	189,99
4	4,8	11,14	Incoerente	1,77	1,92	31,12	--	50,35	130,70	0,33	626,59
5	5,8	24,82	Incoerente	1,99	2,39	33,57	--	68,36	174,55	0,32	1081,53

PROVA ... Nr.9

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

28/05/2018

Profondità prova

6,00 mt

Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	15	0,805	50,06	62,21	2,50	3,11
0,30	16	0,803	53,27	66,36	2,66	3,32
0,40	20	0,801	66,42	82,95	3,32	4,15
0,50	13	0,799	43,07	53,92	2,15	2,70
0,60	8	0,847	28,10	33,18	1,41	1,66
0,70	5	0,845	17,53	20,74	0,88	1,04
0,80	4	0,843	13,99	16,59	0,70	0,83
0,90	4	0,842	13,23	15,72	0,66	0,79
1,00	3	0,840	9,90	11,79	0,50	0,59
1,10	2	0,838	6,59	7,86	0,33	0,39
1,20	2	0,836	6,57	7,86	0,33	0,39
1,30	6	0,835	19,68	23,58	0,98	1,18
1,40	6	0,833	19,64	23,58	0,98	1,18
1,50	5	0,831	16,33	19,65	0,82	0,98
1,60	4	0,830	13,04	15,72	0,65	0,79
1,70	5	0,828	16,27	19,65	0,81	0,98
1,80	3	0,826	9,74	11,79	0,49	0,59
1,90	2	0,825	6,16	7,47	0,31	0,37
2,00	2	0,823	6,15	7,47	0,31	0,37
2,10	1	0,822	3,07	3,73	0,15	0,19
2,20	3	0,820	9,19	11,20	0,46	0,56
2,30	3	0,819	9,17	11,20	0,46	0,56
2,40	5	0,817	15,26	18,67	0,76	0,93
2,50	8	0,816	24,37	29,88	1,22	1,49
2,60	10	0,814	30,41	37,34	1,52	1,87
2,70	7	0,813	21,25	26,14	1,06	1,31
2,80	11	0,811	33,33	41,08	1,67	2,05
2,90	12	0,810	34,58	42,69	1,73	2,13
3,00	10	0,809	28,77	35,57	1,44	1,78
3,10	11	0,807	31,59	39,13	1,58	1,96
3,20	12	0,806	34,41	42,69	1,72	2,13
3,30	10	0,805	28,63	35,57	1,43	1,78
3,40	11	0,803	31,44	39,13	1,57	1,96
3,50	9	0,802	25,68	32,02	1,28	1,60
3,60	6	0,801	17,09	21,34	0,85	1,07
3,70	10	0,800	28,45	35,57	1,42	1,78

3,80	15	0,748	39,94	53,36	2,00	2,67
3,90	16	0,747	40,60	54,34	2,03	2,72
4,00	17	0,746	43,07	57,74	2,15	2,89
4,10	13	0,745	32,89	44,15	1,64	2,21
4,20	15	0,744	37,89	50,94	1,89	2,55
4,30	8	0,793	21,53	27,17	1,08	1,36
4,40	10	0,791	26,88	33,96	1,34	1,70
4,50	19	0,740	47,77	64,53	2,39	3,23
4,60	21	0,689	49,16	71,32	2,46	3,57
4,70	17	0,738	42,62	57,74	2,13	2,89
4,80	16	0,737	40,05	54,34	2,00	2,72
4,90	10	0,786	25,54	32,49	1,28	1,62
5,00	13	0,735	31,05	42,24	1,55	2,11
5,10	18	0,734	42,93	58,48	2,15	2,92
5,20	21	0,683	46,60	68,23	2,33	3,41
5,30	32	0,632	65,71	103,97	3,29	5,20
5,40	35	0,631	71,76	113,72	3,59	5,69
5,50	38	0,630	77,79	123,47	3,89	6,17
5,60	26	0,679	57,37	84,48	2,87	4,22
5,70	34	0,628	69,40	110,47	3,47	5,52
5,80	36	0,627	73,37	116,97	3,67	5,85
5,90	29	0,676	61,08	90,31	3,05	4,52
6,00	31	0,625	60,38	96,54	3,02	4,83

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.9

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,5	10,02	Coesivo	1,50	1,93	--	1,59	45,97	100,20	--	--
2	1,7	3,52	Coesivo	1,33	1,83	--	0,54	16,15	35,20	--	--
3	2,4	2,12	Coesivo Incoerente	1,33	1,83	28,59	0,31	9,73	21,20	0,35	131,73
4	5,0	9,54	Incoerente	1,71	1,92	30,67	--	47,06	---	0,34	541,61
5	6,0	23,49	Incoerente	2,05	2,46	34,58	--	75,71	192,45	0,31	1263,41

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLINTI A -1.0MT DA P.C.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. del 11/03/1988

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

D.M. LL.PP. del 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

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.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

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.

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:

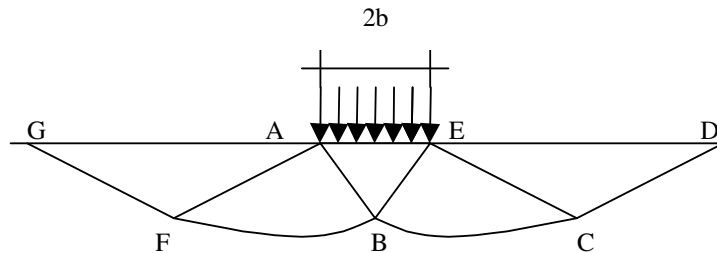
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato 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.

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

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:

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

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 propose 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.

$$\begin{aligned} \text{Carico verticale} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carico inclinato} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{aligned}$$

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

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

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

fattore di forma:

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

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

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:

$$\begin{aligned}
 d'_c &= 0.4k \\
 d_c &= 1 + 0.4k \\
 d_q &= 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k \\
 d_\gamma &= 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi \\
 k &= \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1 \\
 k &= \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del carico

$$\begin{aligned}
 i'_c &= 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \\
 i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \\
 i_q &= \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0) \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$\begin{aligned}
 g'_c &= \frac{\beta}{147} \\
 g_c &= 1 - \frac{\beta}{147} \\
 g_q &= g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$\begin{aligned}
 b'_c &= \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
 b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
 b_q &= \exp(-2\eta \tan \varphi) \\
 b_\gamma &= \exp(-2.7\eta \tan \varphi)
 \end{aligned}$$

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:

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

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:

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

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

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

Fattori di forma

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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:

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

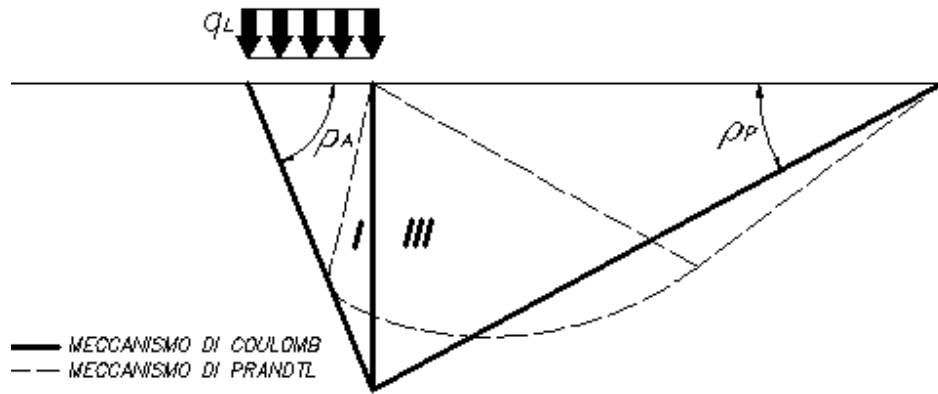
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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 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 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 KA e KP, rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come KAE e KPE per denotare le condizioni sismiche:

