

COMUNE DI PONTE DI PIAVE

Comune di Ponte di Piave

Provincia di Treviso

Regione Veneto

LAVORI DI REALIZZAZIONE DI UNA ROTATORIA NELL'INCROCIO TRA LA S.P. 117 VIA DELLA VITTORIA, VIA CHIODO E VIA RUSTIGNÈ

progetto architettonico
progetto strutturale

fattibilità tecnica ed economica
fattibilità tecnica ed economica

definitivo
definitivo

esecutivo
esecutivo

ED03

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

aggiornamento_
cod_

08.04.2024

collaboratori_ Ing. Alessandro Ceotto
Arch. Damiano Vidotto

Responsabile del Procedimento
dott. Federico Tonel

progettisti
Ing. Fiorenzo Carniel

Arch. Susanna Maset

c/m
associati

STUDIO ASSOCIATO DI ARCHITETTURA CARNIEL E MASET
fiorenzo carniel ingegnere susanna maset architetto
via trieste, 20/a 31020 san vendemiano (tv) piva 04273530263

Il presente disegno è di nostra proprietà e non può essere riprodotto né consegnato a terzi senza ns. autorizzazione

Premessa

Sull'area limitrofa all'area di progetto sono state condotte recenti indagini geologiche e geotecniche tra cui in particolare si allega alla presente indagine geologica e geotecnica messa a disposizione dall'Amministrazione, del dott. geol. Nobile.

Stante la contiguità dell'intervento all'area interessata dai lavori oggetto del presente progetto e constatate le caratteristiche del sottosuolo in altri interventi effettuati in zona recentemente, ca. 500 m di pista ciclabile immediatamente a valle dell'area di progetto, si è ritenuto di estendere i risultati dell'indagine del dott. Nobile all'area di intervento ai sensi del parere espresso dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 183 del 13.04.1989.

Si riportano le caratteristiche geologiche salienti risultanti dalla relazione allegata del dott. geol. Carlo Nobile di Treviso:

- il terreno di fondazione può essere classificato in categoria C;
- non sussiste pericolo di liquefazione dei terreni sottostanti il sito;
- la falda è stata rilevata a 2,50 m dal piano di campagna attuale;
- la stratigrafia, ricavata a seguito delle indagini in sito, evidenzia un consistente strato di sabbieghiaie a partire da 1,80 m dal p.c. e fino a ca. 7,0 m dal p.c. intervallati da limitati spessori di terreni a grana fine.

Nell'area di progetto non sono previste opere d'arte quali ponti o opere di sostegno.

Posati i vari strati componenti dovranno essere eseguite su indicazioni della Direzione dei Lavori o degli Enti gestori prove di carico su piastra tali da verificare il rispetto dei valori minimi del modulo di compressibilità previsti dalla norma UNI 11531-1.

Si allega:

- Relazione Geologica e Geotecnica redatta dal dott. geol. Carlo Nobile in data ottobre 2018.

San Vendemiano, 08.04.2024

I progettisti
ing. Fiorenzo Carniel

arch. Susanna Maset

ALLEGATO

Relazione Geologica e Geotecnica redatta dal dott. geol. Carlo
Nobile in data ottobre 2018

Provincia di Treviso

Comune di Ponte di Piave

**PROGETTO PER REALIZZAZIONE DI FABBRICATO
RESIDENZIALE 7 ALLOGGI**

RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA – SISMICA

**COMMITTENTE:
OTTO IMMOBILIARE s.r.l.
Via Della Vittoria, 35
31047 Ponte di Piave (TV)**

**Data: 12 ottobre 2018
Cod.: GT249**

Dott. Geol. Carlo NOBILE
Via Chiereghin, 21
31100 Treviso
Tel. 0422303864



INDICE

1	INTRODUZIONE	2
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	3
2.1	UBICAZIONE GEOGRAFICA (ALL. 1, 2)	3
2.2	INQUADRAMENTO CATASTALE (ALL. 3)	3
2.3	INDICAZIONI DELLA PIANIFICAZIONE COMUNALE	3
3	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	4
3.1	CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE E IDROLOGICHE	4
3.2	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE	4
3.3	CARATTERISTICHE PEDOLOGICHE	5
3.4	CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE	5
3.5	PERICOLOSITÀ GEOLOGICA	6
3.5.1	Pericolosità idraulica	6
3.5.2	Caratteristiche sismiche	6
4	INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA	7
4.1	INDAGINE GEOTECNICA (ALL. 5)	7
4.1.1	La prova penetrometrica statica CPT	7
4.1.2	Le indagini eseguite	9
4.2	INDAGINE GEOFISICA (ALL. 6)	10
4.2.1	La prospezione sismica HVSR	10
4.2.2	Caratterizzazione sismica del sito	10
4.3	MODELLO GEOTECNICO	10
5	AZIONE SISMICA	14
5.1	RISPOSTA SISMICA LOCALE	14
5.2	CARATTERISTICHE GEOGRAFICHE	14
5.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	15
5.4	STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO	16
5.5	PARAMETRI SISMICI INTERPOLATI	16
5.6	PARAMETRI DELL’AZIONE SISMICA E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI	17
5.7	REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE	18
5.8	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	18
5.8.1	Assoggettabilità della verifica alla liquefazione dei terreni in esame	18
5.8.2	Valutazione del potenziale rischio di liquefazione	20
5.8.2.1	Magnitudo M	20
5.8.2.2	Rapporto di tensione ciclica CSR (Cyclic Stress Ratio)	20
5.8.2.3	Capacità di resistenza del terreno CRR (Cyclic Resistance Ratio)	21
5.8.2.4	Fattore di sicurezza alla liquefazione	22
5.8.2.5	Applicazione al caso in oggetto	22
5.8.3	Conclusioni	22
6	VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE	23
6.1	STRUTTURA DI FONDAZIONE	23
6.2	VERIFICHE DI SICUREZZA RELATIVE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	24
6.2.1	Parametri geotecnici (M1, M2)	25
6.2.2	Carico Limite o Capacità portante	25
6.2.3	Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU) – Campo statico	26
6.2.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU) – Campo sismico	27
6.3	VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	28
6.3.1	Stato tensionale del terreno	29
6.3.2	Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE) – Campo Statico	29
6.3.3	Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE) – Campo sismico	30
7	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	31

1 INTRODUZIONE

Su incarico della ditta OTTO IMMOBILIARE s.r.l., Via Della Vittoria, 35 - 31047 Ponte di Piave (TV) è stato eseguito uno studio geologico – geotecnico – sismico per un terreno posto in comune di Ponte di Piave, in Via Rustignè, località Levada, destinato alla realizzazione di un progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi.

Lo studio è stato eseguito in ottemperanza ai seguenti provvedimenti normativi:

- D.M. (LL.PP.) 11 marzo 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce”;
- Circolare Ministero Lavori Pubblici, 24 settembre 1988, n. 30483 “Legge 2 febbraio 1974, art. 1 — D.M. LL.PP. 11 MARZO 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. Istruzioni per l'applicazione (Pres. Cons. Superiore — Servizio Tecnico Centrale).”
- O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica”;
- D.M. (Infrastrutture e trasporti) 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle ‘Norme tecniche per le costruzioni’”.

Lo studio, in particolare, è stato redatto sulla base delle indicazioni riportate ai capitoli, 3, 6 e 7 delle “*Norme tecniche per le costruzioni*” (indicate successivamente con l'acronimo NTC) aggiornate con D.M. (Infrastrutture e trasporti) del 17 gennaio 2018. Per l'azione sismica di riferimento al capitolo 3 e 7 delle NTC.

La presente relazione tiene, inoltre, in considerazione le prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche per la specifica classe di compatibilità all'edificazione riferite alla “*Carta della Fragilità*”, del Piano di Assetto del Territorio (P.A.T.) del Comune di Ponte di Piave.

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

2.1 UBICAZIONE GEOGRAFICA (ALL. 1, 2)

Il terreno individuato per la realizzazione del progetto ricade nel contesto agricolo di bassa pianura compreso fra i centri abitati di Ponte di Piave e Oderzo. L'area oggetto di studio è posta, più precisamente, in Via Rustignè, nell'abitato di Levada di Ponte di Piave.

2.2 INQUADRAMENTO CATASTALE (ALL. 3)

L'area risulta censita al Catasto terreni come segue:

Comune di Ponte di Piave
Foglio n. 19
Mappale n. 1314, 1318

2.3 INDICAZIONI DELLA PIANIFICAZIONE COMUNALE

Il sito ricade nella seguente classe di compatibilità riferita alla “*Carta della Fragilità*” del Piano di Assetto del Territorio (P.A.T.) del Comune di Ponte di Piave:
“*Area idonea*”

L'art. 10 delle Norme Tecniche specifica:

*“Il PAT individua come aree “idonee” le parti di territorio che non presentano difficoltà di deflusso delle acque.
prescrizioni Su tali aree, non sussistendo controindicazioni di natura geologica, possono essere attuate le trasformazioni urbanistico-edilizie.”*

3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Il paragrafo 6.2.1 delle NTC specifica *“La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento.”*

Ed inoltre: *“Il modello geologico deve essere sviluppato in modo da costituire elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.”*

Si è proceduto, quindi, con la ricerca bibliografica dei dati geologici disponibili relativi a studi ed indagini eseguite nella zona e direttamente nel sito in oggetto, integrata dai dati ricavati dalla pianificazione territoriale in tema di pericolosità geologica.

Si precisa che il modello geologico si completa con le interpretazioni litologiche desunte dalla caratterizzazione geotecnica descritta nel capitolo successivo (4 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA).

3.1 CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE E IDROLOGICHE

L'area di studio si inserisce in un territorio pianeggiante ricadente nella Bassa Pianura, caratterizzata da lineamenti dolci ed uniformi il cui aspetto morfologico è stato in gran parte modificato dall'intenso sfruttamento agricolo del suolo e dall'intensa urbanizzazione conseguente all'espansione dei centri abitati. L'intervento umano ha comportato, in particolare, l'edificazione generalizzata del territorio, la pavimentazione di ampie superfici e la canalizzazione dei corsi d'acqua.

Il sito rientra, come citato, in un contesto di pianura con quota media assoluta che varia attorno ai 10 m s.l.m.

L'idrografia della zona è caratterizzata da una sviluppata rete di scoli e fossati utilizzata per il drenaggio dei campi agricoli, la cui formazione è stata facilitata dalla presenza di terreni superficiali a granulometria fine.

I corsi d'acqua principali e più prossimi al sito sono:

- lo *Scolo Bidoggiata* che scorre a circa 500 m a Nord Ovest;
- lo *Scolo Zocchella* posto a circa 1 km a Nord Ovest;
- il Canale Bidoggia situato a circa 1,2 km a Nord Est.

Il Fiume Piave, elemento idrografico più importante della zona, presenta il punto più prossimo all'area a circa 4,2 km a Sud Ovest.

3.2 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE

Il sito rientra, come citato, nella Bassa Pianura ossia in un territorio caratterizzato da un suolo e sottosuolo costituiti essenzialmente da depositi di origine alluvionale continentale molto recenti (Pleistocene ed Olocene).

Tale genesi della pianura si riflette in una costituzione interna estremamente complessa che ha recepito suddivisioni in senso orizzontale e verticale consentendo il formarsi nel sottosuolo

di strati a granulometria diversa con combinazioni lenticolari che si succedono e si innestano una nell'altra.

La presenza di livelli permeabili conferma il trattarsi di depositi fluviali in alvei che scorrevano in paleopianure successivamente ricoperte da nuovi depositi.

La maggior parte dei sedimenti sono provenienti dal bacino del Piave che a seconda delle piene e dei periodi interglaciali spostava il suo corso principale ed i suoi rami derivati in tutta l'area lasciando grandi quantità di depositi.

Tale situazione è confermata dalle stratigrafie rese disponibili dal Servizio Geologico d'Italia (I.S.P.R.A. – Dipartimento Difesa del Suolo - Banca dati indagini nel sottosuolo ai sensi della L. 464/84) relative, in particolare, all'esecuzione di perforazioni, in prevalenza allo scopo di approvvigionamento idrico, più prossimi al sito.

L'alternanza descritta continua, in particolare, almeno per 186 m.

3.3 CARATTERISTICHE PEDOLOGICHE

La Carta dei suoli della provincia di Treviso, realizzata dalla collaborazione fra Provincia ed A.R.P.A.V., classifica il sito come segue:

Distretto: P

Pianura alluvionale del fiume Piave a sedimenti estremamente calcarei

Sovraunità di paesaggio: P3

Bassa pianura antica (pieni-tardiglaciale) con suoli decarbonati e con accumulo di carbonati negli orizzonti profondi.

Unità di paesaggio: P3.1

Dossi fluviali poco espressi, costituiti prevalentemente da sabbie.

Unità cartografica: BNF1/CDP1

Suoli Bonfante, franco limosi moderatamente profondi (50 ÷ 100 cm), tessitura moderatamente fine, grossolana nel substrato, reazione alcalina, fortemente alcalina nel substrato, molto calcarei, estremamente calcarei in profondità, drenaggio mediocre, permeabilità moderatamente alta, con accumulo di carbonati in profondità, fada profonda (150 ÷ 200 cm).

Suoli Campodipietra, franco argillosi da profondi (50 ÷ 100 cm) a molto profondi (>150 cm), tessitura moderatamente fine, moderatamente grossolana in profondità, con scheletro assente, da molto calcarei in superficie a fortemente calcarei in profondità, drenaggio mediocre, permeabilità moderatamente alta, con occasionale accumulo di carbonati in profondità, fada da profonda (150 ÷ 200 cm) a moderatamente profonda (50 ÷ 100 cm)

3.4 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE

Il sito rientra nella Bassa Pianura dove le ghiaie dell'Alta Pianura vengono rapidamente sostituite da materiali fini a bassa o nulla permeabilità (argille e limi) alternati ad orizzonti sabbiosi, sabbioso-ghiaiosi. Tali orizzonti a più elevata permeabilità contengono normalmente delle falde in pressione ("*falde artesiane*" o "*falde risalienti*"), alimentate esclusivamente dal

potente acquifero contenuto nell'Alta Pianura. Il sistema può essere semplificato come un sistema multistrato, con acquiferi separati da potenti bancate di materiali argillosi.

Presso il sito il livello di deflusso della falda freatica, ossia della falda più superficiale, si attesta attorno alla quota di 7 m s.l.m. come illustrato nella Carta delle isofreatiche della Regione Veneto.

La più recente Carta delle Isofreatiche della Provincia di Treviso pone la falda alla quota di circa 8 m s.l.m.

In conclusione, la falda freatica si pone, in base alle cartografie citate, a circa 2 ÷ 3 m dal piano di campagna.

La falda scorre in direzione Nord Ovest – Sud Est mostrando l'azione di drenaggio operata dal Fiume Piave.

3.5 PERICOLOSITÀ GEOLOGICA

L'aspetto della pericolosità geologica è stato approfondito in relazione alle caratteristiche geomorfologiche della zona in cui ricade il sito. Sono stati analizzati, quindi, i principali strumenti normativi e di pianificazione territoriale in tema di dissesto idrogeologico e pericolosità sismica.

3.5.1 Pericolosità idraulica

La “*Carta della Fragilità*” del Piano di Assetto del Territorio (P.A.T.) del Comune di Ponte di Piave non fa rientrare il sito in “*Aree a dissesto idrogeologico: aree esondabili o a ristagno idrico.*” La “*Carta dei Vincoli e della pianificazione territoriale*”, elaborato che di norma riporta le indicazioni del P.A.I. di competenza, fa ricadere il sito nella classe di pericolosità idraulica P1 – Area a moderata pericolosità.

Su tali aree si applica la disciplina del Piano Stralcio per la Sicurezza Idraulica del Piave (PSSIP) con riferimento alla specifica classe di pericolosità idraulica. Sulle stesse valgono le “Misure di salvaguardia” allegate al PAI.

3.5.2 Caratteristiche sismiche

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/03 “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*” rivede la classificazione sismica del territorio nazionale istituendo quattro zone sismiche numerate da 1 a 4.

Secondo l'Ordinanza citata, e s.m.i., il comune di Ponte di Piave ricade in zona 3.

Il comune di Ponte di Piave non ha predisposto lo studio di Microzonazione sismica.

La pericolosità geologica dal punto di vista sismico è approfondita, ai sensi delle NTC, nel capitolo 5 AZIONE SISMICA.

4 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Il paragrafo 6.2.2 delle NTC specifica che le “Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo e, in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2. Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.”

La norma precisa che “... per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici.”

In base alle prescrizioni citate si è programmata, in accordo con le disposizioni del progettista, la seguente campagna d'indagine che definiscono il modello geotecnico, le caratteristiche sismiche completando, così, il modello geologico:

- nr. 2 Prove Penetrometriche Statiche (CPT1, CPT2)
- nr. 1 Prospezione sismica HVSR

Le indagini sono ubicate come indicato nella planimetria allegata (ALL. 4) dove è riportata la sagoma dell'edificio in progetto.

4.1 INDAGINE GEOTECNICA (ALL. 5)

4.1.1 La prova penetrometrica statica CPT

La *prova penetrometrica statica CPT* (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante. La punta conica (di tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante per la misura dell'attrito laterale (punta/manicotto tipo “*Begemann*”).

Le letture effettuate in campagna permettono di ottenere la resistenza alla punta, RP (kg/cm²), e la resistenza laterale, RL (kg/cm²), mediante le seguenti relazioni:

$$RP = Lp * Ct/10$$

$$RL = (Lt - Lp) * Ct/ 150$$

Dove:

Lp= Lettura punta

Lt = Lettura Totale

Ct = Costante di trasformazione

Nei diagrammi e nelle tabelle allegata sono riportati i valori di *resistenza alla punta (RP)* ed i valori di *resistenza laterale (RL)* rilevati ad intervalli regolari di 20 cm.

L'elaborazione di *RP* e *RL* ottenuti dalla prova penetrometrica permette di definire la litostratigrafia del sottosuolo attraverso i seguenti metodi:

- Begemann (1965)
- Searle (1979)
- Schmertmann (1978)
- Robertson

Dalle valutazioni litologiche di Searle, Schmertmann e Robertson è stata ricavata la stratigrafia illustrata nell'allegato "ALL. 5: VALUTAZIONI LITOLOGICHE" utilizzata per le successive interpretazioni.

I parametri geotecnici sono ottenuti dalla correlazione diretta o indiretta dei valori di R_p e R_l ricavati dalla Prova penetrometrica statica.

Di seguito sono illustrate le correlazioni utilizzate e i relativi autori.

- Peso dell'unità di volume efficace (γ'): Attribuito in base alla litologia media.
- Pressione efficace verticale (P_{eff}): Valutata dal peso dell'unità di volume efficace γ' .
- Angolo di resistenza al taglio (ϕ): Durgunouglu-Mitchell -1, Durgunouglu-Mitchell - 2 (1975), Chen e Juang (1996), Caquot, Koppejan, De Beer, Schmertmann, Robertson – Campanella (1983, 1990) – 1, Robertson – Campanella (1983) – 2, Kulhawy e Mayne (1990), Fattore di correzione di Chen e Juang.
- Coesione non drenata (C_u): Cestari, Lunne e Eide, Mayne.
- Densità relativa (D_r): Lancellotta (1991), Barman, Schmertmann, Jamiolkowski et al. (1985), Jamiolkowski et al. (1988), Jamiolkowski et al. (2003), Baldi et al. (1986), Tanizawa (1990).
- Modulo di deformazione edometrico (M): Robertson e Campanella, Sanglerat, Sanglerat (1972), Mitchell e Gardner, Schmertmann, Buisman e Sanglerat.
- Rapporto di sovraconsolidazione (OCR): Ladd e Foot, Mestri (1989), Chen e Kulhawy, Stewart (1992), Houlsby (1993), Martin (1994).
- Indice di compressione (C_c): Schmertmann, Righi – Marchi, Skempton (1944), Azzouz et al. (1976), Nagaraj e Murthy (1986), Jalota.
- Coefficiente di Poisson (ν): Attribuito in base alla litologia.
- Modulo di deformazione (modulo di Young) (E): Schmertmann
- Modulo di deformazione di taglio (G_0): Imai e Tomauchi, Baldi et al. (1989), Baldi, Chow et al., Shibuya et al. (2004).
- Velocità delle onde sismiche S (V_s): Iyisan (1996), Madiari e Simoni 1 (2002 – 2004), Madiari e Simoni 2 (2002 – 2004), Andrus ed al. 1 (2001), Andrus ed al. 2 (2003), Giretti et al. (2007), Hegazy e Mayne (1995), Madiari (2006), Mayne e Rix (1995), Mayne (2006), Hegazy e Mayne (2006).
- N_{SPT} equivalente ($N_{SPT eq.}$): Robertson et al. (1983).

Nell'allegato "ALL. 5: PARAMETRI GEOTECNICI" sono rappresentati i parametri geotecnici statici, mentre nell'allegato "ALL. 5: AZIONE SISMICA - 1: PARAMETRI DINAMICI" sono riportati i parametri geotecnici dinamici utilizzati per l'elaborazioni in condizioni sismiche.

4.1.2 Le indagini eseguite

Sono state eseguite, come citato, n. 2 prove penetrometriche statiche (CPT1, CPT2) spinte fino alla profondità di 18 m dal piano di campagna attuale.



Foto 1: Esecuzione della Prova penetrometrica statica

L'esecuzione dell'indagine ha consentito di definire le caratteristiche dei terreni sottostanti. La situazione stratigrafica dell'area può essere riassunta come una successione di litotipi a granulometria fine, argille limose, limi argillosi e strati sabbiosi.

Sono stati individuati diversi banchi sabbiosi, quello maggiormente compatto è presente attorno alla profondità di circa 5 m.

La colonna stratigrafica è, inoltre, riassunta nel modello geotecnico descritto al paragrafo successivo.

La falda è stata misurata nei fori praticati dall'esecuzione delle prove alla profondità di 2,50 m dal piano di campagna attuale.

4.2 INDAGINE GEOFISICA (ALL. 6)

4.2.1 La prospezione sismica HVSR

La tecnica di sismica passiva a stazione sismica o HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nella misurazione, e nella successiva elaborazione, del Rumore Sismico Ambientale (Seismic Noise) ovvero la continua vibrazione del suolo dovuta sia a cause antropiche (traffico, attività industriali, ecc.) sia naturali (vento, pioggia, ecc.).

L'analisi è effettuata sulle tre componenti spaziali (x, y e z opp. E-W, N-S e Up-Down) a varie frequenze.

Dall'analisi delle componenti spettrali delle tracce registrate è possibile ricavare la frequenza fondamentale (o di risonanza) del sito ed ottenere un'interpretazione del profilo stratigrafico-sismico ad elevata profondità con stima sulla profondità del bedrock (substrato sismico o litologico) e della velocità media delle onde S (di taglio) nei primi 30 metri di profondità, VS30. Quest'ultimo parametro richiesto specificatamente dalla normativa per determinare la categoria del sottosuolo.

4.2.2 Caratterizzazione sismica del sito

I dati ottenuti dall'indagine eseguita, opportunamente interpretati, hanno permesso di delineare come segue le caratteristiche del substrato dal punto di vista sismico.

Profondità della base dello strato da p.c. (m)	Spessore (m)	Vs (m/s)
2.80	2.80	180
21.80	19.00	360
76.80	55.00	520
inf.	inf.	700

La Velocità delle onde di taglio media per i primi 30 m corrisponde a **Vs₃₀ = 357 m/s**. Non è stato possibile individuare il bedrock sismico.

Il picco del rapporto H/V permette di valutare una frequenza fondamentale **f₀ = 0,81 Hz**.

4.3 MODELLO GEOTECNICO

Le indagini eseguite e le relative correlazioni permettono di schematizzare il modello geotecnico illustrato nell'allegato "ALL. 5: MODELLO GEOTECNICO E PARAMETRI GEOTECNICI (M1 - M2)" e di seguito rappresentato, previsto dal paragrafo 6.2.2. delle NTC, riassuntivo dei terreni presenti in sito in corrispondenza dei punti d'indagine.

Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi
Relazione geologica – geotecnica – sismica

Approssimazione 2		Percentile 0,05		Dominio tensioni SLE 90%											
PROF.	DESCRIZIONE	Valori sperimentali					Valori caratteristici					P _{av} (m)		Prof.	
Livello	m	Cod.	MG	Lit.	φ °	c' kPa	c _u kPa	γ _{sat} t/m ³	φ _h °	c _v kPa	c _v kPa	γ _v t/m ³	SLU	SLE	m
1	0,20	A	■		20	-	59	2,00	20	-	59	2,00	14,74	15,00	0,20
2	0,40	S	■		31	-	0	1,80	31	-	0	1,80			0,40
	0,60	S	■		32	-	0	1,80							0,60
3	0,80	A	■		40	-	59	2,00	33	-	59	2,00			0,80
	1,00	A	■		38	-	59	2,00							1,00
	1,20	A	■		37	-	59	2,00							1,20
	1,40	A	■		34	-	59	2,00							1,40
	1,60	A	■		34	-	59	2,00							1,60
4	1,80	S	■		31	-	0	1,80	28	-	5	0,90			1,80
	2,00	S	■		35	-	0	1,50							2,00
	2,20	S	■		31	-	0	1,90							2,20
	2,40	S	■		30	-	0	1,80							2,40
	2,60	S	■		31	-	0	1,20							2,60
	2,80	A	■		37	-	59	1,34							2,80
	3,00	S	■		30	-	0	1,14							3,00
	3,20	S	■		31	-	0	1,20							3,20
	3,40	S	■		31	-	0	1,20							3,40
	3,60	S	■		30	-	0	1,14							3,60
	3,80	S	■		31	-	0	1,20							3,80
	4,00	S	■		30	-	0	1,20							4,00
	4,20	S	■		34	-	0	1,20							4,20
5	4,40	A	■		31	-	59	1,35	28	-	39	1,18			4,40
	4,60	S	■		34	-	0	1,20							4,60
	4,80	A	■		29	-	59	1,35							4,80
6	5,00	S	■		30	-	0	1,14	29	-	2	1,10			5,00
	5,20	S	■		30	-	0	1,20							5,20
	5,40	S	■		33	-	0	1,20							5,40
	5,60	S	■		33	-	0	1,20							5,60
	5,80	S	■		30	-	0	1,20							5,80
	6,00	S	■		33	-	0	1,20							6,00
	6,20	S	■		30	-	0	1,14							6,20
	6,40	S	■		30	-	0	1,20							6,40
	6,60	S	■		33	-	0	1,20							6,60
	6,80	S	■		36	-	25	1,40							6,80
	7,00	S	■		33	-	0	1,20							7,00
	7,20	S	■		33	-	0	1,20							7,20
7	7,40	A	■		25	-	59	1,35	12	-	28	1,31			7,40
	7,60	A	■		24	-	59	1,35							7,60
	7,80	S	■		28	-	25	1,40							7,80
	8,00	A	■		24	-	59	1,34							8,00
	8,20	A	■		23	-	59	1,34							8,20
	8,40	A	■		24	-	59	1,35							8,40
	8,60	A	■		25	-	59	1,35							8,60
	8,80	A	■		24	-	59	1,34							8,80
	9,00	A	■		26	-	59	1,34							9,00
	9,20	S	■		30	-	25	1,40							9,20
	9,40	A	■		23	-	59	1,35							9,40
	9,60	A	■		24	-	59	1,35							9,60
	9,80	A	■		0	-	25	1,46							9,80
	10,00	A	■		29	-	59	1,35							10,00
8	10,20	S	■		31	-	0	1,14	27	-	8	1,07			10,20
	10,40	S	■		29	-	0	1,20							10,40
	10,60	S	■		29	-	0	1,20							10,60
	10,80	S	■		32	-	0	1,20							10,80
	11,00	S	■		32	-	0	1,20							11,00
	11,20	S	■		34	-	25	1,40							11,20
	11,40	S	■		27	-	59	1,35							11,40
	11,60	S	■		32	-	0	1,14							11,60
	11,80	S	■		34	-	0	1,20							11,80
	12,00	S	■		31	-	0	1,20							12,00
	12,20	S	■		30	-	0	1,14							12,20
	12,40	S	■		32	-	0	1,14							12,40
	12,60	S	■		29	-	0	1,14							12,60
	12,80	S	■		30	-	25	1,40							12,80
9	13,00	A	■		23	-	59	1,35	1	-	59	1,27			13,00
	13,20	A	■		25	-	59	1,35							13,20
	13,40	A	■		26	-	59	1,35							13,40
	13,60	A	■		0	-	59	1,27							13,60
10	13,80	S	■		30	-	0	1,14	29	-	0	1,14			13,80
	14,00	S	■		28	-	0	1,14							14,00
11	14,20	A	■		25	-	59	1,34	17	-	59	1,26			14,20
	14,40	A	■		27	-	59	1,34							14,40
	14,60	A	■		0	-	59	1,27							14,60
12	14,80	S	■		31	-	0	1,14	31	-	0	1,11			14,80
	15,00	S	■		33	-	0	1,14							15,00
	15,20	S	■		33	-	0	1,14							15,20
	15,40	S	■		33	-	0	1,20							15,40
	15,60	S	■		31	-	0	1,14							15,60
13	15,80	A	■		26	-	59	1,35	25	-	26	1,32			15,80
	16,00	A	■		28	-	59	1,34							16,00
	16,20	S	■		32	-	25	1,40							16,20
	16,40	A	■		27	-	59	1,34							16,40
14	16,60	S	■		31	-	25	1,40	19	-	9	0,76			16,60
	16,80	S	■		32	-	25	1,40							16,80
	17,00	S	■		32	-	25	1,40							17,00
	17,20	S	■		28	-	0	1,14							17,20
	17,40	S	■		30	-	0	1,14							17,40
	17,60	S	■		29	-	0	1,14							17,60
	17,80	S	■		28	-	0	1,14							17,80
	18,00														18,00
															18,20
															18,40
															18,60
															18,80
															19,00
															19,20
															19,40
															19,60
															19,80
															20,00

Figura 1: Modello geotecnico relativo alla prova CPT1

Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi
Relazione geologica – geotecnica – sismica

Approssimazione 2		Percentile 0,05		Dominio tensioni SLE: 90%											
PROF.	DESCRIZIONE	Valori sperimentali			Valori caratteristici				P _{ult} (m)		Prof.				
Livello	m	Cod.	MG	Lit.	φ	c'	c _v	γ ^{int} /γ'	φ _k	c' _k	c _{v,k}	γ ^{int,k} /γ' _k	SLU	SLE	m
					°	kPa	kPa	tm ³	°	kPa	kPa	tm ³	13,93	15,00	
1	0,20	Limo argilloso sabbioso*	A		20	-	59	2,00	20	-	59	2,00			0,20
2	0,40	SABBIE - GHIAIE	S		39	-	0	1,80	39	-	0	1,80			0,40
	0,80		S		39	-	0	1,80						0,60	
3	0,80	ARGILLA - LIMO	A		41	-	59	2,00	33	-	26	2,00			0,80
	1,00		S		35	-	25	2,00						1,00	
	1,20		S		35	-	59	2,00						1,20	
	1,40		A		35	-	59	2,00						1,40	
4	1,60	SABBIE - GHIAIE	S		33	-	25	2,00	33	-	12	1,90			1,60
	1,80		S		34	-	0	1,80						1,80	
5	2,00	ARGILLA - LIMO	A		0	-	59	1,90	0	-	42	1,58			2,00
	2,20		A		0	-	25	1,25						2,20	
6	2,40	SABBIE - GHIAIE	S		30	-	0	1,80	29	-	5	0,99			2,40
	2,60		S		31	-	0	1,20						2,60	
	2,80		S		30	-	0	1,14						2,80	
	3,00		S		34	-	0	1,14						3,00	
	3,20		S		30	-	0	1,14						3,20	
	3,40		A		35	-	59	1,34						3,40	
	3,60		S		31	-	0	1,20						3,60	
	3,80		S		34	-	0	1,20						3,80	
	4,00		S		30	-	0	1,14						4,00	
	4,20		S		30	-	0	1,20						4,20	
	4,40		S		30	-	0	1,20						4,40	
	4,60		S		30	-	0	1,20						4,60	
	4,80		S		30	-	0	1,20						4,80	
	5,00		S		30	-	0	1,20						5,00	
	5,20		S		34	-	0	1,20						5,20	
	5,40		S		34	-	0	1,20						5,40	
	5,60		S		33	-	25	1,40						5,60	
7	5,80	ARGILLA - LIMO	A		30	-	59	1,35	29	-	59	1,34			5,80
	6,00		A		30	-	59	1,35						6,00	
	6,20		A		32	-	59	1,34						6,20	
8	6,40	SABBIE - GHIAIE	S		33	-	0	1,14	30	-	6	1,04			6,40
	6,60		S		30	-	0	1,14						6,60	
	6,80		S		33	-	0	1,20						6,80	
	7,00		S		31	-	25	1,40						7,00	
9	7,20	ARGILLA - LIMO	A		26	-	59	1,34	4	-	15	1,24			7,20
	7,40		A		0	-	25	1,46						7,40	
	7,60		A		25	-	59	1,34						7,60	
	7,80		A		26	-	59	1,34						7,80	
	8,00		A		24	-	59	1,35						8,00	
	8,20		A		25	-	59	1,34						8,20	
	8,40		S		28	-	25	1,40						8,40	
	8,60		A		25	-	59	1,35						8,60	
	8,80		A		0	-	25	1,46						8,80	
	9,00		S		32	-	0	1,14						9,00	
	9,20		A		26	-	59	1,35						9,20	
	9,40		A		24	-	59	1,35						9,40	
	9,60		A		25	-	59	1,36						9,60	
	9,80		A		24	-	59	1,35						9,80	
	10,00		A		0	-	25	1,46						10,00	
	10,20		A		32	-	59	1,34						10,20	
10	10,40	SABBIE - GHIAIE	S		30	-	0	1,14	14	-	2	1,08			10,40
	10,60		S		29	-	0	1,20						10,60	
	10,80		S		32	-	0	1,20						10,80	
	11,00		S		32	-	0	1,20						11,00	
	11,20		S		33	-	0	1,14						11,20	
	11,40		A		0	-	25	1,46						11,40	
	11,60		S		33	-	0	1,20						11,60	
	11,80		S		32	-	0	1,20						11,80	
	12,00		S		29	-	0	1,20						12,00	
	12,20		S		32	-	0	1,20						12,20	
	12,40		S		33	-	0	1,20						12,40	
	12,60		S		30	-	0	1,20						12,60	
11	12,80	ARGILLA - LIMO	A		24	-	59	1,35	9	-	37	1,29			12,80
	13,00		A		23	-	59	1,35						13,00	
	13,20		A		26	-	59	1,34						13,20	
	13,40		A		25	-	59	1,34						13,40	
	13,60		A		25	-	59	1,34						13,60	
	13,80		A		0	-	59	1,27						13,80	
	14,00		S		33	-	25	1,40						14,00	
	14,20		A		25	-	59	1,35						14,20	
	14,40		A		25	-	59	1,35						14,40	
12	14,60	SABBIE - GHIAIE	S		29	-	25	1,40	13	-	10	1,08			14,60
	14,80		S		31	-	25	1,40						14,80	
	15,00		S		30	-	0	1,20						15,00	
	15,20		S		32	-	0	1,14						15,20	
	15,40		S		32	-	0	1,20						15,40	
	15,60		S		32	-	0	1,20						15,60	
	15,80		S		27	-	0	1,20						15,80	
	16,00		S		31	-	0	1,20						16,00	
	16,20		A		0	-	59	1,27						16,20	
	16,40		S		29	-	0	1,14						16,40	
	16,60		S		31	-	0	1,14						16,60	
13	16,80	ARGILLA - LIMO	A		22	-	59	1,35	19	-	26	1,33			16,80
	17,00		S		27	-	25	1,40						17,00	
	17,20		A		22	-	59	1,35						17,20	
	17,40		A		21	-	59	1,35						17,40	
14	17,60	SABBIE - GHIAIE	S		26	-	0	1,14	18	-	0	0,76			17,60
	17,80		S		26	-	0	1,14						17,80	
	18,00													18,00	
	18,20													18,20	
	18,40													18,40	
	18,60													18,60	
	18,80													18,80	
	19,00													19,00	
	19,20													19,20	
	19,40													19,40	
	19,60													19,60	
	19,80													19,80	
	20,00													20,00	

Figura 2: Modello geotecnico relativo alla prova CPT2

Ad ogni livello del modello geotecnico sono associati i parametri geotecnici richiesti per le verifiche illustrate nei paragrafi successivi: angolo di resistenza al taglio (ϕ), coesione efficace

(c'), coesione non drenata (c_u) e peso su volume (γ). I parametri associati sono quelli sperimentali, ricavati dalle interpolazioni citate nei paragrafi precedenti per ogni strato di 20 cm, e quelli “caratteristici”.