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

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

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

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

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti KAE e KPE 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:

$$- \quad \phi = 30^\circ$$

$$- \quad \delta = 15^\circ$$

E per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	N γ	Nc
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 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:

$$\begin{aligned} N_q &= \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_c &= 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_\gamma &= N_q + 1 \end{aligned}$$

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: SHIKHIEV & JAKOVLEV

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

$$\begin{aligned} z_q &= \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35} \\ z_c &= 1 - 0,32 \cdot k_h \\ z_\gamma &= z_q \end{aligned}$$

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:

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

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

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

g accelerazione di gravità.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$K_h = S \cdot (a_g/g),$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_o.$$

S : fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:

Suolo di tipo A - $S=1$;

Suolo di tipo B - $S=1.25$;

Suolo di tipo C - $S=1.25$;

Suolo di tipo E - $S=1.25$;

Suolo di tipo D - $S=1.35$.

Per fondazioni su pendii con inclinazione superiore a 15° e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica S_T :

- $S_T \geq 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- $S_T \geq 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$; $S_T \geq 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale K_o in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema:

CATEGORIA	K_o	K_v
I	0.1	0
II	0.07	0
III	0.04	0

In accordo a tale disposizioni, il rapporto: $a_g/g = C \cdot I \cdot R$

C: coefficiente di intensità sismica $C = \frac{S - 2}{100}$

S: grado di sismicità ($S \geq 2$)

R: coefficiente di risposta,

I: coefficiente di protezione sismica.

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_o , e vale:

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

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni B×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_i = 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 soprastante.

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

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

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

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

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

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

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

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

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

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

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

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

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

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

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

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

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

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

in cui:

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

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

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
 T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$ per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

s'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_S, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	5,0 m
Lunghezza fondazione	5,0 m
Profondità piano di posa	1,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Profondità falda	2,7

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,05
Coefficiente sismico orizzontale	0,01
Coefficiente sismico verticale	0,005

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Descrizione:	
Latitudine:	45,62
Longitudine:	11,79
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,41	2,49	0,24
S.L.D.	50,0	0,56	2,48	0,25
S.L.V.	475,0	1,56	2,4	0,3
S.L.C.	975,0	2,06	2,41	0,31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii
--------	----------------------

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.	0,672	0,2	0,0137	0,0069
S.L.V.	1,872	0,24	0,0458	0,0229
S.L.C.	2,4668	0,28	0,0704	0,0352

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello 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
0,5	1900,0	2100,0	15,0	15	0,4	0,4	0,4	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
1,3	2000,0	2200,0	28,0	28	0,6	0,6	0,6	45,89	50,0	0,0	0,0	0,0
1,0	1950,0	2050,0	26,0	26	0,4	0,4	0,0	45,0	50,0	0,0	0,0	0,0
2,2	1900,0	2000,0	31,0	31	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,0	1950,0	2100,0	34,0	34	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	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	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

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.Ca pacità 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

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970

Pressione limite 2,84 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1,14 Kg/cm³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

```
=====
Fattore [Nq] 1,0
Fattore [Nc] 5,14
Fattore [Ng] 0,0
Fattore forma [Sc] 0,2
Fattore profondità [Dc] 0,08
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0
=====
```

Carico limite	4,14 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,14 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,14

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	4,64 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,64 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,64

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,2
Fattore profondità [Dc]	1,04
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	4,04 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,04 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,04

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,2
Fattore profondità [Dc]	0,08
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	4,14 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,14 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,14

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,2
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	3,9 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,9 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,9

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,2
Fattore profondità [Dc]	0,08
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	3,01 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,67 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,01

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	3,37 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,87 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,37

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,2

Fattore profondità [Dc]	1,04
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	2,94 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,64 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	2,94
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,2
Fattore profondità [Dc]	0,08
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	3,01 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,67 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,01
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,2
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	2,84 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,58 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	2,84
=====	

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,2
Fattore profondità [Dc]	0,08
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	3,01 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,67 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,01
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	3,37 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,87 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,37
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,2
Fattore profondità [Dc]	1,04
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	2,94 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,64 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	2,94
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,2
Fattore profondità [Dc]	0,08
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	3,01 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,67 Kg/cm ²

Fattore sicurezza **3,01**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,2
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2,84 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,58 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	2,84

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1,0 Kg/cm ²
Spessore dello strato	3,0 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	45,89 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,4

Coefficiente di influenza I1	0,18
Coefficiente di influenza I2	0,08
Coefficiente di influenza Is	0,2

Cedimento al centro della fondazione	25,88 mm
--------------------------------------	----------

Coefficiente di influenza I1	0,07
Coefficiente di influenza I2	0,08
Coefficiente di influenza Is	0,09
Cedimento al bordo	5,88 mm

PALI DI FONDAZIONE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

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.

Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4} \phi + 10 \quad \text{nei pali infissi} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ \quad \text{nei pali trivellati}\end{aligned}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

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

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

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

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

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente

diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr} = I_r$

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

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

Quando $\phi = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

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 $L/D > 1$:

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

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

Nel caso $\phi = 0$

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

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

Fattore di forma:

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

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

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

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

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

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo A, proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot Al \cdot f_w$$

Al = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto denso	Terreno
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin \phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

$$\text{Caquot - Kerisel} \quad \alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

$$\text{Meyerhof - Murdock (1963)} \quad \begin{aligned} \alpha &= 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Whitaker - Cooke (1966)} \quad \begin{aligned} \alpha &= 0.9 \text{ per } c < 2.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.8 \text{ per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.6 \text{ per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.9 \text{ per } c > 7.5 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Woodward (1961)} \quad \begin{aligned} \alpha &= 0.9 \text{ per } c < 4 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.6 \text{ per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.5 \text{ per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.4 \text{ per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.20 \text{ per } c > 20 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$

$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

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

Criterio di Sano

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

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove A_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di **Vesic**, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di **Qlim**.

Le correzioni di **Sano** e di **Vesic** si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

CEDIMENTI

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di Davis-Poulos, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con $\mathbf{P}$ la matrice delle forze nodali esterne, con $\mathbf{F}$ quella delle forze interne e con $\mathbf{A}$ la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni $\mathbf{e}$ (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni $\mathbf{X}$ (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice $\mathbf{B}$ è dimostrato essere la trasposta della matrice $\mathbf{A}$.

D'altra parte, le forze interne $\mathbf{F}$ sono legate agli spostamenti interni $\mathbf{e}$ dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni $\mathbf{X}$:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A} \mathbf{S} \mathbf{A}^T)^{-1} \mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti $\mathbf{X}$ è possibile ricavare le forze interne $\mathbf{F}$ necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $\mathbf{A} \mathbf{S} \mathbf{A}^T$ è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Dati generali...

Diametro punta	0,40 m
Lunghezza	9,00 m
Tipo	Infisso
Sporgenza dal terreno	1,00 m
Densità relativa strato punta palo	60,00
Portanza di punta calcolata con:	Terzaghi
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

SISMA

Accelerazione sismica	0,05
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0,01
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0,005

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Descrizione:	
Latitudine:	45,62
Longitudine:	11,79
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,41	2,49	0,24
S.L.D.	50,0	0,56	2,48	0,25
S.L.V.	475,0	1,56	2,4	0,3
S.L.C.	975,0	2,06	2,41	0,31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:

Stabilità dei pendii

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.	0,672	0,2	0,0137	0,0069
S.L.V.	1,872	0,24	0,0458	0,0229
S.L.C.	2,4668	0,28	0,0704	0,0352

Archivio materiali**Conglomerati**

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fed [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,3	22,1
2	C25/30	300	314700	250	141,6	11,9	25,6
3	C28/35	350	323000	280	158,6	12,8	27,6
4	C40/50	500	352200	400	198,3	14,9	32

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 iniz.	β1*β2 finale
1	B450C	2000000	4500	3913	5400	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4583	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2100000	2400	2087	3600	2087	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2100000	2800	2435	4300	2435	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2100000	3600	3130	5100	3600	0,012	0,01	1	0,5

Modello ad elementi finiti

Max spostamento lineare del terreno	0,013 m
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	1,00
Fattore di riduzione molla fondo scavo	1,00
Numero di elementi	9,00
Nodo sulla superficie del terreno [< n° nodi]	3,00
Modulo di reazione Ks	Bowles

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto.. Vs: Velocità onde di taglio.

Stratigrafia...1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m ³]	Peso Unità di volume Saturato [kg/m ³]	c [kg/cm ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm ²]	Vs [m/s]	Descrizion e litologica
1	0,50	1650,00	1650,00	0,00	15,00	No	1,00	15,00	0	Terreno vegetale
2	1,30	2000,00	1900,00	0,50	28,00	No	0,00	40,00	0	argilla debolment e sabbiosa
3	1,00	1800,00	1800,00	0,30	28,00	No	0,00	100,00	0	argilla e limo
4	2,20	1850,00	2000,00	0,00	32,00	No	0,00	300,00	0	ghiaia limosa
5	5,00	1900,00	2000,00	0,00	37,00	No	0,00	700,00	0	ghiaia e sabbia

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
Stratigrafia. ..1	59,49	75,54	37,75/0,00	0,00	125329,70	31876,80	157206,50	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:

Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70

	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]
Base	125329,70	125329,70	125329,70
Laterale	31876,80	31876,80	31876,80
Totale	157206,50	157206,50	157206,50

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1,15
 Laterale 1,25
 Resistenza di progetto base 64107,27 kg
 Resistenza di progetto laterale 15000,85 kg
 Resistenza di progetto 79108,12 kg

Cedimento

Lunghezza 10,00 m
 Diametro testa 0,35 m
 Diametro punta 0,35 m
 Tratto attrito laterale nullo 0,00 m
 Modulo elastico sezione 2,94E+07 kN/mq
 Punto di applicazione risultante resistenza attiva 0,45
 Fattore flessibilità terreno/palo 1,00E-03
 Carico applicato 40,00 kN
 Carico limite laterale 150,00 kN
 Carico limite di punta 640,00 kN
 Modulo elastico terreno corrispondente 1,47E+03 kN/mq
 Accorciamento elastico 0,06 mm
 Cedimento rigido 0,13 mm
 Cedimento totale 0,19 mm

DOTT.SSA MARIA SOPPELSA
GEOLOGO
VIA VERDI 15 - 31036 - ISTRANA - TV
☎: 3201749235 – ✉: mariasoppelsa91@gmail.com
C.F. SPPMRA91R43E970U - P. IVA 04013160249

REGIONE VENETO PROVINCIA DI PADOVA
COMUNE DI CITTADELLA

**INDAGINE GEOFISICA TRAMITE TECNICA
MASW E ReMi**

<i>Committente</i>	PONENTE srl
<i>Ubicazione</i>	Via delle Pezze, Facca-Cittadella (PD)
<i>Data</i>	28 Maggio 2018

INTRODUZIONE

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- P-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- S-Trasversale: onda profonda di taglio;
- L-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- R-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Strumentazione di acquisizione

Per l'acquisizione del dato MASW e ReMi, è stato utilizzato il sismografo MAE - Sysmatrack a 12 canali (risoluzione a 24 bit), equipaggiato con 12 geofoni a frequenza naturale 4.5 Hz.



Figura-Sismografo MAE-Sysmatrack

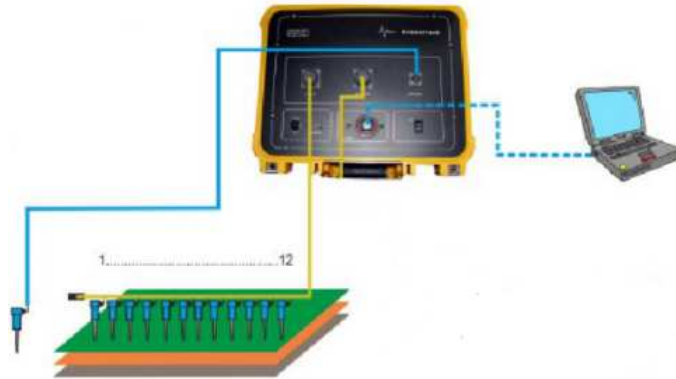


Figura-Schematizzazione della strumentazione di acquisizione

Indagini sismiche Masw (Multichannel Analysis of Surface Waves)

La tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) si basa sull'elaborazione delle proprietà spettrali delle onde di superficie (Rayleigh o pseudo-Rayleigh) per la costruzione di un modello verticale di velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s).

Tramite l'analisi della velocità di propagazione delle onde di superficie, si determina un profilo di rigidezza del sito che consente di stimare indirettamente la distribuzione delle V_s .

La prova consiste nel produrre in superficie del terreno una sollecitazione dinamica verticale e nel registrare le vibrazioni prodotte, in superficie, a distanze note e prefissate.

L'interpretazione dei segnali rilevati e la conseguente stima del profilo di rigidezza può scomporsi in due fasi fondamentali:

- deduzione della curva di dispersione (velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza) caratteristica del sito in esame;
- processo di inversione, finalizzato a ottenere partendo dalla curva suddetta una stima del profilo di rigidezza a essa associato.

Ai fini di questa prova, di tutte le componenti di moto prodotte nel terreno dalla sorgente, interessano quelle che si trasmettono lungo la superficie (onde superficiali) e di queste quelle di Rayleigh, polarizzate sul piano verticale e caratterizzate da componenti sia longitudinali sia trasversali.

DOTT.SSA MARIA SOPPELSA

GEOLOGO

VIA VERDI 15 - 31036 - ISTRANA - TV

☎: 3201749235 – ✉: mariasoppelsa91@gmail.com

C.F. SPPMRA91R43E970U - P. IVA 04013160249

Tali onde si propagano lungo fronti d'onda cilindrici, coassiali rispetto alla sorgente, con attenuazione proporzionale all'inverso della radice di r (dove r è la distanza dalla sorgente); poichè l'attenuazione delle onde di volume è proporzionale a $1/r$, a distanze non molto grandi le onde di superficie tendono a prevalere nettamente su quelle di volume.

La velocità V_R risulta sperimentalmente assai prossima a quella delle onde di taglio V_s (variando in funzione del coefficiente di Poisson tra 0.86 e 0.95).

La configurazione utilizzata per l'esecuzione delle MASW era composta di 12 geofoni con spaziatura geofonica di 5 m e punto di energizzazione delle onde sismiche a 5 m dal primo geofono; la sorgente sismica utilizzata è stata una massa battente di 8kg.

I dati sono stati elaborati tramite il software "Easy MASW" prodotto da Geostru.