Il “valore caratteristico” è definito dall’Eurocodice 7 (*Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules, Final draft pr EN 1997-1, 2004, CEN*): “Il valore caratteristico di un parametro geotecnico sarà scelto come una stima cautelativa del valore che influenza l’insorgere dello stato limite”

Definire il valore caratteristico significa pertanto scegliere il parametro geotecnico che influenza il comportamento del terreno in quel determinato stato limite, ed adottarne un valore, o stima, a favore della sicurezza. Il valore caratteristico è valutato, quindi, essenzialmente su base statistica. In geotecnica è accettato di norma l’utilizzo come valore caratteristico un percentile della distribuzione del campione (e non della media campionaria). Il percentile applicato, in questo caso, corrisponde a 0,05.

Nel modello geotecnico, inoltre, è riportata la sagoma della fondazione, la profondità d’influenza per la valutazione dello Stato Limite Ultimo (SLU) e per lo Stato Limite d’Esercizio (SLE); tutti elementi che saranno meglio specificati in seguito.

5 AZIONE SISMICA

5.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Il § 3.2 delle NTC precisa che “Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.”

La “pericolosità sismica di base” è determinata attraverso le forme spettrali definite, su sito di riferimento rigido orizzontale (categoria A), in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*c valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione

I valori dei parametri a_g , F_0 , e T^*c sono valutati attraverso il “reticolo di riferimento” caratterizzato da una maglia di nodi, di lato 10 km, con relativi valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri citati che permettono di definire gli spettri di risposta per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2.475 anni, estremi inclusi (Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008).

L'azione sismica così individuata è successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

5.2 CARATTERISTICHE GEOGRAFICHE

Nell'allegato “ALL. 5: AZIONE SISMICA - 2: POSIZIONE DEL SITO” sono riportate le coordinate geografiche del sito (Gauss Boaga, Roma40, ED50), e le sue caratteristiche sismiche in funzione della sua collocazione geografica all'interno della Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, prodotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e, quindi, del *reticolo di riferimento* nazionale.

Nell'allegato citato sono riportati i seguenti riferimenti:

T_R (anni):	periodo di ritorno
a_g (g):	accelerazione orizzontale massima al sito
F_0 :	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T^*c (s):	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
g :	9,80665 m/s ²

5.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Il § 3.2.2 delle NTC precisa “*Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, l’effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, In alternativa, ..., si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s* ”

La norma specifica “*I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove ovvero, con giustificata motivazione e limitatamente all’approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.*”

Lo spessore di terreno da considerare è quello compreso dal piano d’imposta delle fondazioni fino al substrato rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s. La profondità da considerare è comunque sempre inferiore ai 30 m.

Nel caso in oggetto, per definire la categoria di sottosuolo si utilizzano i dati forniti dall’elaborazione della prospezione sismica HVSR che ha permesso di ricavare direttamente la velocità media delle onde sismiche di taglio per uno spessore di 30 m di substrato indagato V_{s30} .

Dall’indagine eseguita è risultato **$V_{s30} = 357$ m/s**. “ALL. 6: ELABORAZIONE PROVA HVSR”.

Tale dato è stato incrociato con il parametro V_s ricavato dalle prove penetrometriche, rappresentati nell’allegato ALL. 5: AZIONE SISMICA - 1: PARAMETRI DINAMICI ottenuto dalle seguenti correlazioni: Iyisan (1996), Madiari e Simoni (2002 – 2004), Andrus ed al. (2001), Andrus ed al. (2003), Giretti et al. (2007), Hegazy e Mayne (1995), Madiari (2006), Mayne e Rix (1995), Mayne (2006), Hegazy e Mayne (2006).

I dati a disposizione e le considerazioni effettuate hanno permesso di effettuare la valutazione della categoria di sottosuolo, illustrata nell’allegato “ALL. 5: AZIONE SISMICA - 3: CARATTERISTICHE DEL SITO”.

Le categorie di sottosuolo, definite A, B, C, D e E, sono stabilite sulla base di valutazioni operate sul substrato di spessore 30 m a partire dalla base della fondazione di progetto, in caso di assenza di substrato rigido entro tale profondità.

Per il caso in oggetto **il sottosuolo rientra nella categoria C.**

Categoria	Descrizione
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s .

Le condizioni del sottosuolo sono, quindi, associabili alla categoria indicata; non si ritiene necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

5.4 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Il paragrafo 3.2.1 delle NTC specifica come segue gli stati limite delle strutture, in funzione dell'azione sismica:

Stati limite di esercizio

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Stati limite ultimi

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Probabilità di superamento

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento, P_{VR} , sono fissate come segue:

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

5.5 PARAMETRI SISMICI INTERPOLATI

Il parametro caratterizzante la pericolosità sismica è il *periodo di ritorno dell'azione sismica* T_R , espresso in anni, che è funzione della fissata *vita di riferimento dell'edificio*, V_R , e della *probabilità di superamento nel periodo di riferimento*, P_{VR} .

La *pericolosità sismica* è determinata, come citato, attraverso le forme spettrali definite in funzione dei tre parametri a_g , F_0 , T^*c riferiti al tempo di ritorno dell'azione sismica attraverso

opportune interpolazioni dei dati ricavati dal reticolo sismico di riferimento per i relativi tempi di ritorno.

Nel caso in oggetto sono calcolati i parametri dell'azione sismica per ogni stato limite.

5.6 PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI

Nell'allegato "ALL. 5: AZIONE SISMICA - 4: PARAMETRI E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI" e nell'allegato "ALL. 5: AZIONE SISMICA - 5: PARAMETRI E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI - RISONANZA" sono riportati:

- i parametri dell'opera in progetto: Vita nominale V_N (anni), Classe d'uso, Coefficiente d'uso C_u , Periodo di riferimento per l'azione sismica V_R (anni), Coefficiente di smorzamento viscoso ξ , Fattore di alterazione dello spettro elastico η ;
- i parametri dell'azione sismica per gli stati limite SLO, SLD, SLV e SLC;
- i parametri del sito: categoria di sottosuolo, categoria topografica, coefficiente di amplificazione topografica S_T ;
- lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali;
- lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale;
- lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali;
- la stabilità del sito per gli stati limite SLO, SLD, SLV e SLC valutate attraverso il *coefficiente sismico orizzontale*, K_h , e il *coefficiente sismico verticale*, K_v . I coefficienti sismici sono in relazione con l'*accelerazione orizzontale massima attesa al sito*, a_{max} , e con il *coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito*, β_s .
- una valutazione indicativa sulla possibile risonanza.

Nell'allegato citato sono riportati i seguenti riferimenti:

S_s :	Coefficiente di amplificazione stratigrafica
C_c :	Coefficiente di categoria di sottosuolo
S :	Coefficiente categoria di sottosuolo e condizioni topografiche
T_B (s):	Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
T_C (s):	Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro
T_D (s):	Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro
T_E (s):	Periodo di vibrazione di riferimento dello spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali
T_F (s):	Periodo di vibrazione di riferimento dello spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali
F_v :	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per la componente verticale
d_g (cm):	Spostamento orizzontale massimo
v_g (m/s):	Velocità orizzontale massima

5.7 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Il paragrafo 7.1 delle NTC specifica: “Sotto l’effetto delle azioni sismiche definite nel § 3.2, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio”.

Il paragrafo 7.11.1 precisa “Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) di cui al § 3.2.1; quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD) di cui allo stesso § 3.2.1.”

L’interpretazione di quanto espresso è riassunta nello schema seguente:

Stato Limite - geotecnico		Stato Limite - azione sismica
SLE	⇒	SLD
SLU	⇒	SLV

5.8 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Il paragrafo 7.11.3.4.1 delle NTC definisce brevemente la liquefazione: “... quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.”

Nel caso in oggetto, come dimostrato nell’allegato “ALL. 5: AZIONE SISMICA - 5: LIQUEFAZIONE – MAGNITUDO ED ESCLUSIONE”, **sono presenti nel substrato strati sabbiosi sotto falda. La verifica non può essere omessa.**

5.8.1 Assoggettabilità della verifica alla liquefazione dei terreni in esame

Il paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC specifica le circostanze, almeno una delle quali manifestata, la verifica a liquefazione può essere omessa.

Tali circostanze sono illustrate nell’allegato “ALL. 5: AZIONE SISMICA - 5: LIQUEFAZIONE – MAGNITUDO ED ESCLUSIONE” e di seguito riassunte:

Punto 1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;

Per la valutazione di a_{max} si utilizza l’approccio semplificato che tiene conto delle categorie di sottosuolo S_s e delle categorie topografiche S_t .

$$a_{max} = a_g \times S_s \times S_t$$

Le accelerazioni massime attese al piano campagna per lo stato limite ultimo, SLV e SLD, superano il valore di 0,1g.

Punto 2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

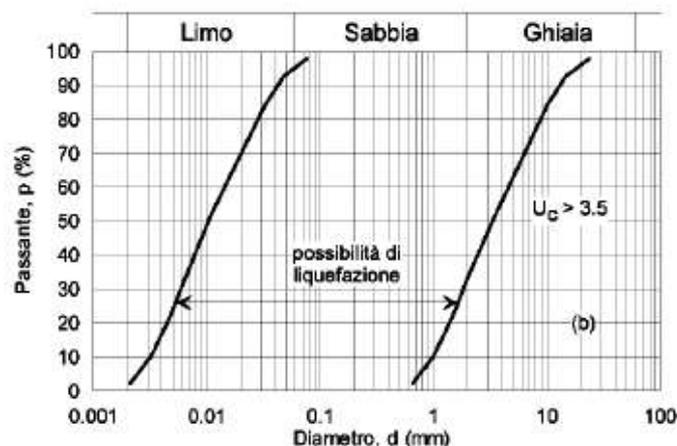
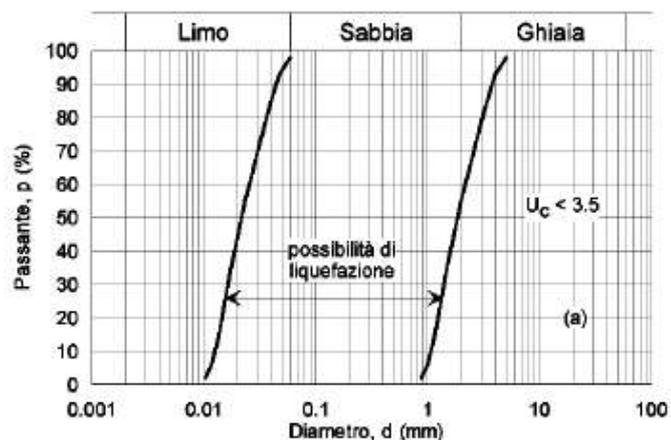
Nel caso in oggetto la falda è stata rilevata alla profondità di 2,50 m dal piano di campagna attuale. La profondità della falda è, quindi, inferiore ai 15 m.

Punto 3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

Il valore di q_{c1N} è superiore al limite di 180 kPa imposto dalla normativa. Il valore di $(N1)_{60}$, benché ricavato dalla correlazione con i dati della prova penetrometrica statica, è, invece, inferiore al limite di 30 riportato dalla normativa.

Cautelativamente si applica la condizione peggiore; la verifica, quindi, non può essere omessa.

Punto 4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura seguente a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in figura seguente (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



Questo punto non è verificabile in base alle indagini eseguite. Cautelativamente non è applicato tale criterio per l'esclusione.

In conclusione, le valutazioni operate per tutti i punti illustrati dimostrano che la verifica alla liquefazione NON PUÒ essere omessa.

5.8.2 Valutazione del potenziale rischio di liquefazione

Il potenziale rischio di liquefazione degli strati sabbiosi è valutato attraverso il fattore di sicurezza FS_L ottenuto mediante la *procedura semplificata* originariamente sviluppata da Seed e Idriss (1971) e successivamente perfezionata da Seed et al. (1985), Youd e Idriss (1997), Youd et al. (2001) e Finn (2002).

La *procedura semplificata* calcola il fattore di sicurezza FS_L contro la liquefazione di un livello di suolo in termini di domanda di resistenza ciclica CSR e di capacità dello strato di terreno a resistere alla liquefazione CRR.

5.8.2.1 *Magnitudo M*

Le procedure di valutazione del potenziale rischio di liquefazione richiede il valore della magnitudo M del sito. Per il suo calcolo ci si avvale degli “*Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*” edito dal Dipartimento della Protezione Civile

La zonazione sismogenetica ZS9 (2004) del territorio italiano è un perfezionamento della zonazione sismogenetica ZS4 del 1996. La zonazione ZS9, di Meletti et al., suddivide l’Italia in 36 zone sismogenetica e per ogni zona è associata una Magnitudo massima come calcolato dal Gruppo di lavoro (2004).

Per i siti che cadono in una delle 36 zone sismogenetiche predette si assume come M il valore di M_wmax.

Per il caso in oggetto, il sito non ricade come indicato nella figura inserita nell’allegato citato, all’interno di nessuna zona sismogenetica.

Per i siti che non ricadono in alcuna zona sismogenetica si determinano le minime distanze (R_i) dalle zone (i) circostanti e si controlla per ciascuna di esse se la magnitudo M_i della zona è inferiore alla magnitudo fornita dalla relazione:

$$M_s = 1 + 3 \log(R_i).$$

Se ciò accade è assunta la magnitudo M_i più alta fra quelle che soddisfano tale relazione.

Per il caso in oggetto la magnitudo massima che soddisfa la relazione citata è di 6,60.

5.8.2.2 *Rapporto di tensione ciclica CSR (Cyclic Stress Ratio)*

Il rapporto, o domanda, di resistenza ciclica indotta al sisma CSR a una data profondità è data dalla seguente equazione:

$$CSR = 0,65 (a_{max}/g) * (\sigma_v / \sigma'_v) r_d$$

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale di picco in superficie dovuta al sisma

g = accelerazione di gravità
 σ_v = tensione verticale litostatica totale
 σ'_v = tensione verticale litostatica efficace
 r_d = coefficiente di riduzione delle tensioni

Per il calcolo del coefficiente di riduzione r_d si fa riferimento alla relazione di Idriss e Boulanger (2004).

5.8.2.3 Capacità di resistenza del terreno CRR (Cyclic Resistance Ratio)

La capacità effettiva di resistenza del terreno CRR è valutata mediante il metodo di Robertson e Wride (1997).

L'applicazione di tale metodo richiede il calcolo della resistenza alla punta normalizzata q_{c1N} mediante la seguente relazione:

$$q_{c1N} = C_q (q_c/p_a)$$

dove:

C_q = fattore di normalizzazione
 σ'_{vm} = pressione litostatica verticale efficace a metà strato
 P_a = Pressione atmosferica
 q_c = Resistenza alla punta

La resistenza alla punta normalizzata q_{c1N} è utilizzata anche nella fase preliminare per determinare l'opportunità di eseguire la verifica alla liquefazione.