Indagini sismiche ReMi (Refraction Microtremors)

Le tecniche ReMi è una derivazione delle tecniche SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) e MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) che si basa sull'elaborazione delle proprietà spettrali delle onde di superficie (onde di Rayleigh o pseudo-Rayleigh) per la costruzione di un modello verticale di velocità di propagazione delle onde di taglio. La V_S viene stimata sulla base della relazione analitica $V_S = 0.9 * V_{RAYLEIGH}$

Il metodo ReMi combina la semplicità operativa del SASW con l'elevata risoluzione nei terreni più superficiali propria del MASW.

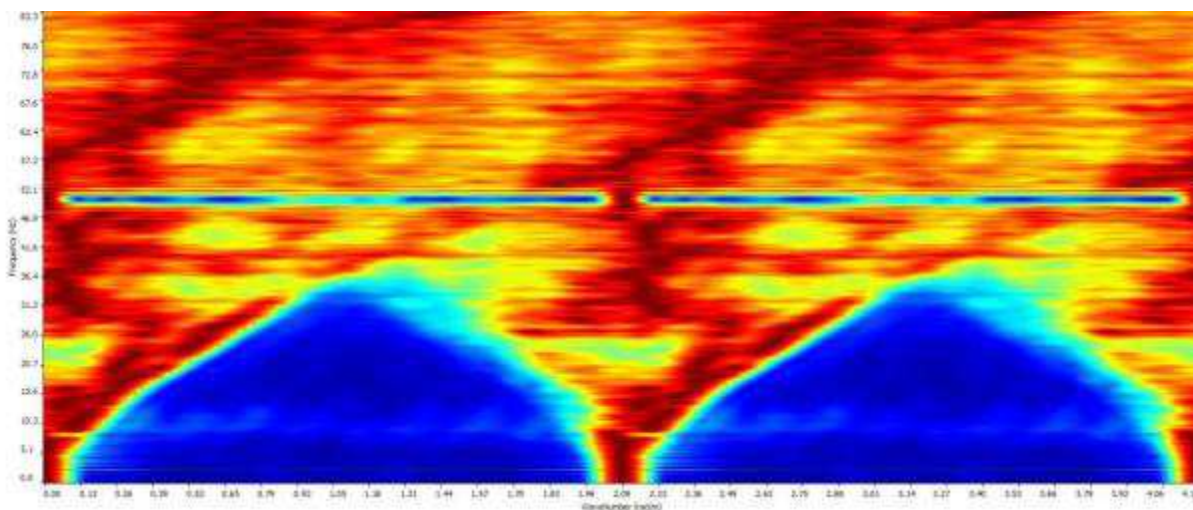


Figura-Esempio di Spettro f-k di onde di superficie

I microtremori vengono generalmente registrati mediante uno stendimento lineare da 12 o più geofoni a bassa frequenza senza la necessità di dover operare con un sorgente attiva. I dati vengono acquisiti mediante la classica strumentazione impiegata per i rilievi a rifrazione.

Generalmente si impiegano geofoni con frequenza variabile da 4 a 14 Hz e tempi di registrazione di 15-30 s. L'impiego di campionatori di elevata dinamica (cioè superiori a 144 dB) consente poi di dimezzare la frequenza utile campionabile rispetto a quella nominale dei geofoni.

È quindi teoricamente possibile registrare onde di superficie il cui contenuto in frequenza è compreso nell'intervallo tra 2 Hz e 25-30 Hz. Questo intervallo di frequenza, in condizioni ottimali, può consentire di stimare, con buon dettaglio, il profilo della VS nei primi cento metri di profondità. Il rumore registrato viene convertito dal dominio x-t al dominio - fk nel quale viene rappresentato lo spettro di potenza delle onde di superficie ed individuata la curva di dispersione.

In corrispondenza della stazione ReMi sono state acquisite 10 sessioni di registrazione, con controllo in tempo reale dei dati. I dati di scarsa qualità oppure quelli caratterizzati dalla presenza di rumore polarizzato sono stati scartati direttamente in campo. Le singole sessioni di registrazione, sono state quindi aggregate in uno spettro medio.

La pre-elaborazione di campo ed il controllo di qualità in tempo reale sono di estrema importanza in questo tipo di misure in quanto qualora il modo fondamentale delle onde di superficie non venga campionato correttamente risulta impossibile stimare la curva di dispersione e costruire il modello verticale di velocità delle onde di taglio (VS).

I dati sono stati elaborati mediante il software commerciale "SWAN – Surface Waves Analysis" prodotto dal Geostudi Astier srl.

DOTT.SSA MARIA SOPPELSA
GEOLOGO
VIA VERDI 15 - 31036 - ISTRANA - TV
☎: 3201749235 – ✉: mariasoppelsa91@gmail.com
C.F. SPPMRA91R43E970U - P. IVA 04013160249

Dati generali

Committente	PONENTE srl
Località	Via delle Pezze- Facca Cittadella (PD)
Responsabile	Dott.ssa Geol. Maria Soppelsa



Figura: Ubicazione dello stendimento Masw ReMi

DOTT.SSA MARIA SOPPELSA

GEOLOGO

VIA VERDI 15 - 31036 - ISTRANA - TV

☎: 3201749235 – ✉: mariasoppelsa91@gmail.com

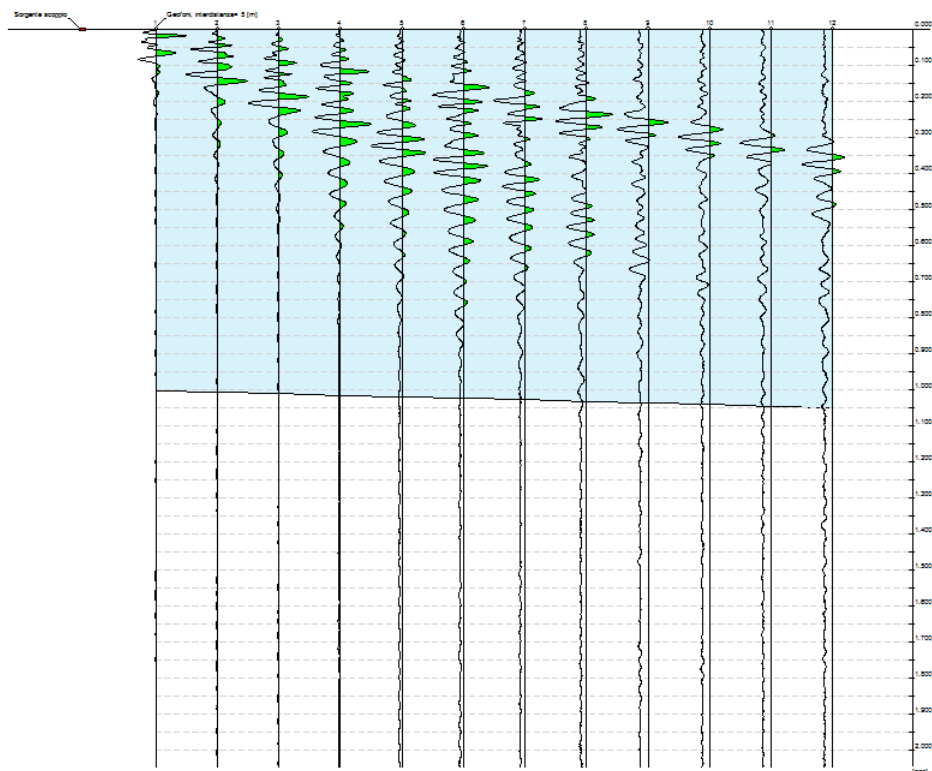
C.F. SPPMRA91R43E970U - P. IVA 04013160249

Dati Masw-Report

Tracce

N. tracce	12
Durata acquisizione [msec]	2048
Interdistanza geofoni [m]	5.0
Periodo di campionamento [msec]	1

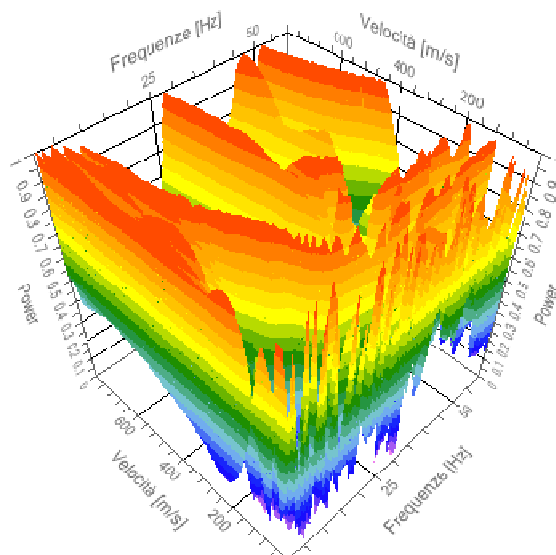
Committente: SCILM spa
Località: Via delle Pezze, Facca di Cittadella
Responsabile: Dott.ssa Geol Maria Soppelsa
Data: 06/06/2018
Latitudine: 46.0000°, Longitudine: 12.0000°



Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1

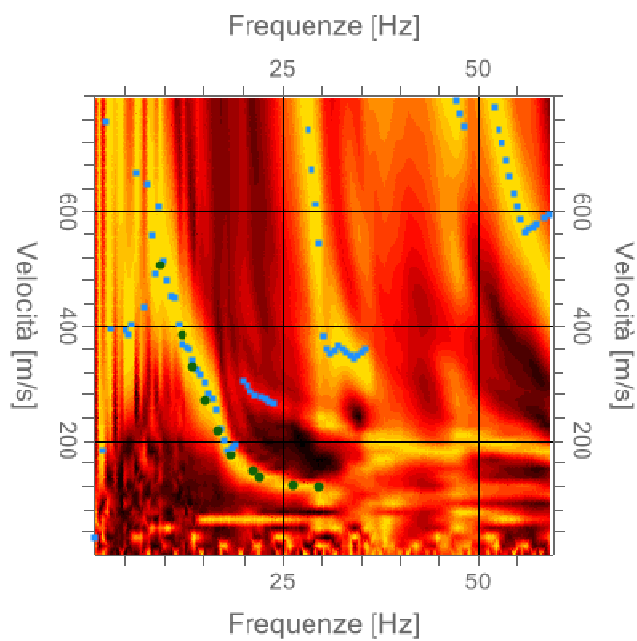
Spettro Velocità di fase - Frequenze



Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]
1	9.4	504.4
2	12.2	381.5
3	13.7	328.8
4	15.2	267.3
5	16.9	217.6
6	18.4	173.7
7	21.4	144.4
8	22.2	135.6
9	26.3	121.0
10	29.8	118.1

Spettro Velocità di fase - Frequenze



Inversione

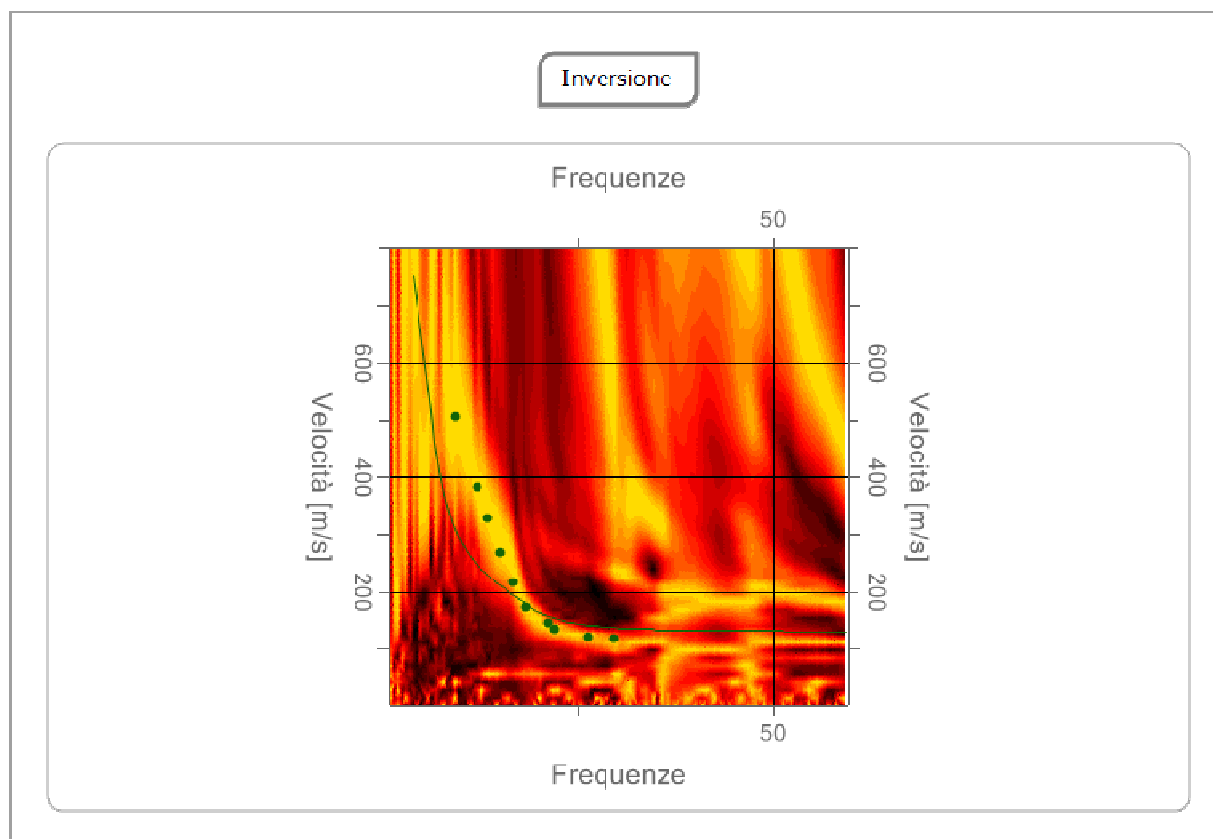
n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	3.00	3.00	1800.0	0.2	233.3	142.9
2	7.00	4.00	1800.0	0.2	494.9	303.1
3	12.01	5.01	1800.0	0.2	607.8	372.2
4	18.01	6.00	1800.0	0.2	840.8	514.9
5	25.01	7.00	1800.0	0.2	1021.5	625.5
6	∞	∞	1800.0	0.2	1727.0	1057.6