La resistenza alla punta normalizzata q_{c1N} è trasformata nella resistenza alla punta corretta e normalizzata $(q_{c1N})_{CS}$ in base al contenuto in fini, tramite la seguente relazione:

$$(q_{c1N})_{CS} = K_c q_{c1N}$$

dove

K_c = fattore di correzione per le caratteristiche granulometriche.

Definito la resistenza alla punta corretta e normalizzata, è possibile calcolare il $CRR_{7,5}$.

$$CRR = \begin{cases} 0.883 \cdot \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right] + 0.05 & \text{per } 0 < (q_{c1N})_{CS} < 50 \\ 93 \cdot \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right]^3 + 0.08 & \text{per } 50 < (q_{c1N})_{CS} < 160 \end{cases}$$

Si applica infine il coefficiente correttivo da sisma MSF che tiene conto della magnitudo del sito.

$$CRR_M = CRR_{7,5} * MSF$$

La capacità di resistenza alla liquefazione CRR_M è ulteriormente corretto applicando un fattore di correzione dipendente dalla pressione litostatica locale K_σ e un fattore di correzione relativo alla topografia K_α .

$$CRR_{eq} = CRR_M K_\sigma K_\alpha$$

5.8.2.4 Fattore di sicurezza alla liquefazione

La sicurezza alla liquefazione è valutata localmente, a diverse profondità, calcolando, come già anticipato, il rapporto tra la resistenza ciclica alla liquefazione CRR e la sollecitazione ciclica indotta dall'azione sismica CSR.

$$FSL = CRR / CSR$$

Se FSL è minore ad 1, ossia $CSR > CRR$, il terreno è considerato liquefacibile.

Un fattore di sicurezza FSL dell'ordine di 1,1 è accettato per costruzioni non rilevanti (piccole abitazioni) per gli altri casi è consigliato un valore non inferiore a 1,25.

5.8.2.5 Applicazione al caso in oggetto

L'allegato "ALL. 5: AZIONE SISMICA - 6: LIQUEFAZIONE – VERIFICA" illustra l'applicazione del metodo al caso in oggetto.

Sono riportati in colonna i valori di CRR, CSR e il fattore di sicurezza FSL in caselle evidenziate in rosso, quando inferiore a limite 1,1, arancione, quando compreso fra 1,1 e 1,25. Il grafico illustra l'andamento di FSL con la profondità e sulla destra i livelli sabbiosi, la falda e i livelli sabbiosi da verificare, ossia sotto falda.

5.8.3 Conclusioni

Le caratteristiche geologiche del sito, ricavate dalle indagini eseguite, e i parametri sismici ricavati dalla sua collocazione geografica hanno comportato l'applicazione della procedura di verifica del rischio di liquefazione dei terreni.

La procedura di valutazione applicata **non ha messo in luce condizioni che possono produrre evidenti fenomeni di liquefazione** dei terreni presenti in corrispondenza del sito oggetto d'indagine.

6 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Il paragrafo 2.1 “*Principi fondamentali*” delle NTC riporta la definizione di stato limite: “*La sicurezza e le prestazioni di un’opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, di cui al § 2.4. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l’opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle presenti norme.*”

La norma specifica inoltre: “ In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l’incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l’opera;

- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

- *sicurezza antincendio*: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d’incendio, per un periodo richiesto;

- *durabilità*: capacità della costruzione di mantenere, nell’arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;

- *robustezza*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all’entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti di definite combinazioni delle azioni.

6.1 STRUTTURA DI FONDAZIONE

Le verifiche degli stati limite sono effettuate per le seguenti tipologie di fondazione:

- Tipo: **PLATEA**
- Dimensione: **32,20 x 12,75 m**
- Profondità da p.c. attuale: **3,00 m**
- Carico applicato: **0,85 kg/cm²**

- Tipo: **PLATEA**
- Dimensione: **6,00 x 6,80 m**
- Profondità da p.c. attuale: **0,40 m**
- Carico applicato: **0,95 kg/cm²**

La verifica riguarda, quindi, la fondazione dell’interrato e le fondazioni delle porzioni del fabbricato con piano di posa più superficiale.

6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA RELATIVE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) sono state condotte nel rispetto dei principi generali e delle procedure contenute nel paragrafo “6.2.4.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)”. La norma specifica che ogni stato limite deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La norma specifica “... la verifica della condizione [6.2.1] (suddetta ndr) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.”

Il paragrafo 6.4.2.1 delle NTC, relativo alle fondazioni superficiali, specifica “Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.”

poi

“Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.”

Si riassumono di seguito i due approcci:

- Approccio 1:
 - Combinazione 1: (A1 + M1 + R1)

– Combinazione 2: (A2 + M2 + R2)

• Approccio 2:

– **(A1 + M1 + R3)**

Il “*collasso per carico limite dell’insieme fondazione-terreno*” anche detto “*capacità portante*” è verificato tramite l’approccio 2 applicando il seguente coefficiente parziale (prima riga) R3:

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 1: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

6.2.1 Parametri geotecnici (M1, M2)

Il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico è calcolato con uno dei metodi stabiliti nel paragrafo “6.2.4.1.2 Resistenze” delle NTC e illustrati nel paragrafo 4.3 Modello geotecnico della presente relazione.

Ad ogni parametro caratteristico è applicato il coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva tabella:

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

Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

I coefficienti parziali sono di due tipi, M1 e M2 (più cautelativo), tuttavia l’applicazione del solo approccio 2 comporta l’adozione dei soli coefficienti parziali M1.

6.2.2 Carico Limite o Capacità portante

È eseguita la verifica nei confronti dello stato limite ultimo (SLU) “*Collasso per carico limite dell’insieme fondazione – terreno*”, o capacità portante, applicando la classica formula

trinomia di Terzaghi sviluppata successivamente da altri autori con l’inserimento di ulteriori fattori correttivi:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma_L \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

c = coesione;
D = profondità del piano di fondazione;
B' = larghezza equivalente per carico eccentrico;
 γ = peso di volume;
 γ_L = peso di volume terreno laterale;
N_c, N_q, N_γ = coefficienti di capacità portante;
s_c, s_q, s_γ = fattori di forma;
d_c, d_q, d_γ = fattori di profondità;
i_c, i_q, i_γ = fattori di inclinazione del carico;
b_c, b_q, b_γ = fattori di inclinazione della base;
g_c, g_q, g_γ = fattori di inclinazione del piano campagna.

Il calcolo della capacità portante utilizza lo schema di rottura del terreno di Prandl, ed altri, illustrato nell'allegato "ALL. 5: VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/1".

Prima del calcolo della capacità portante è definita la "*profondità d'influenza*", P_{inf}. Con tale termine s'intende lo spessore di terreno sotto la fondazione coinvolto nella rottura a causa del superamento del carico limite.

La definizione della *profondità d'influenza* è importante perché stabilisce i parametri geotecnici che devono essere utilizzati nel calcolo del carico limite. Essa è calcolata attraverso un metodo geometrico che prende in considerazione la media ponderata dell'angolo di resistenza al taglio, ϕ , della coesione non drenata, c_u e del peso proprio del terreno, γ , del terreno sottostante e presente ai lati della fondazione. Il valore di P_{inf} è, quindi, perfezionato tramite più cicli di calcolo. La *profondità d'influenza* è incrementata cautelativamente del 10% in ogni ciclo di calcolo.

Nell'allegato "ALL. 5: VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/1" sono illustrati i parametri geotecnici utilizzati per il calcolo della capacità portante in relazione alla tipologia di fondazione scelta.

6.2.3 Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU) – Campo statico

Nell'allegato "ALL. 5: VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/1" sono rappresentati i valori di capacità portante in kg/cm² calcolati in campo statico applicando i coefficienti di fondazione e correttivi ricavati da formule degli autori citati in precedenza. A titolo indicativo la capacità portante è calcolata applicando anche i coefficienti parziali M2 citati nella NTC.

Ai valori di capacità portante calcolati si applica il coefficiente parziale R3, come illustrato nell'allegato "ALL. 5: VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/2". La verifica è completata con il raffronto con il valore di progetto dell'azione Ed.

Per il caso in oggetto **la verifica dello Stato Limite Ultimo (SLU) in campo statico, per le tipologie di fondazione illustrate al paragrafo 6.1, è da ritenersi soddisfatta.**

6.2.4 Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU) – Campo sismico

Le NTC specificano al paragrafo 7.11.1 “Sotto l’effetto dell’azione sismica di progetto, definita al Capitolo 3, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.”

Le norme precisano, quindi, che in campo sismico si applicano gli stessi coefficienti parziali che si applicano in campo statico.

La verifica va condotta applicando i parametri che caratterizzano la stabilità del sito dal punto di vista sismico e, quindi, il *coefficiente sismico orizzontale*, K_h , e il *coefficiente sismico verticale*, K_v .

La verifica dello stato limite geotecnico è effettuata in relazione al corrispondente stato limite in campo sismico, come già citato al paragrafo 5.7:

Stato Limite - geotecnico		Stato Limite - azione sismica
SLE	⇒	SLD
SLU	⇒	SLV

L’analisi degli stati limiti in campo sismico è relativamente recente, i primi lavori sono dell’inizio degli anni ’90 ed ha introdotto il concetto di “*interazione cinematica ed inerziale*:

Durante un terremoto, il passaggio delle onde sismiche crea delle forze di inerzia all’interno del suolo le quali sono equilibrate da uno stato tensionale di natura dinamico principalmente di taglio orizzontale; allo stesso tempo si manifestano altre forze sulla fondazione che sono dovute alla inerzia della sovrastruttura.” (M. Franceschini). Ed in particolare, dal punto di vista geotecnico, è importante il concetto di “*Interazione o effetto cinematico: dovuto all’inerzia del suolo sulla fondazione; tiene conto del meccanismo di rottura sotto la fondazione stessa.*”

Le NTC, al paragrafo “7.11.5.3.1 *Fondazioni superficiali*” specifica per lo Stato Limite Ultimo (SLU) di collasso per carico limite: “*Le azioni derivano dall’analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l’estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell’effetto dell’inclinazione e dell’eccentricità delle azioni in fondazione.*”

Lo schema di rottura del terreno, in campo sismico, si differenzia da quello di Prandl e, quindi, anche il calcolo della capacità portante.

La verifica della fondazione in campo sismico utilizza metodi che, sia nella loro concezione teorica che nel loro sviluppo analitico, si basano su una generalizzazione del metodo di Brinch – Hansen riducendo, in funzione del parametro k_h e k_v , i classici fattori di portanza, N_q , N_c e N_γ .

È da precisare che, mentre studi sperimentali e teorici hanno chiaramente dimostrato che la capacità portante di una fondazione posta su un terreno incoerente si riduce sostanzialmente

durante un sisma, non esistono tuttora studi dettagliati che parlano di una riduzione sostanziale di una capacità portante in un terreno coesivo.

Nel caso in oggetto, considerata la presenza di terreni con angolo di attrito superiore a 5°, è applicabile la verifica allo Stato Limite Ultimo in campo sismico, e, quindi, di seguito esposta.

Il carico limite è stato calcolato applicando il metodo di Richards 1993, Maugeri e Novità (2004), Maugeri e Novità (2006), Paolucci & Pecker (1997).

Nell'allegato "ALL. 5: VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/1" sono rappresentati i valori di capacità portante in kg/cm² calcolati in campo sismico applicando i coefficienti parziali M1 e M2 ed i coefficienti di fondazione e correttivi ricavati da formule degli autori citati in precedenza.

Ai valori di capacità portante calcolati si applica il coefficiente parziale R3, come illustrato nell'allegato "ALL. 5: VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/2". La verifica è completata con il raffronto con il valore di progetto dell'azione Ed.

Per il caso in oggetto **la verifica dello Stato Limite Ultimo (SLU) in campo sismico, per le tipologie di fondazione illustrate al paragrafo 6.1, è da ritenersi soddisfatta.**

6.3 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Il § 6.2.3.3 delle NTC "*Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)*" specifica che "*Le opere e i sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese.*"

Le NTC precisano:

"Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \text{ (6.2.7)}$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3 e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione e di tutte le costruzioni che interagiscono con le opere geotecniche in progetto, tenendo conto della durata dei carichi applicati."

Per le opere e i sistemi geotecnici, gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni, assoluti e/o relativi, e distorsioni che possano compromettere la funzionalità dell'opera. È, quindi, verificato il cedimento della struttura, calcolato in base ai carichi applicati, in funzione del cedimento ammissibile dipendente, quest'ultimo, dalle caratteristiche dell'opera in progetto:

Cedimento calcolato < Cedimento ammissibile

Il cedimento totale è la somma di quello di consolidazione primaria S_c e di quello immediato S_i :

$$S_{tot} = S_i + S_c$$

6.3.1 Stato tensionale del terreno

La valutazione dei cedimenti non può essere operata senza la conoscenza dello stato tensionale del terreno.

La definizione delle variazioni dello stato di sollecitazione indotte dall'applicazione del nuovo carico permettono di definire le conseguenti deformazioni, immediate e/o ritardate, del terreno. Poiché quasi mai il terreno può essere assimilato ad un mezzo elastico lineare, le deformazioni indotte dalla variazione di stato tensionale dipendono anche dallo stato tensionale iniziale del terreno, ovvero precedente alla perturbazione, e dalla storia tensionale e deformativa che il terreno ha subito fino a quel momento.

Perciò è molto importante stimare lo stato tensionale dovuto al peso proprio del terreno (tensioni geostatiche), che di norma corrisponde allo stato tensionale iniziale.

Il calcolo della diffusione delle tensioni nel terreno indotte da un carico superficiale, trasmesso dalla fondazione di una struttura, è effettuato tramite la teoria di Boussinesq.

Il procedimento varia in base alla tipologia di fondazione superficiale: nastriforme, rettangolare (o quadrata) e circolare.

La conoscenza delle tensioni indotte dalla fondazione superficiale permette di valutare lo spessore di terreno che potrà risentire di tale perturbazione e, di conseguenza, applicare i parametri geotecnici degli strati interessati.

6.3.2 Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE) – Campo Statico

Il cedimento immediato S_i e il cedimento di consolidazione sono calcolati considerando gli strati che possono risentire dello stato tensionale indotto dalla fondazione fino ad un minimo del 10%.

Il cedimento immediato S_i è calcolato considerando la teoria dell'elasticità ed applicando i seguenti metodi:

- *Formula generale.* S_i calcolato con i parametri medi di E (Modulo di elasticità) e ν (coefficiente di Poisson) e il coefficiente d'influenza I_s di Giraud.
- *Metodo di Bowles (1987).* S_i calcolato con i parametri medi di E (Modulo di elasticità) e ν (coefficiente di Poisson) e i coefficienti d'influenza di Steinbrenner e Fox.
- *Gazetas (1985).* S_i calcolato con i parametri medi di E (Modulo di elasticità) e ν (coefficiente di Poisson) e considera l'attrito laterale.
- *Deformazione laterale impedita.* S_i calcolato con il parametro E (Modulo di elasticità). È, quindi, un valore minimo del cedimento.
- *Deformazione laterale libera.* S_i calcolato con i parametri E (Modulo di elasticità) e ν (coefficiente di Poisson). È, quindi, un valore massimo del cedimento.
- *Christian e Carrier per terreni coesivi.* S_i calcolato con la media del parametro E (Modulo di elasticità) e diversi parametri relativi alla forma.
- *Poulos e Davis (1974).* S_i calcolato con i parametri E (Modulo di elasticità) e ν (coefficiente di Poisson).

In base al rapporto fra il modulo elastico della fondazione e del terreno sottostante è possibile determinare la rigidità della fondazione.

Nel caso in oggetto la fondazione è considerata rigida. È applicato un coefficiente di correzione = 0,8 (Azizi).

I calcoli sono eseguiti considerando un carico centrato rispetto all'impronta della fondazione.

Il cedimento di consolidazione S_c è calcolato applicando i seguenti metodi:

- formula con modulo edometrico (M);
- formula con Indice di compressione (C_c);
- formula di Egorov (1949);
- formula di Tsytovitich (1951);
- formula di Janbu (1963 – 1965).

Il valore è corretto da un coefficiente μ che tiene conto delle tensioni laterali e della geometria della fondazione.

Il cedimento totale S_{tot} è, come citato, il risultato della seguente somma:

$$S_{tot} = S_i + S_c = \text{cedimento immediato} + \text{cedimento di consolidazione}$$

Per quanto riguarda il cedimento limite, la normativa italiana non fornisce parametri di riscontro per la valutazione dei cedimenti (da intendersi nel senso assoluto del termine) lasciando "libertà" al progettista di scegliere i valori migliori.

Nel caso in oggetto si considera un **valore limite del cedimento uniforme** corrispondente a: **6 cm**.

Nell'allegato "ALL. 5: VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)" sono prodotti i risultati dell'elaborazione utilizzando i dati ottenuti dalle prove.

La verifica dello Stato Limite di Esercizio (SLE) in campo statico, per le tipologie di fondazione illustrate al paragrafo 6.1, è da ritenersi soddisfatta. I cedimenti attesi sono inferiori al valore limite del cedimento uniforme di 6 cm.