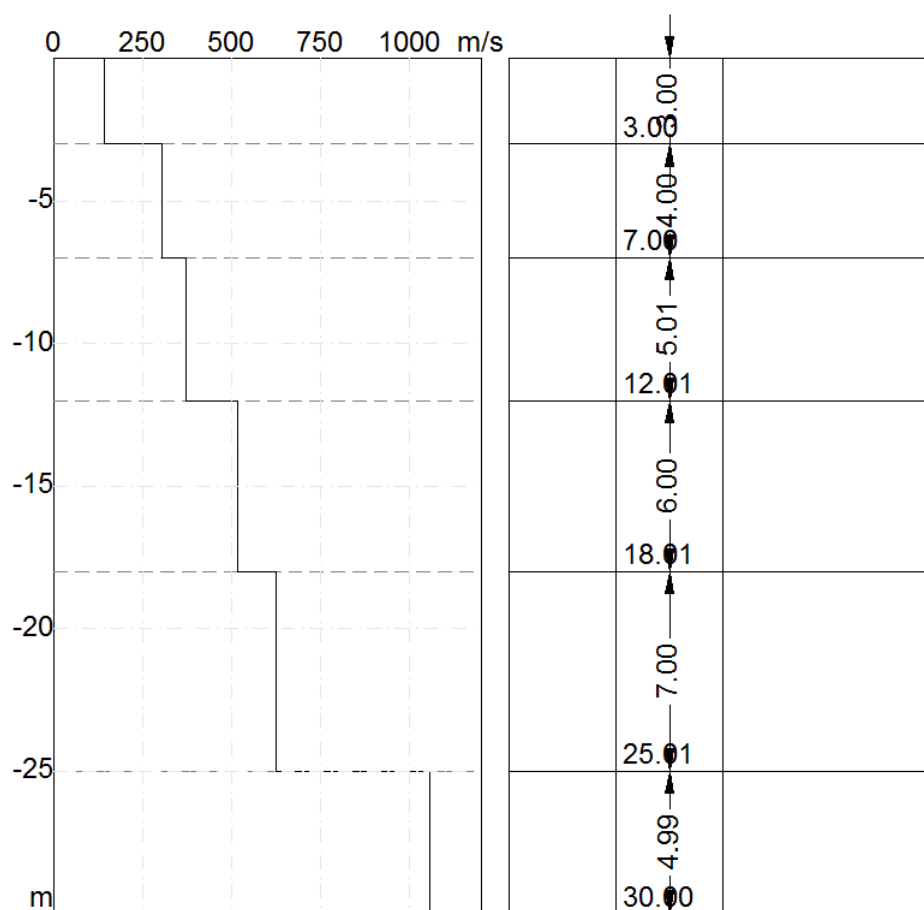
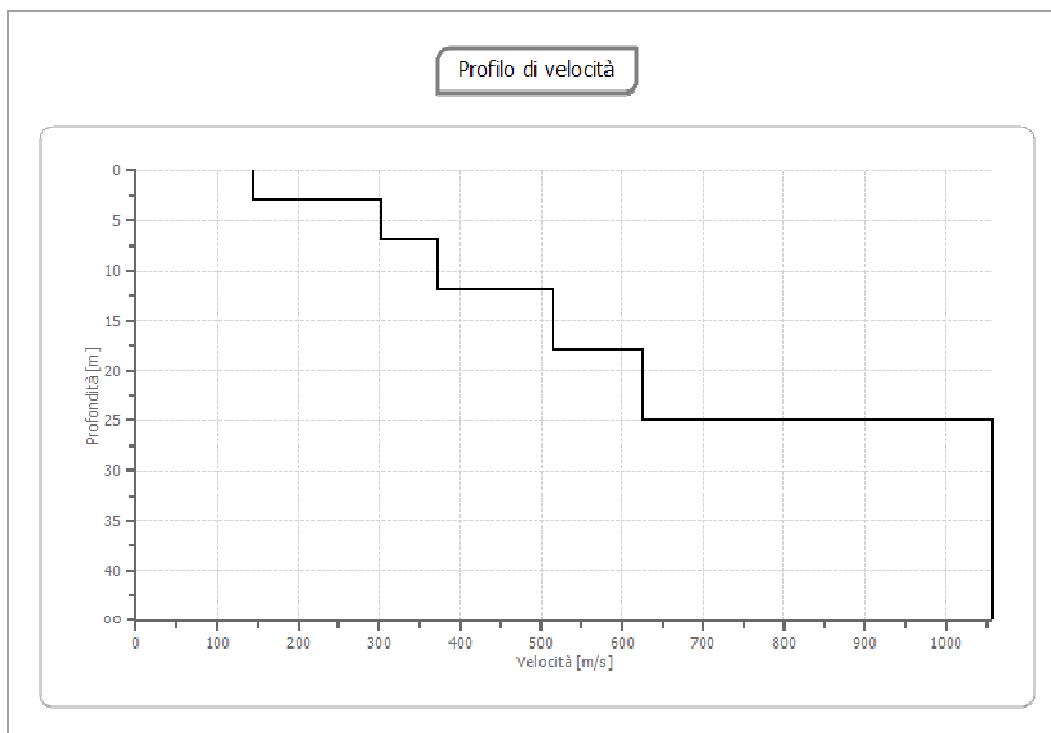
Percentuale di errore

9.686 %

Fattore di disadattamento della soluzione

0.223





Altri parametri geotecnici

n.	Prof. [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coeff. Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]	Qc [kPa]
1	3.00	3.00	142.89	233.34	1800.00	0.20	36.75	98.01	49.00	88.21	140.39
2	7.00	4.00	303.07	494.91	1800.00	0.20	165.33	440.88	220.44	396.80	N/A
3	12.01	5.01	372.19	607.78	1800.00	0.20	249.34	664.91	332.45	598.41	N/A
4	18.01	6.00	514.86	840.77	1800.00	0.20	477.15	1272.40	636.20	1145.16	N/A
5	25.01	7.00	625.52	1021.47	1800.00	0.20	704.29	1878.11	939.06	1690.30	N/A
6	oo	oo	1057.58	1727.02	1800.00	0.20	2013.25	5368.67	2684.34	4831.81	N/A

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young;

Risultati

Profondità piano di posa [m]	1.50
Vs30 [m/sec]	453.64

Dati ReMi-Report

La prima fase di elaborazione del dato ReMi è semiautomatica e l'analista inserisce i parametri geometrici e decide la frequenza massima da indagare, la velocità di fase minima di partenza ed il numero di vettori "slowness" ($np=2*n$ geofoni). Questi ultimi tre parametri, opportunamente scelti, concorrono ad aumentare il dettaglio dello spettro ed a renderlo più adatto ad una campionatura meno ambigua della curva di dispersione.

La fase successiva consiste nella stima della curva di dispersione. A parità di frequenza la velocità scelta non deve essere quella coincidente con il picco massimo di intensità del segnale, come accade nel MASW, bensì quella più bassa prossima al confine tra incoerenza propria del rumore e segnale.

Questo è determinato dal fatto che i microtremori non provengono da un'unica sorgente e che l'energia del rumore che attraversa obliquamente lo stendimento appare nell'immagine f-k con una velocità apparente (V_a) più elevata di quella reale (V_r) osservabile in linea.

Al fine di incrementare la qualità dell'immagine spettrale i piani di migliore qualità sono stati combinati per costruire uno spettro medio.