6.3.3 Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE) – Campo sismico

Le attuali conoscenze non permettono l'applicazione di teorie riconosciute per il calcolo dei cedimenti in Campo sismico. Si rimanda alle considerazioni effettuate per la verifica dello Stato Limite Ultimo (SLU) e per la liquefazione dei terreni.

7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Lo studio geologico – geotecnico – sismico eseguito per l'intervento in oggetto ha fornito i parametri richiesti dalla normativa dal punto di vista della caratterizzazione e modellazione geologica del sito, del modello geotecnico, dell'azione sismica e della verifica nei confronti degli stati limite.

Le indagini eseguite e le relative interpretazioni hanno fornito i parametri geotecnici statici e dinamici utili, insieme all'indicazioni geografiche del sito, a definire la risposta sismica locale, la categoria di sottosuolo ed altri parametri sismici.

Le verifiche dello **Stato Limite Ultimo (SLU)** e dello **Stato Limite di Esercizio (SLE)** in campo statico e sismico sono **da ritenersi soddisfatte** in relazione alle seguenti tipologie di fondazione:

- Tipo: **PLATEA**
- Dimensione: **32,20 x 12,75 m**
- Profondità da p.c. attuale: **3,00 m**
- Carico applicato: **0,85 kg/cm²**

- Tipo: **PLATEA**
- Dimensione: **6,00 x 6,80 m**
- Profondità da p.c. attuale: **0,40 m**
- Carico applicato: **0,95 kg/cm²**

I cedimenti attesi sono inferiori ai 6 cm.

Lo studio ha dimostrato che il terreno di fondazione può essere ascritto, ai sensi del § 3.2.2 delle NTC, alla **categoria C** e che **non sussiste il pericolo di liquefazione** dei terreni sottostanti il sito.

La falda è stata rilevata a 2,50 m dal piano di campagna attuale.

Il Direttore Lavori dovrà verificare, durante l'esecuzione dell'opera, la corrispondenza fra quanto emerso nelle operazioni di scavo con gli elementi illustrati nella presente relazione, comunicando eventuali difformità allo scrivente.

Treviso 12 ottobre 2018

dott. Carlo Nobile



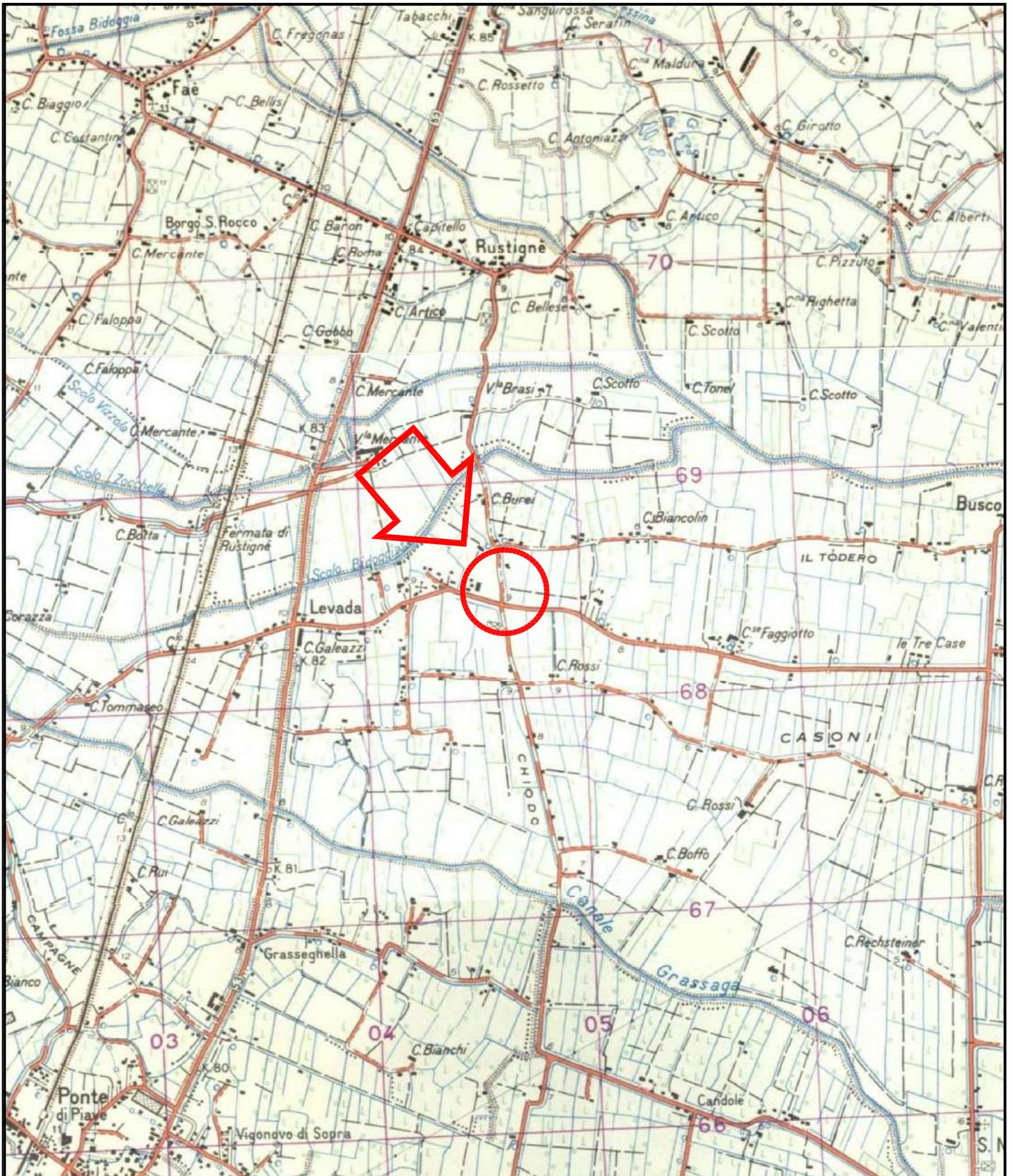
The image shows a circular professional stamp of the Ordine dei Geologi Regione del Veneto. The stamp contains the text: "ORDINE DEI GEOLOGI", "Dr. Geol. CARLO NOBILE", and "N° 394". Below the stamp is a handwritten signature in black ink that reads "Carlo Nobile".

Allegati:

- 1: Inquadramento territoriale - scala 1:25.000
- 2: Estratto Carta Tecnica Regionale - scala 1:5.000
- 3: Estratto catastale - scala 1:2.000
- 4: Planimetria di progetto con ubicate le indagini - scala 1:250
- 5: Elaborazione prove CPT
- 6: Elaborazione prove DPSH

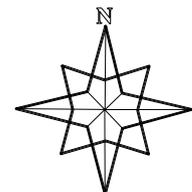
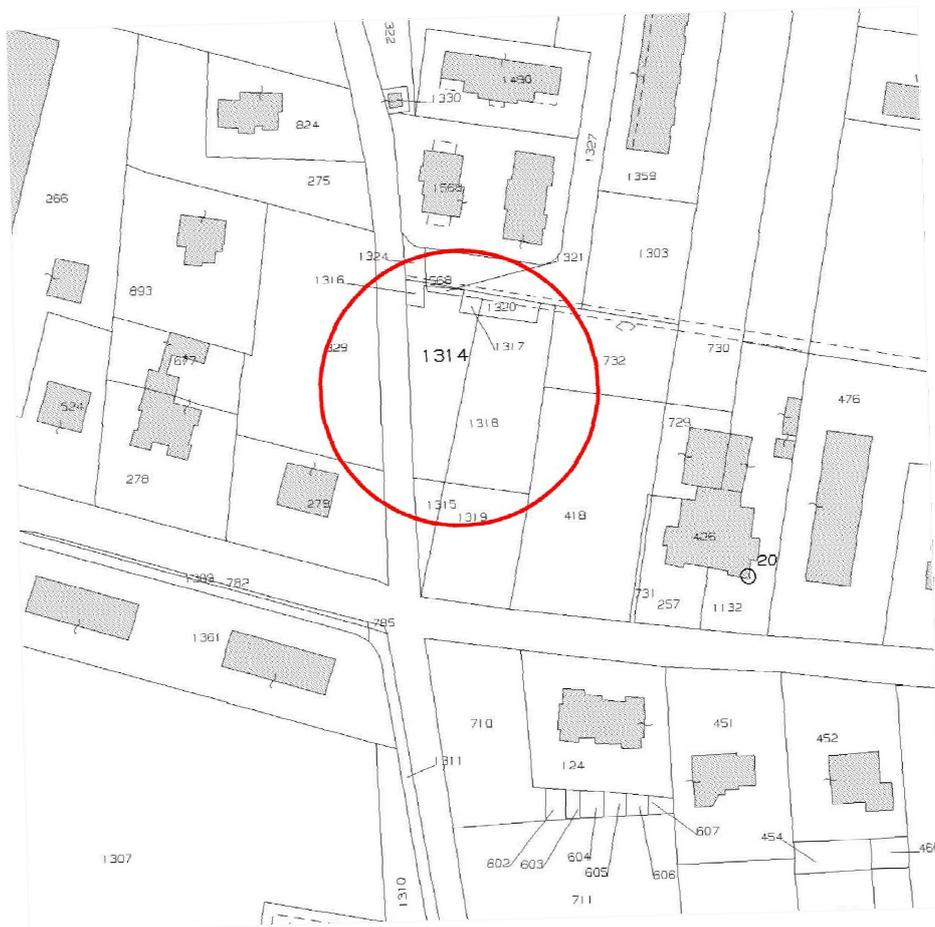
ALLEGATI

ALLEGATO 1
Inquadramento territoriale - Scala 1:25.000



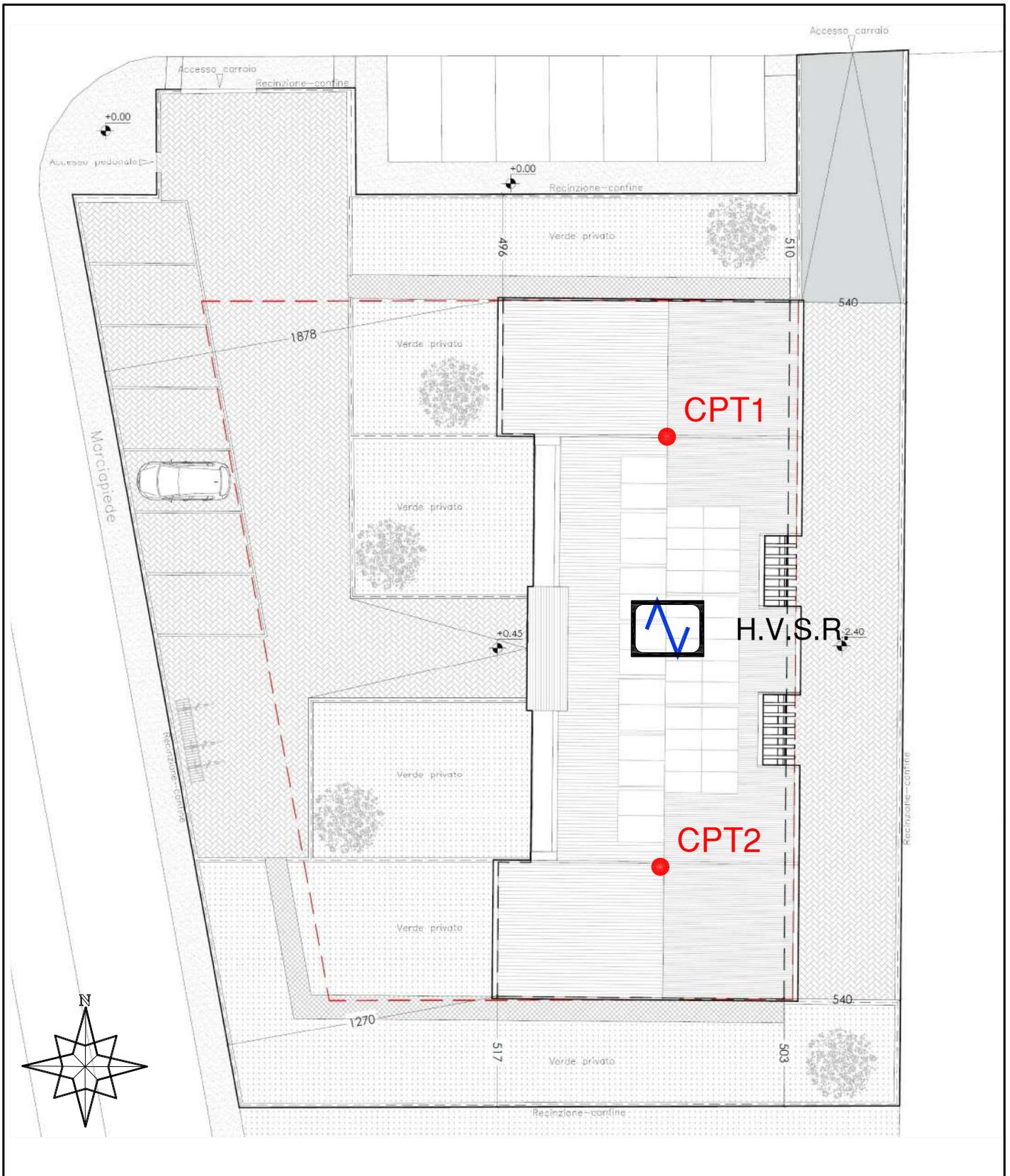
ALLEGATO 3
Estratto catastale – Scala 1:2.000

Comune di Ponte di Piave (TV)
Foglio 19
Mappali n. 1314, 1318



ALLEGATO 4

Planimetria di progetto con ubicate le indagini – Scala 1:250



Allegato 5
ELABORAZIONE PROVE CPT

CPT1

PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 1****LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA**

<i>Provincia:</i>	Treviso	<i>Comune:</i>	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m
<i>Località:</i>	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,53 m
<i>Opera:</i>	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi				
<i>Committente:</i>	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018
<i>Riferimenti catastali</i>				Spinta max.:	20 ton
<i>Foglio:</i>	19	<i>Mappali:</i>	1314, 1318	Cost. trasf.:	10
<i>Note:</i>				Anello allarg.:	SI

PROF.	letture		valori di resistenza		
	LP	LL	RP	RL	RP/RL
m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
0,20				0,60	
0,40	36	45	36	0,33	108,0
0,60	56	61	56	1,07	52,5
0,80	42	58	42	2,00	21,0
1,00	36	66	36	1,27	28,4
1,20	33	52	33	1,27	26,1
1,40	22	41	22	1,53	14,3
1,60	26	49	26	1,00	26,0
1,80	72	87	72	1,20	60,0
2,00	103	121	103	0,60	171,7
2,20	118	127	118	1,73	68,1
2,40	112	138	112	2,20	50,9
2,60	149	182	149	1,67	89,4
2,80	73	98	73	2,93	24,9
3,00	126	170	126	2,33	54,0
3,20	194	229	194	1,27	153,2
3,40	213	232	213	2,27	94,0
3,60	156	190	156	3,27	47,8
3,80	160	209	160	2,07	77,4
4,00	204	235	204	1,53	133,0
4,20	140	163	140	1,40	100,0
4,40	29	50	29	1,53	18,9
4,60	183	206	183	0,93	196,1
4,80	23	37	23	1,67	13,8
5,00	152	177	152	3,00	50,7
5,20	237	282	237	1,80	131,7
5,40	223	250	223	1,93	115,3
5,60	236	265	236	2,13	110,6
5,80	271	303	271	2,47	109,9
6,00	227	264	227	1,87	121,6
6,20	216	244	216	4,33	49,8
6,40	223	288	223	3,13	71,2
6,60	222	269	222	1,40	158,6
6,80	75	96	75	2,07	36,3
7,00	164	195	164	1,27	129,5
7,20	85	104	85	0,47	182,1
7,40	13	20	13	0,53	24,4
7,60	12	20	12	0,47	25,7
7,80	19	26	19	0,53	35,6
8,00	13	21	13	0,47	27,9
8,20	11	18	11	0,40	27,5
8,40	13	19	13	0,53	24,4
8,60	15	23	15	0,67	22,5
8,80	14	24	14	0,40	35,0
9,00	19	25	19	0,60	31,7
9,20	29	38	29	0,87	33,5
9,40	13	26	13	0,80	16,3
9,60	15	27	15	0,93	16,1
9,80	19	33	19	1,60	11,9
10,00	35	59	35	2,20	15,9