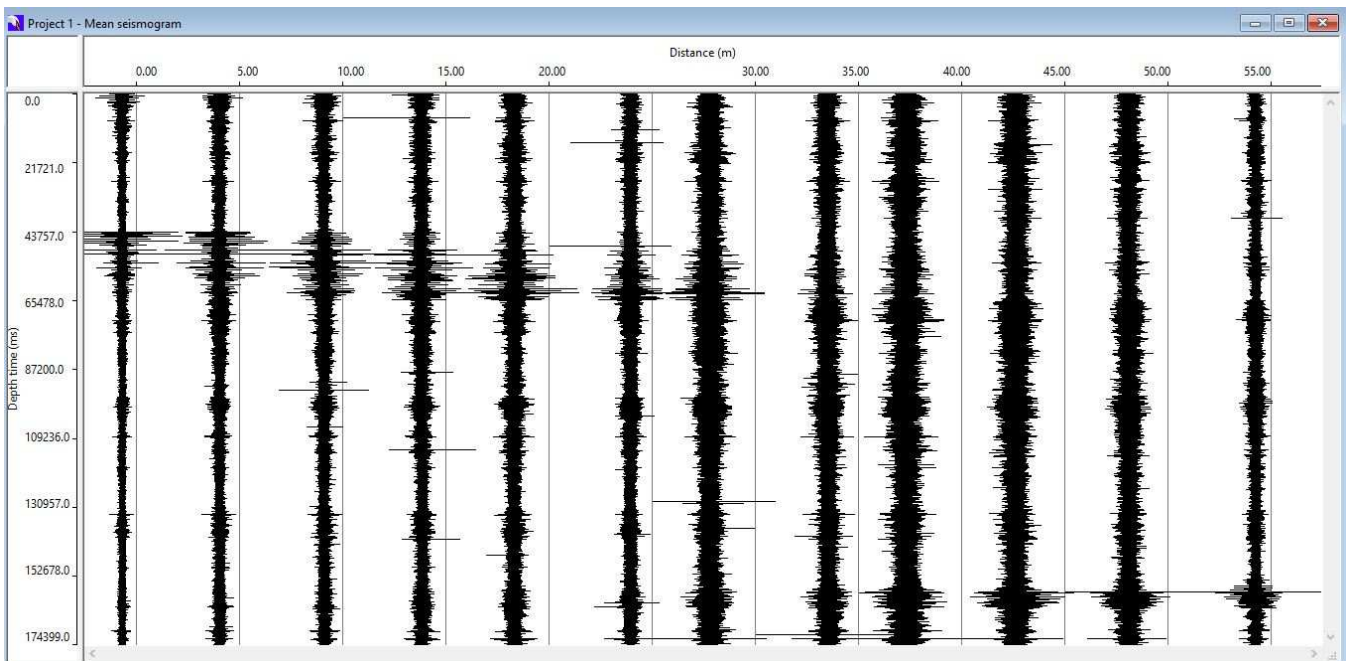


Figura-Mean Seismogram- PONENTE srl

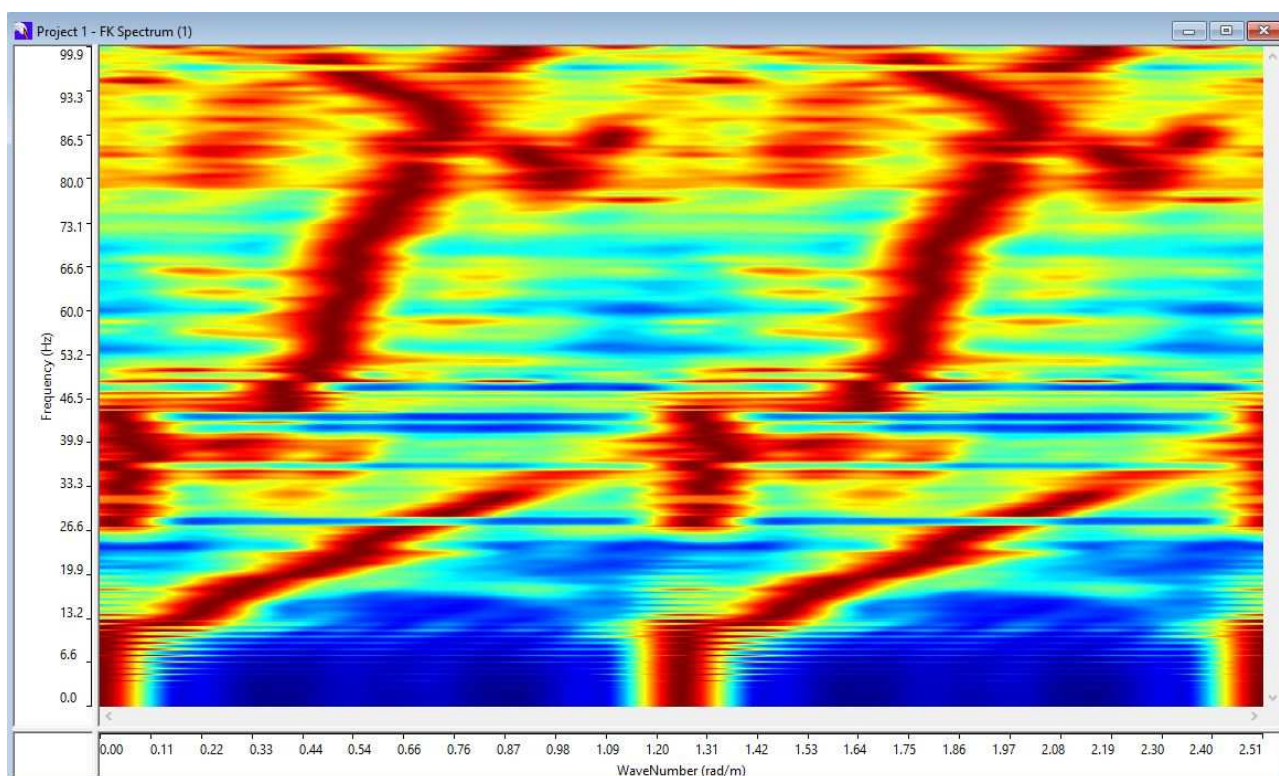


Figura-Spectrum f-k- PONENTE srl

I dati selezionati dall'immagine f-k vengono riportati su un diagramma nel quale compare anche una curva di dispersione calcolata a partire da un modello di VS che è modificabile dall'analista. Variando numero di strati, spessore e velocità di ciascuno strato del modello è possibile adattare la curva calcolata (gialla) a quella sperimentale ottenuta mediante l'analisi spettrale (verde).