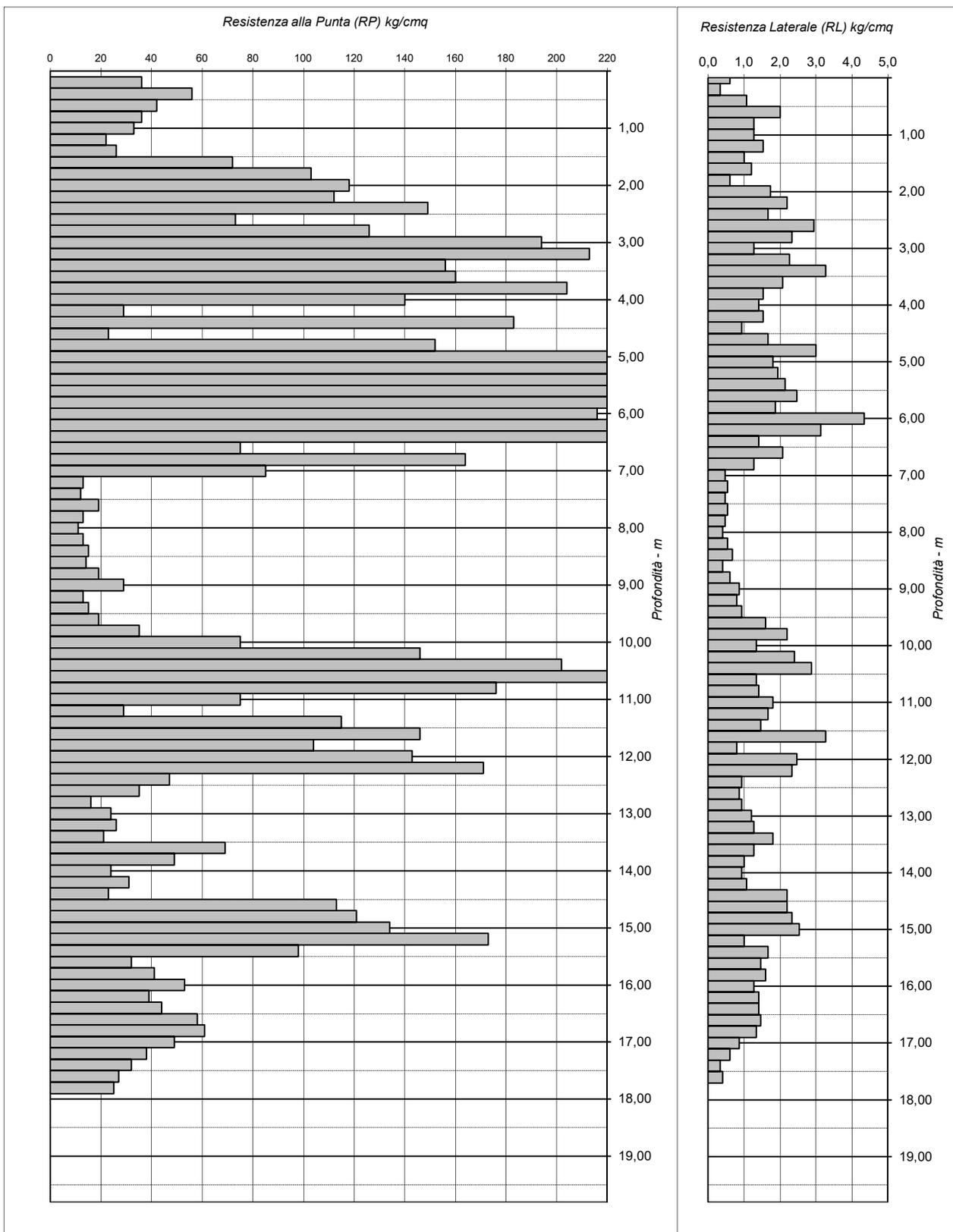
PROF.	letture		valori di resistenza		
	LP	LL	RP	RL	RP/RL
m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
10,20	75	108	75	1,33	56,3
10,40	146	166	146	2,40	60,8
10,60	202	238	202	2,87	70,5
10,80	222	265	222	1,33	166,5
11,00	176	196	176	1,40	125,7
11,20	75	96	75	1,80	41,7
11,40	29	56	29	1,67	17,4
11,60	115	140	115	1,47	78,4
11,80	146	168	146	3,27	44,7
12,00	104	153	104	0,80	130,0
12,20	143	155	143	2,47	58,0
12,40	171	208	171	2,33	73,3
12,60	47	82	47	0,93	50,4
12,80	35	49	35	0,87	40,4
13,00	16	29	16	0,93	17,1
13,20	24	38	24	1,20	20,0
13,40	26	44	26	1,27	20,5
13,60	21	40	21	1,80	11,7
13,80	69	96	69	1,27	54,5
14,00	49	68	49	1,00	49,0
14,20	24	39	24	0,93	25,7
14,40	31	45	31	1,07	29,1
14,60	23	39	23	2,20	10,5
14,80	113	146	113	2,20	51,4
15,00	121	154	121	2,33	51,9
15,20	134	169	134	2,53	52,9
15,40	173	211	173	1,00	173,0
15,60	98	113	98	1,67	58,8
15,80	32	57	32	1,47	21,8
16,00	41	63	41	1,60	25,6
16,20	53	77	53	1,27	41,8
16,40	39	58	39	1,40	27,9
16,60	44	65	44	1,40	31,4
16,80	58	79	58	1,47	39,5
17,00	61	83	61	1,33	45,8
17,20	49	69	49	0,87	56,5
17,40	38	51	38	0,60	63,3
17,60	32	41	32	0,33	96,0
17,80	27	32	27	0,40	67,5
18,00	25	31	25		
18,20					
18,40					
18,60					
18,80					
19,00					
19,20					
19,40					
19,60					
19,80					
20,00					

PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 1

DIAGRAMMA DI RESISTENZA

Provincia: Treviso	Comune: Ponte di Piave	Quota inizio: 0,00 m
Località: Levada - Via Rustignè		Prof. Falda: 2,53 m
Opera: Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi		
Committente: OTTO IMMOBILIARE s.r.l.		Data: 8/10/2018
Riferimenti catastali		Spinta max.: 20 ton
Foglio: 19	Mappali: 1314, 1318	Cost. trasf.: 10
Note:		Anello allarg.: SI



PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 1

VALUTAZIONI LITOLOGICHE

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Plave	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,53 m
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi				
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018
Riferimenti catastali				Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10
Note:				Anello allarg.:	SI

PROF. m	LITOLOGIA (SEARLE - SCHMERTMANN - ROBERTSON)	Peso	SEA g	SCH. 10	ROB. 1	STRATI MOLLI					STRATI DURI									
						Fp	Np	Rp<10	ψ<10	Cu<0,2	Dp<30	Np>	Rp>100	ψ>35	Cu>4	Dp>80	OCF>3			
0,20	Limo argilloso sabbioso																			
0,40	Sabbie																			
0,60	Sabbie																			
0,80	Limi argillosi																			
1,00	Limi arginosi																			
1,20	Limi argillosi																			
1,40	Argille limose o sabbiose																			
1,60	Limi argillosi																			
1,80	Sabbie																			
2,00	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
2,20	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
2,40	Sabbie																			
2,60	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
2,80	Limi argillosi																			
3,00	Sabbie																			
3,20	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
3,40	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
3,60	Sabbie																			
3,80	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
4,00	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
4,20	Argille limose o sabbiose																			
4,40	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
4,60	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
4,80	Argille limose o sabbiose																			
5,00	Sabbie																			
5,20	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
5,40	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
5,60	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
5,80	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
6,00	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
6,20	Sabbie																			
6,40	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
6,60	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
6,80	Sabbie argillose limose																			
7,00	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
7,20	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
7,40	Argille limose o sabbiose																			
7,60	Argille limose o sabbiose																			
7,80	Sabbie argillose limose																			
8,00	Limi arginosi																			
8,20	Limi argillosi																			
8,40	Argille limose o sabbiose																			
8,60	Argille limose o sabbiose																			
8,80	Limi argillosi																			
9,00	Limi arginosi																			
9,20	Sabbie argillose limose																			
9,40	Argille limose o sabbiose																			
9,60	Argille limose o sabbiose																			
9,80	Argille molli o torbose																			
10,00	Argille limose o sabbiose																			
10,20	Sabbie																			
10,40	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
10,60	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
10,80	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
11,00	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
11,20	Sabbie argillose limose																			
11,40	Argille limose o sabbiose																			
11,60	Sabbie																			
11,80	Sabbie limose																			
12,00	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
12,20	Sabbie																			
12,40	Sabbie																			
12,60	Sabbie																			
12,80	Sabbie argillose limose																			
13,00	Argille limose o sabbiose																			
13,20	Argille limose o sabbiose																			
13,40	Argille limose o sabbiose																			
13,60	Argille																			
13,80	Sabbie																			
14,00	Sabbie																			
14,20	Limi argillosi																			
14,40	Limi argillosi																			
14,60	Argille																			
14,80	Sabbie																			
15,00	Sabbie																			
15,20	Sabbie																			
15,40	Ghiaie o sabbie compatte o sabbie ghiaiose																			
15,60	Sabbie																			
15,80	Argille limose o sabbiose																			
16,00	Limi arginosi																			
16,20	Sabbie argillose limose																			
16,40	Limi argillosi																			
16,60	Sabbie argillose limose																			
16,80	Sabbie argillose limose																			
17,00	Sabbie argillose limose																			
17,20	Sabbie																			
17,40	Sabbie																			
17,60	Sabbie																			
17,80	Sabbie																			
18,00																				
18,20																				
18,40																				
18,60																				
18,80																				
19,00																				
19,20																				
19,40																				
19,60																				
19,80																				
20,00																				

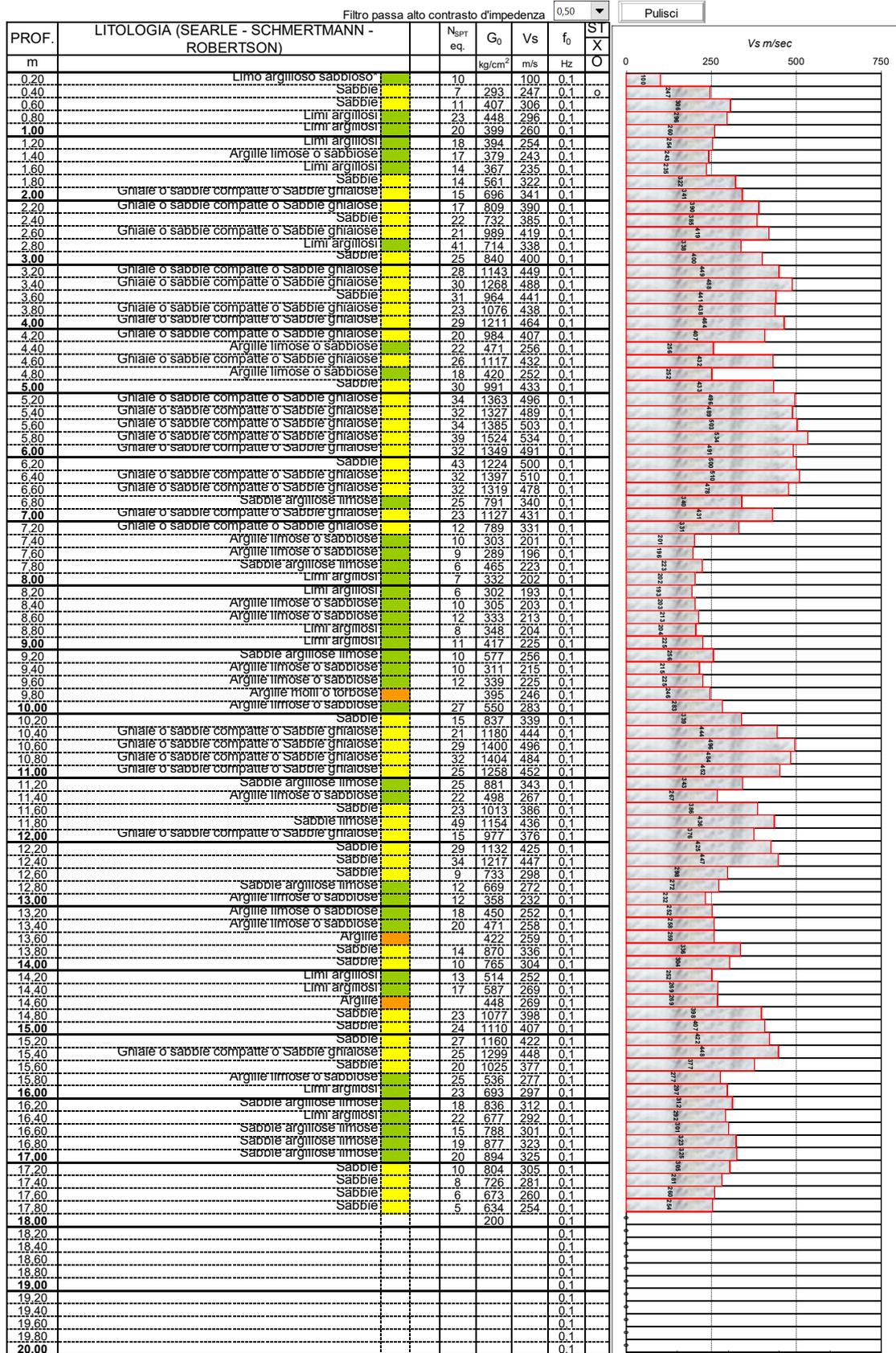
* stratigrafia rilevata direttamente

PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 1

AZIONE SISMICA - 1: PARAMETRI DINAMICI

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,53 m
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi				
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018
Riferimenti catastali				Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10
Note:				Anello allarg.:	SI



* stratigrafia rilevata direttamente

PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 1****AZIONE SISMICA - 2: POSIZIONE DEL SITO**

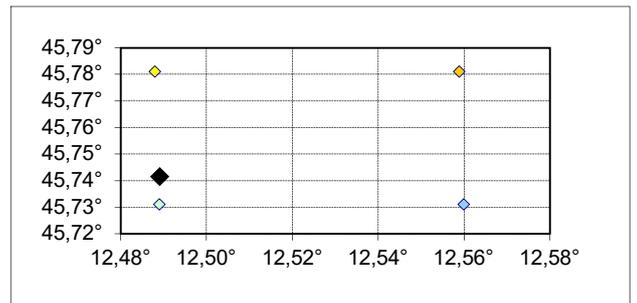
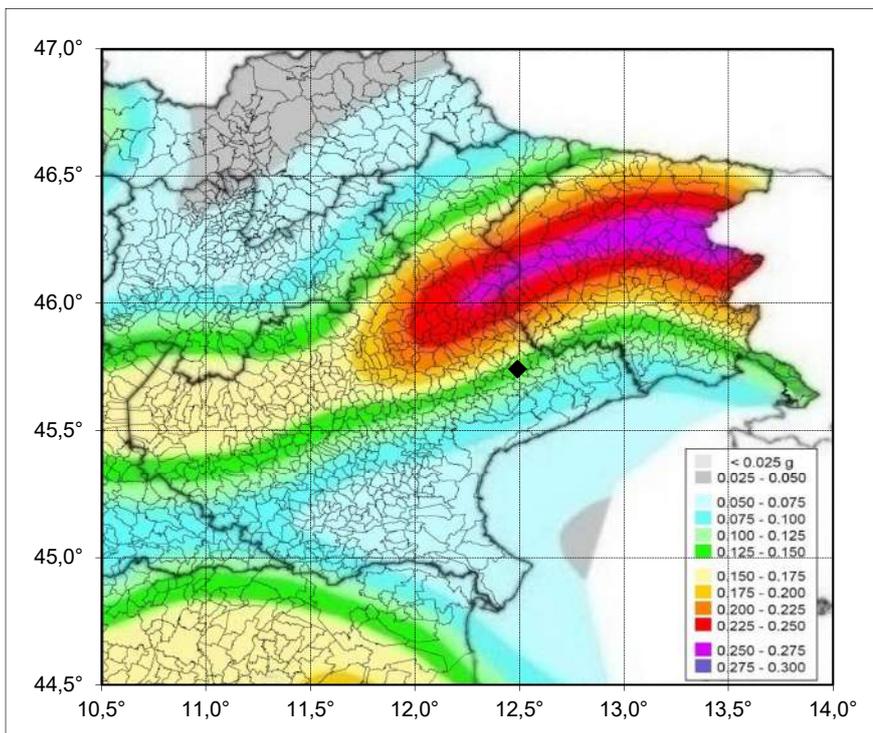
<i>Provincia:</i>	Treviso	<i>Comune:</i>	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m	
<i>Località:</i>	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,53 m	
<i>Opera:</i>	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi					
<i>Committente:</i>	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018	
<i>Riferimenti catastali</i>				Spinta max.:	20 ton	
<i>Foglio:</i>	19	<i>Mappali:</i>	1314, 1318	Cost. transf.:	10	
<i>Note:</i>					Anello allarg.:	SI

Coordinate geografiche

Gauss Boaga Nord:	5.071.172,00 m	Fuso:	Ovest	Roma40 Φ	45,7400 °
Gauss Boaga Est:	1.771.377,00 m			Roma40 λ	12,4883 °
ED50 Φ	45° 44' 29"	ED50 Φ		ED50 Φ	45,7415 °
ED50 λ	12° 29' 21"	ED50 λ		ED50 λ	12,4891 °

Nodi del reticolo di riferimento

Sito	ID	LON (ED50) (°)	LAT (ED50) (°)	Dist. (m)
1°	11197	12,4880	45,7810	4.388
2°	11198	12,5590	45,7810	6.990
3°	11420	12,5600	45,7310	5.645
4°	11419	12,4890	45,7310	1.170
Punto		12,4891	45,7415	

**Collocazione del punto nella mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale****Media dei valori dei parametri dei 4 punti per la località in esame**

T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_c (s)
30	0,037	2,60	0,23
50	0,050	2,49	0,26
72	0,059	2,49	0,28
101	0,069	2,46	0,29
140	0,079	2,47	0,31
201	0,009	2,50	0,33
475	0,130	2,49	0,35
975	0,169	2,55	0,37
2.475	0,230	2,63	0,38

PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 1****AZIONE SISMICA - 3: CARATTERISTICHE DEL SITO**

<i>Provincia:</i>	Treviso	<i>Comune:</i>	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m
<i>Località:</i>	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,53 m
<i>Opera:</i>	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi				
<i>Committente:</i>	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018
<i>Riferimenti catastali</i>				Spinta max.:	20 ton
<i>Foglio:</i>	19	<i>Mappali:</i>	1314, 1318	Cost. trasf.:	10
<i>Note:</i>				Anello allarg.:	SI

Caratteristiche geografiche

Comune: Ponte di Piave
Zona sismica ai sensi dell'O.P.C.M. 3274/03: **3**

Categorie di sottosuolo**Precisazioni preliminari**

- Spessore di terreno da indagare dal piano di fondazione in assenza di strati rigidi: **30,00** m
- Profondità terreno indagato: **18,00** m
- Profondità terreno indagato dal piano di fondazione: **15,00** m
- Prof. strato rigido ($V_s > 800$ m/sec) non rilevato dall'indagine: **300,00** m
- Prof. strato rigido ($V_s > 800$ m/sec), non rilevato dall'indagine, dal piano di fondazione: **297,00** m
- Spessore terreno non indagato: **15,00** m

Risultati dell'analisi

- E' presente uno strato rigido, con $V_s > 800$ m/s, non rilevato dall'indagine, a 300 m di profondità.
- Si assume, per gli strati successivi a quelli indagati, di spessore complessivo valutato in 15 m, il seguente valore di V_s , per definire la categoria del sottosuolo.