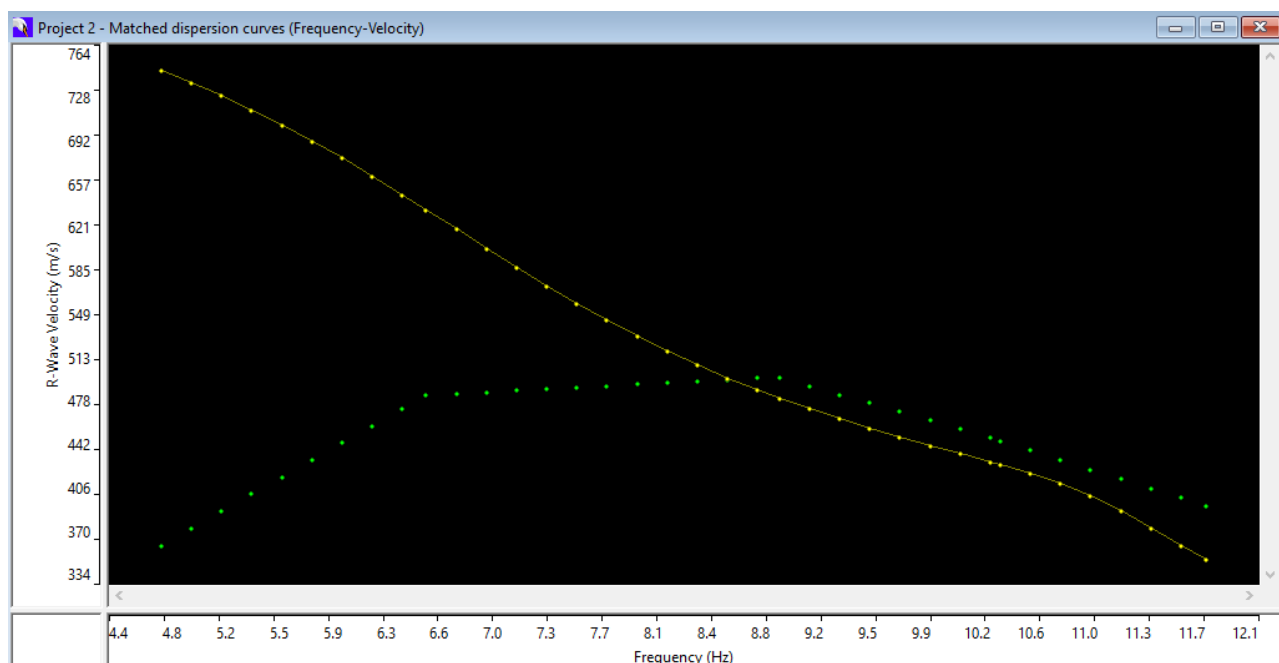


Figura-Curva di dispersione- PONENTE srl

In questo tipo di approccio (modellazione diretta) sono ovviamente insite delle ambiguità interpretative nel senso che, valendo un principio di equivalenza, lo stesso risultato può essere ottenuto con diverse coppie "spessore-velocità". Questa ambiguità non sussiste più qualora la determinazione riguardi non tanto la VS del singolo strato ma il valore medio della VS su un certo numero di strati (sino a 30 m di profondità) come peraltro indicato nella normativa.

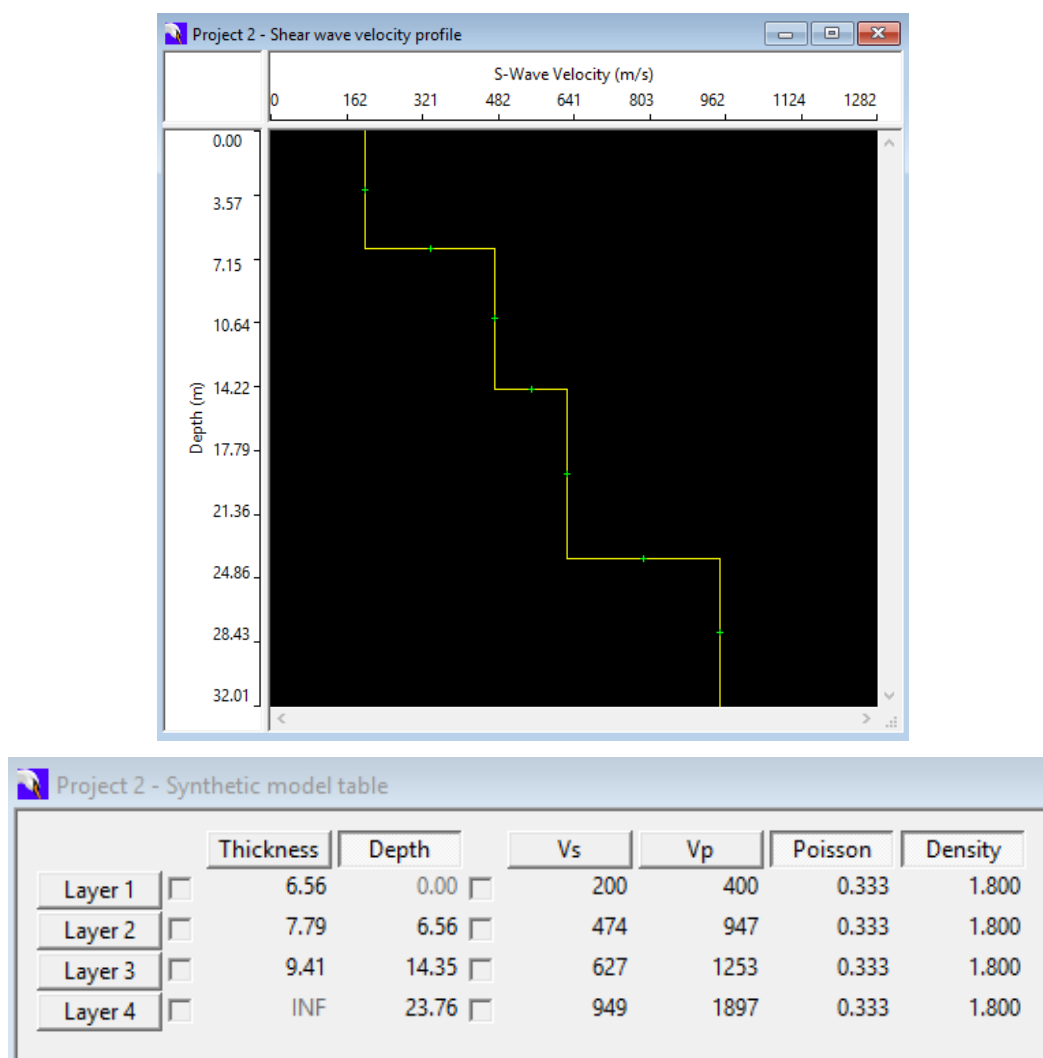


Figura-Profilo Vs30 e Modello Sintetico - PONENTE srl

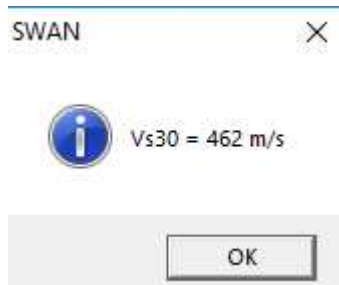


Figura-Vs30 ReMi - PONENTE srl

RISULTATI INDAGINE MASW E REMI

Dalla modellazione diretta della curva di dispersione dei profili sismici, acquisiti con la tecnica MASW e ReMi, è stato possibile stimare il profilo verticale della VS nel sito di indagine. In particolare sono state analizzate le caratteristiche della stratificazione elastico-acustica del sottosuolo nei primi 30 m di profondità. In tutti i casi al fine di ottenere una maggiore rappresentatività dei dati sono stati sommati gli spettri delle diverse registrazioni effettuate per il sito per ottenere uno spettro medio. Nella fase di stima della curva di dispersione si è scelto cautelativamente di sottostimare leggermente la VS il cui valore medio sui 30 m di profondità.

Il valore medio del parametro Vs30, determinato con l'elaborazione dei dati MASW, con ipotesi di profondità piano di posa delle fondazioni a -1.50 m dal piano campagna attuale, è risultato pari:

MASW	Vs30
	453.64 m/s

Il valore medio del parametro Vs30, determinato con l'elaborazione dei dati ReMi, con ipotesi di profondità piano di posa delle fondazioni a -1.50 m dal piano campagna attuale, è risultato pari:

ReMi	Vs30
	462 m/s

Ai fini delle prescrizioni della vigente normativa in materia (O.P.C.M 3274/2003 e successive modifiche ed integrazioni e D.M. 14.01.2008) e alla luce di quanto sopra è possibile verificare come il suolo di fondazione del sito, oggetto di studio, vada a ricadere tra la **classe B**.

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 NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).

ATLANTE FOTOGRAFICO



Figura-Stendimento MASW e ReMi



Figura-Stendimento MASW e ReMi e strumentazione di acquisizione



Figura-Geofono da 4.5 Hz impiegato



Figura-Strumentazione di acquisizione



Figura-Sistema di energizzazione-Massa battente da 8 kg



Figura-Stendimento Masw ReMi