Strati indagati - V_s (media pesata): **310** m/s Strati successivi - V_s : **418** m/s
 V_s (media pesata complessiva): **357** m/s Categoria di sottosuolo: **C**

Conclusioni

Categoria di sottosuolo: **C**

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Condizioni topografiche

Categoria: **T1** S_T : **1,00**

Descrizione: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 1****AZIONE SISMICA - 4: PARAMETRI E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI**

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m	
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,53 m	
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi					
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018	
Riferimenti catastali					Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10	
Note:					Anello allarg.:	SI

Parametri dell'edificio

Vita nominale V_N (anni):	50
Classe d'uso:	II
Coefficiente d'uso C_u :	1,0
Periodo di riferimento per l'azione sismica V_R (anni):	50
Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :	9%
Fattore di alterazione dello spettro elastico η :	0,85

Parametri dell'azione sismica

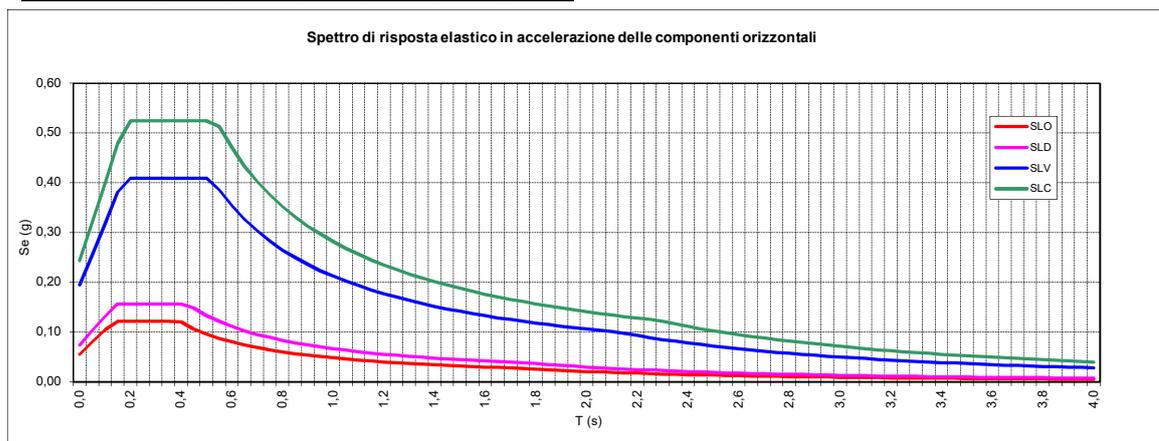
Stato Limite	P_{VR}	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_C^* (s)
SLO	81%	30	0,037	2,60	0,23
SLD	63%	50	0,050	2,49	0,26
SLV	10%	475	0,130	2,49	0,35
SLC	5%	975	0,169	2,55	0,37

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

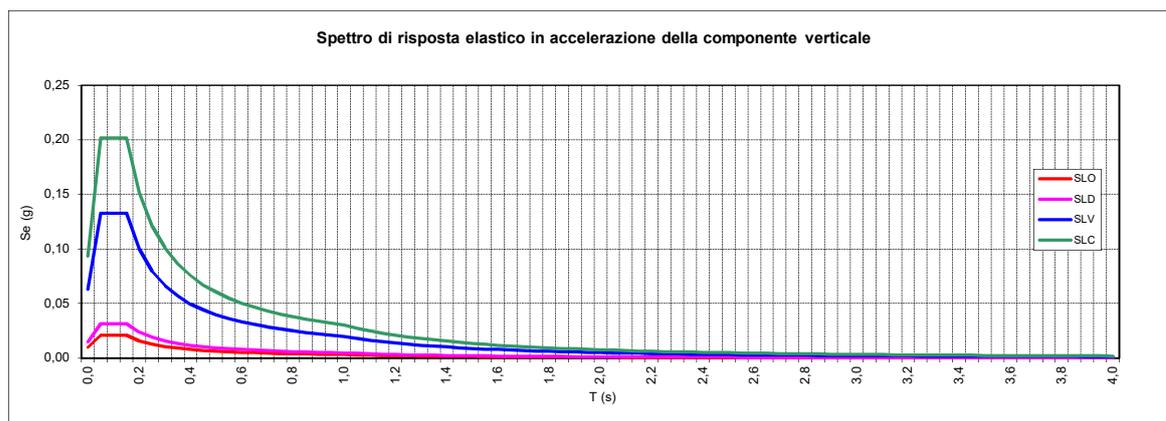
Stato Limite	S_s	C_C	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
SLO	1,50	1,70	1,50	0,13	0,40	1,75
SLD	1,50	1,64	1,50	0,14	0,43	1,80
SLV	1,50	1,49	1,50	0,17	0,52	2,12
SLC	1,44	1,46	1,44	0,18	0,54	2,27

Parametri del sito

Categoria di sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1
Coefficiente di amplificazione t_c :	1,0

**Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale**

Stato Limite	F_v	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S_s	S
SLO	0,67	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00
SLD	0,75	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00
SLV	1,21	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00
SLC	1,41	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00



PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 1****AZIONE SISMICA - 5: PARAMETRI E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI - RISONANZA**

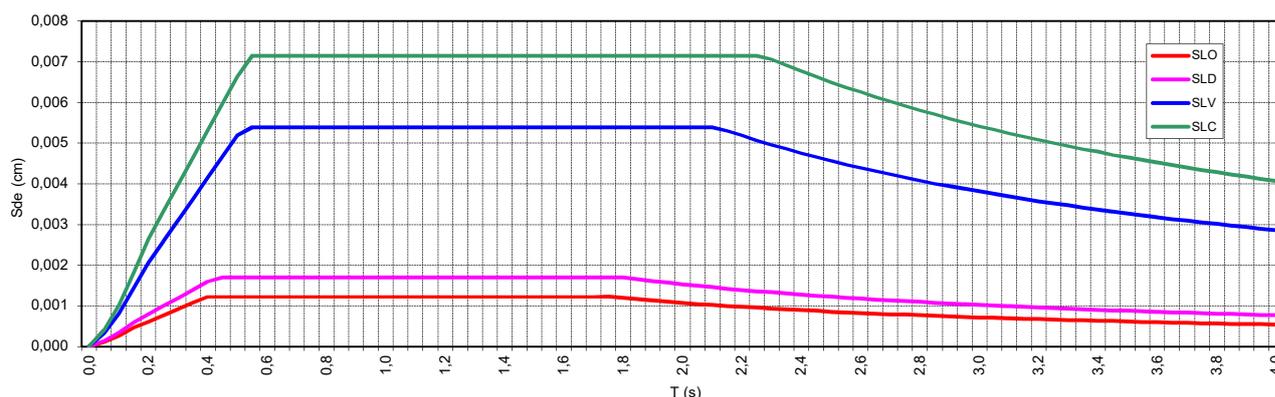
Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m	
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,53 m	
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi					
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018	
Riferimenti catastali					Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10	
Note:					Anello allarg.:	SI

Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Stato Limite	T_E (s)	T_F (s)	d_g (m)	V_g (m/s)
SLO	6,00	10,00	0,009	0,034
SLD	6,00	10,00	0,014	0,050
SLV	6,00	10,00	0,053	0,159
SLC	6,00	10,00	0,073	0,205

Stabilità del sito

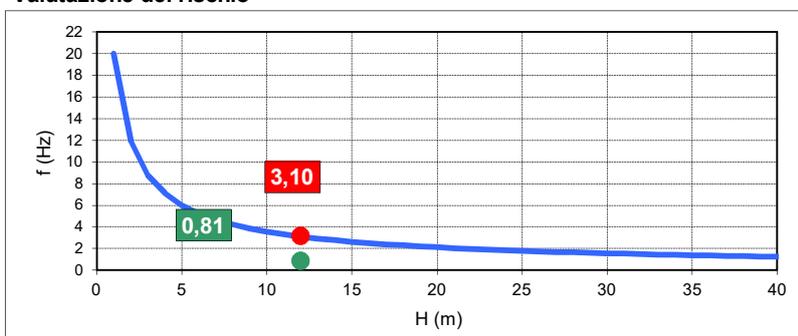
Stato Limite	a_{max} (m/s^2)	a_{max} (g)	βs	K_h	K_v
SLO	0,544	0,055	0,20	0,011	0,006
SLD	0,732	0,075	0,20	0,015	0,007
SLV	1,911	0,195	0,24	0,047	0,023
SLC	2,385	0,243	0,24	0,058	0,029

Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali**Rischio di risonanza****Parametri del sito**

(Valutazione indicativa - Ai sensi delle NTC 08)

Frequenza fond. strato sismico superficiale f_0 : **0,81** HzSpessore strato sismico superficiale H_0 : **300,00** m**Parametri dell'edificio**Altezza edificio dal piano di fondazione H : **12,00** mNumero piani: **3**Frequenza fond. f_1 : **3,33** Hz*

* prima approssimazione

Periodo del moto di vibrazione T_1 : $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$ (Paragrafo 7.3.3.2 delle NTC08)struttura a telaio in T_1 : **0,32** s C_1 : **0,050**Frequenza edificio f_1 : **3,10** Hz**Valutazione del rischio**Altezza rischio H_r : **71,90** m

$$f_1 = 3,8 f_0$$

La frequenza fondamentale dell'edificio è diversa da quella del sito: NON vi è rischio di risonanza

n.r.: non rilevabile

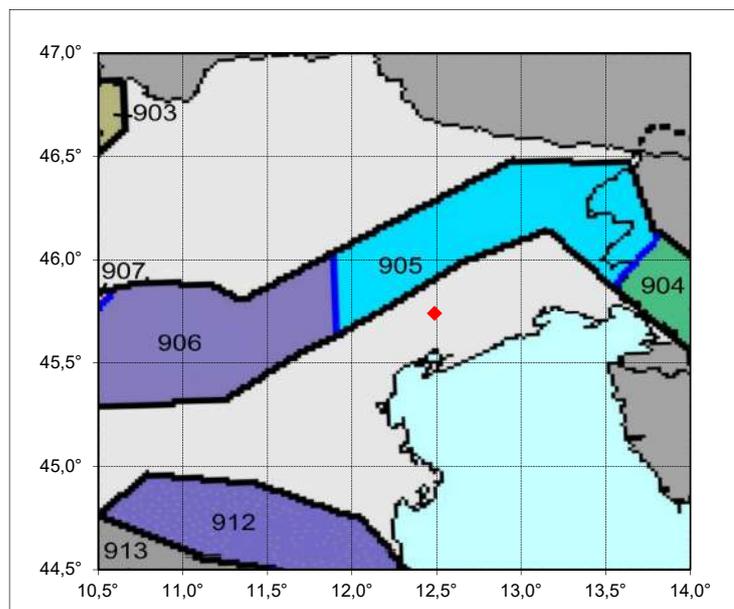
PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 1****AZIONE SISMICA - 6: LIQUEFAZIONE - MAGNITUDO ED ESCLUSIONE**

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,53 m
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi				
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8\10\2018
Riferimenti catastali				Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10
Note:					Anello allarg.: SI

Magnitudo M

Collocazione del punto nella mappa della zonazione sismogenetica Zs9

Coordinate geografiche

ED50 ϕ 45,74°ED50 λ 12,49°

Zone Zs9 e Magnitudo attesa

ZPS	Mw max
903	6,14
904	6,14
905	6,60
906	6,60
907	6,14
912	6,14
913	6,14

Punto interno alle zone ZS9

ZS9:	Esterno
Magnitudo attesa:	-

Punto esterno alle zone ZS9

Linee guida Dipartimento della Protezione Civile

	ZPS	Mw	R km	Ms	Verifica	Mw
1^	905	6,60	15,87	4,60	SI	6,60
2^	906	6,60	46,44	6,00	SI	6,60
3^	904	6,14	83,11	6,76	NO	-
4^	912	6,14	115,08	7,18	NO	-
5^	913	6,14	188,55	7,83	NO	-

Magnitudo attesa: 6,60

Punto 2 - Profondità della falda dal piano di campagna

P Falda m		Limite P Falda m	verifica?
2,53	<	15,00	SI

Punto 1 - Accelerazioni massime attese

	Stato Limite	a_{max}	a_{max}	<	a_{max}	Verifica ?
		(m/s ²)	(g)		(g)	
Esercizio	SLO	0,544	0,055	<	0,100	NO
	SLD	0,732	0,075	<	0,100	NO
Ultimo	SLV	1,911	0,195	>	0,100	SI
	SLC	2,385	0,243	>	0,100	SI

Punto 3 - Caratteristiche di resistenza degli strati sabbiosi

	q_{c1N}	(N1) ₆₀
Strati sabbiosi sotto falda	5	5
Limite	180 kPa	30
Strati con valore inferiore al limite	0	5
Strati sabbiosi da verificare	0	5
Verifica?	NO	SI

Conclusioni

	Verifica?
Punto 1 - Accelerazioni massime attese	SI
Punto 2 - Profondità della falda dal piano di campagna	SI
Punto 3 - Caratteristiche di resistenza degli strati sabbiosi	SI

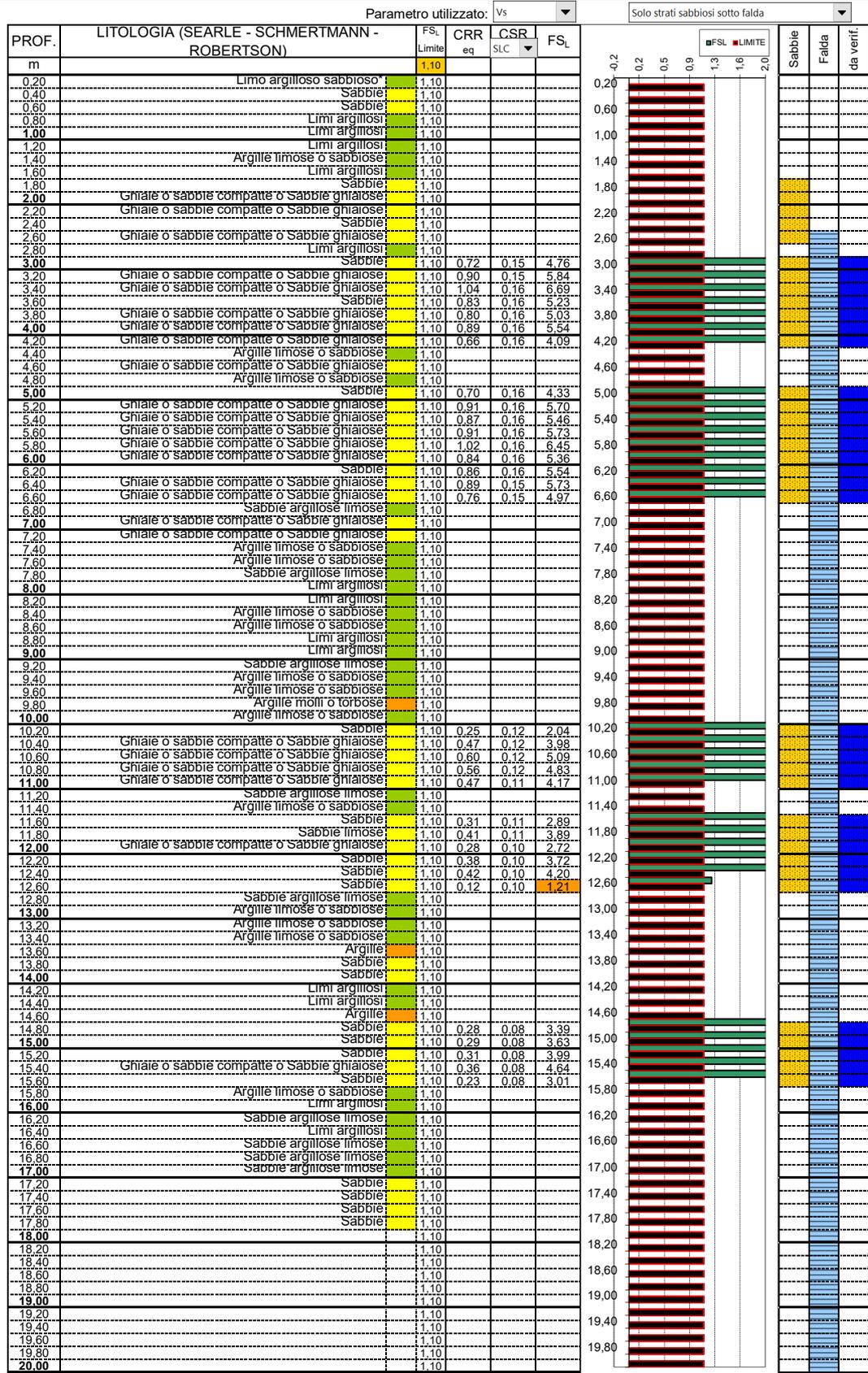
La verifica alla liquefazione NON può essere omessa

PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 1

AZIONE SISMICA - 7: LIQUEFAZIONE - VERIFICA

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Levada - Via Rustigné			Prof. Falda:	2,53 m
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi				
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018
Riferimenti catastali				Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10
Note:				Anello allarg.:	SI



PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 1

MODELLO GEOTECNICO E PARAMETRI GEOTECNICI (M1 - M2)

Provincia: Treviso Comune: Ponte di Piave Quota inizio: 0,00 m
 Località: Levada - Via Rustignè Prof. Falda: 2,53 m

Opera: Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi
 Committente: OTTO IMMOBILIARE s.r.l. Data: 8/10/2018

Riferimenti catastali Spinta max.: 20 ton
 Foglio: 19 Mappali: 1314, 1318 Cost. trasf.: 10

Note: Anello allarg.: SI

Approssimazione 2		Percentile 0,05		Dominio tensioni SLE: 90%														
Livello	PROF. m	DESCRIZIONE	Cod.	MG	Lit.	Valori sperimentali				Valori caratteristici				P _{ref} (m)		Prof. m		
						φ °	c' kPa	c _u kPa	γ ⁿ /γ ^s t/m ³	φ _k °	c' kPa	c _u kPa	γ ⁿ /γ ^s t/m ³	SLU 14,74	SLE 15,00			
1	0,20	Limo argilloso sabbioso*	A	■		20	-	59	2,00	20	-	59	2,00			0,20		
2	0,40	SABBIE - GHIAIE	S	■		31	-	0	1,80	31	-	0	1,80			0,40		
	0,60		S	■		32	-	0	1,80						0,60			
	0,80		S	■		40	-	59	2,00	33	-	59	2,00			0,80		
3	1,00	ARGILLA - LIMO	A	■		38	-	59	2,00						1,00			
	1,20		A	■		37	-	59	2,00						1,20			
	1,40		A	■		34	-	59	2,00						1,40			
	1,60		A	■		34	-	59	2,00						1,60			
	1,80		S	■		31	-	0	1,80	28	-	5	0,90			1,80		
	2,00		S	■		35	-	0	1,90							2,00		
	2,20		S	■		31	-	0	1,90							2,20		
4	2,40	SABBIE - GHIAIE	S	■		30	-	0	1,80						2,40			
	2,60		S	■		31	-	0	1,20						2,60			
	2,80		A	■		37	-	59	1,34						2,80			
	3,00		S	■		30	-	0	1,14						3,00			
	3,20		S	■		31	-	0	1,20						3,20			
	3,40		S	■		31	-	0	1,20						3,40			
	3,60		S	■		30	-	0	1,14						3,60			
	3,80		S	■		31	-	0	1,20						3,80			
	4,00		S	■		30	-	0	1,20						4,00			
	4,20		S	■		34	-	0	1,20						4,20			
	5		4,40	Alternanza	A	■		31	-	59	1,35	28	-	39	1,18			4,40
			4,60		S	■		34	-	0	1,20						4,60	
4,80		A	■			29	-	59	1,35						4,80			
6	5,00	SABBIE - GHIAIE	S	■		30	-	0	1,14	29	-	2	1,10			5,00		
	5,20		S	■		30	-	0	1,20						5,20			
	5,40		S	■		33	-	0	1,20						5,40			
	5,60		S	■		33	-	0	1,20						5,60			
	5,80		S	■		30	-	0	1,20						5,80			
	6,00		S	■		33	-	0	1,20						6,00			
	6,20		S	■		30	-	0	1,14						6,20			
	6,40		S	■		30	-	0	1,20						6,40			
	6,60		S	■		33	-	0	1,20						6,60			
	6,80		S	■		36	-	25	1,40						6,80			
	7,00		S	■		33	-	0	1,20						7,00			
	7,20		S	■		33	-	0	1,20						7,20			
7	7,40	ARGILLA - LIMO	A	■		25	-	59	1,35	12	-	28	1,31			7,40		
	7,60		A	■		24	-	59	1,35						7,60			
	7,80		S	■		28	-	25	1,40						7,80			
	8,00		A	■		24	-	59	1,34						8,00			
	8,20		A	■		23	-	59	1,34						8,20			
	8,40		A	■		24	-	59	1,35						8,40			
	8,60		A	■		25	-	59	1,35						8,60			
	8,80		A	■		24	-	59	1,34						8,80			
	9,00		A	■		26	-	59	1,34						9,00			
	9,20		S	■		30	-	25	1,40						9,20			
	9,40		A	■		23	-	59	1,35						9,40			
	9,60		A	■		24	-	59	1,35						9,60			
9,80	A	■		0	-	25	1,46						9,80					
10,00	A	■		29	-	59	1,35						10,00					
8	10,20	SABBIE - GHIAIE	S	■		31	-	0	1,14	27	-	8	1,07			10,20		
	10,40		S	■		29	-	0	1,20						10,40			
	10,60		S	■		29	-	0	1,20						10,60			
	10,80		S	■		32	-	0	1,20						10,80			
	11,00		S	■		32	-	0	1,20						11,00			
	11,20		S	■		34	-	25	1,40						11,20			
	11,40		A	■		27	-	59	1,35						11,40			
	11,60		S	■		32	-	0	1,14						11,60			
	11,80		S	■		34	-	0	1,20						11,80			
	12,00		S	■		31	-	0	1,20						12,00			
	12,20		S	■		30	-	0	1,14						12,20			
	12,40		S	■		32	-	0	1,14						12,40			
12,60	S	■		29	-	0	1,14						12,60					
12,80	S	■		30	-	25	1,40						12,80					
9	13,00	ARGILLA - LIMO	A	■		23	-	59	1,35	1	-	59	1,27			13,00		
	13,20		A	■		25	-	59	1,35						13,20			
	13,40		A	■		26	-	59	1,35						13,40			
	13,60		A	■		0	-	59	1,27						13,60			
10	13,80	SABBIE - GHIAIE	S	■		30	-	0	1,14	29	-	0	1,14			13,80		
	14,00		S	■		28	-	0	1,14						14,00			
11	14,20	ARGILLA - LIMO	A	■		25	-	59	1,34	17	-	59	1,26			14,20		
	14,40		A	■		27	-	59	1,34						14,40			
	14,60		A	■		0	-	59	1,27						14,60			
12	14,80	SABBIE - GHIAIE	S	■		31	-	0	1,14	31	-	0	1,11			14,80		
	15,00		S	■		33	-	0	1,14						15,00			
	15,20		S	■		33	-	0	1,14						15,20			
	15,40		S	■		33	-	0	1,20						15,40			
13	15,60	ARGILLA - LIMO	S	■		31	-	0	1,14						15,60			
	16,00		A	■		26	-	59	1,35	25	-	26	1,32			16,00		
	16,20		A	■		28	-	59	1,34						16,20			
	16,40		A	■		32	-	25	1,40						16,40			
14	16,60	SABBIE - GHIAIE	S	■		27	-	59	1,34						16,60			
	16,80		S	■		31	-	25	1,40	19	-	9	0,76			16,80		
	17,00		S	■		32	-	25	1,40						17,00			
	17,20		S	■		32	-	25	1,40						17,20			
	17,40		S	■		28	-	0	1,14						17,40			
	17,60		S	■		30	-	0	1,14						17,60			
	17,80		S	■		29	-	0	1,14						17,80			
	18,00		S	■		28	-	0	1,14						18,00			
F.P.			■												18,20			
			■												18,40			
			■												18,60			
			■												18,80			
			■												19,00			
			■												19,20			
			■												19,40			
			■												19,60			
			■												19,80			
			■												20,00			

* stratigrafia rilevata direttamente

F.P.: Fine Prova

PROVA PENETROMETRICA STATICA				CPT 1		
VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/1						
Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m	
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,53 m	
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi					
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018	
Riferimenti catastrali					Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10	
Note:					Anello allarg.:	SI

Verifica nei confronti dello stato limite ultimo (SLU) "Collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno"

Descrizione fondazione: **Platea**
 Tipologia: **Rettangolare**

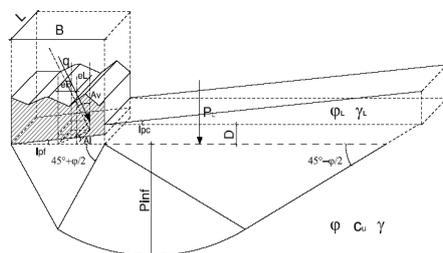
Profondità piano di appoggio (D): **3,00** m Laghezza (B): **12,75** m Eccentricità (eB): **0,00** m

Lunghezza (L): **32,20** m Eccentricità (eL): **0,00** m

Angolo dalla verticale (Av): **0** ° Angolo orizzontale dalla direzione L (Al): **0** °

Inclinaz. del piano di fondazione (lpf): **0** ° Inclinaz. del piano di campagna (lpc): **0** °

Coefficiente sismico orizzontale (Kh): **0,047** Coefficiente sismico verticale (Kv): **0,023**



Prof. d'influenza P_{inf} - da calcolo analitico: **15,61** m da Modello Geotecnico: **14,74** m

Parametri geotecnici dello strato di terreno dal piano di appoggio della fondazione fino alla profondità d'influenza e del terreno laterale

Parametro geotecnico	U.M.	Valore caratt.	M1		M2				
			Coeff. Parziali	Valore	Coeff. Parziali	Valore			
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tan φ _k	0,413	γ _{φ'}	1,00	0,413	γ _{φ'}	1,25	0,331	
Coesione efficace	c' _k	kPa	-	γ _{c'}	1,00	-	γ _{c'}	1,25	
Resistenza non drenata	c _{uk}	kPa	23,0	γ _{cu}	1,00	23,0	γ _{cu}	1,40	16,4
Peso dell'unità di volume	γ	ton/m ³	1,1	γ _γ	1,00	1,1	γ _γ	1,00	1,1
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio terreno laterale*	tan φ _{Lk}	0,570	γ _{φL'}	1,00	0,570	γ _{φL'}	1,25	0,456	
Peso dell'unità di volume terreno laterale	γ _L	ton/m ³	1,5	γ _{γL}	1,00	1,5	γ _{γL}	1,00	1,5

*) Utilizzato solo per i fattori di profondità

Carico limite qlim

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma_L \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

CAMPO STATICO

CAMPO SISMICO

Metodo: 3 - Mageri e Novità (2006)

analitico MG MG (M1) MG (M2)

analitico MG MG (M1) MG (M2)

N _c	26,421	17,395	17,395	13,339	1 - Terzaghi
N _q	15,233	8,188	8,188	5,409	1 - Terzaghi
N _γ	17,489	7,593	7,593	4,237	1 - Terzaghi - Vesic (1973)
s _c	1,228	1,186	1,186	1,161	2 - Vesic (1973)
s _q	1,213	1,164	1,164	1,131	2 - Vesic (1973)
s _γ	0,842	0,842	0,842	0,842	2 - Vesic (1973)
d _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
d _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
d _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
i _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
i _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
i _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
b _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
b _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
b _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
g _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
g _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
g _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
q _{lim} (kg/cm ²)	29,08	13,59	13,59	7,83	

N _c	25,981	16,917	16,917	12,836	
N _q	13,542	7,324	7,324	4,865	
N _γ	14,139	5,911	5,911	3,160	
s _c	1,228	1,186	1,186	1,161	
s _q	1,213	1,164	1,164	1,131	
s _γ	0,842	0,842	0,842	0,842	
d _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
d _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
d _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
i _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
i _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
i _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
b _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
b _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
b _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
g _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
g _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
g _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
q _{lim} (kg/cm ²)	25,60	12,01	12,01	6,81	

n.a = non applicabile

PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 1****VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)**

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m	
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,53 m	
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi					
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018	
Riferimenti catastali					Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10	
Note:					Anello allarg.:	SI

**Verifica nei confronti dello Stato Limite di Esercizio (SLE) "Cedimenti"
Fondazioni superficiali**

Descrizione fondazione: **Platea**
 Tipologia: **Rettangolare**

Profondità piano di appoggio (D): **3,00** m Laghezza (B): **12,75** m

Carico applicato - Azione (E_d): **0,90** kg/cm² Lunghezza (L): **32,20** m

Profondità d'influenza: **15,00** m Minima tensione indotta dalla fondazione: **10%**

CAMPO STATICO**Cedimento immediato S_i**

Formula generale S_i = **3,33** cm v = **0,34** E = **20.341** kPa Coeff. di Giraud.

Metodo di Bowles (1987) S_i = **0,36** cm v = **0,34** E = **20.341** kPa Coeff. di Steinbrenner e Fox.

Gazetas (1985) S_i = **2,13** cm v = **0,34** E = **20.341** kPa Con attrito laterale.

Deformazione laterale impedita S_i = **6,03** cm E = **vari**

Deformazione laterale libera S_i = **6,90** cm v = **vari** E = **vari** kg/cm²

Christian e Carrier (terreni coesivi) S_i = **0,50** cm E = **20.341** kPa Con parametri di forma.

Poulos e Davis (1974) S_i = **2,92** cm v = **0,34** E = **20.341** kPa β = **1,13**

Mediana S_i = **2,92** cm

Caratteristiche della fondazione: **Rigida** Coeff. di correzione: **0,80** (Azizi)

Prakash - Coeff carico eccentrico C_{S1} = **1,00** S_i = **2,92** cm In corrispondenza del carico eccentrico.

Prakash - Coeff carico eccentrico C_{S2} = **1,00** S_i = **2,92** cm In corrispondenza del margine della fondazione.

Prakash - Inclinazione t = **0** ° Inclinazione del piano di fondazione.

S_i = **2,33** cm Valore utilizzato.

Cedimento di consolidazione S_c

Formula con M S_c = **3,67** cm M = **vari** kg/cm²

Formula con C_c S_c = **4,40** cm C_c = **vari**

Egorov (1949) S_c = **3,62** cm

Tsytoivitch (1951) S_c = **4,19** cm

Janbu (1963 - 1965) S_c = **4,71** cm

S_c = **4,19** cm

Skempton, Bjerrum (1957) μ = **0,81** Correzione che considera le tensioni laterali e la geometria della fondazione.

Mediana S_c = **3,39** cm Valore utilizzato.

Cedimento totale S_{tot} = S_i + S_c

S_{tot} = **2,33** + **3,39** = **5,72** cm E_d = **5,72** cm

Cedimento ammesso C_d

C_d = **6,00** cm

Verifica

E_d > C_d

Verifica soddisfatta

CAMPO SISMICO

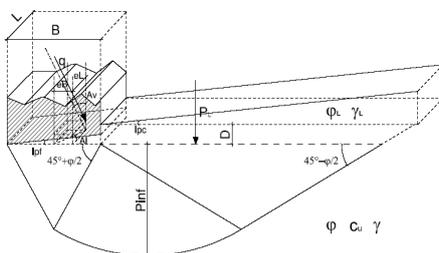
Non applicabile

PROVA PENETROMETRICA STATICA				CPT 1		
VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/1						
Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m	
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,53 m	
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi					
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018	
Riferimenti catastrali					Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10	
Note:					Anello allarg.:	SI

Verifica nei confronti dello stato limite ultimo (SLU) "Collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno"

Descrizione fondazione: **Platea**
 Tipologia: **Rettangolare**

Profondità piano di appoggio (D): **0,40** m Laghezza (B): **6,00** m Eccentricità (eB): **0,00** m
 Lunghezza (L): **6,80** m Eccentricità (eL): **0,00** m
 Angolo dalla verticale (Av): **0** ° Angolo orizzontale dalla direzione L (Al): **0** °
 Inclinaz. del piano di fondazione (lpf): **0** ° Inclinaz. del piano di campagna (lpc): **0** °
 Coefficiente sismico orizzontale (Kh): **0,047** Coefficiente sismico verticale (Kv): **0,023**



Prof. d'influenza P_{inf} - da calcolo analitico: **7,64** m da Modello Geotecnico: **7,35** m

Parametri geotecnici dello strato di terreno dal piano di appoggio della fondazione fino alla profondità d'influenza e del terreno laterale

Parametro geotecnico	U.M.	Valore caratt.	M1		M2				
			Coeff. Parziali	Valore	Coeff. Parziali	Valore			
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tan φ _k	0,539	γ _φ	1,00	0,539	γ _φ	1,25	0,431	
Coesione efficace	c' _k	kPa	-	γ _c	1,00	-	γ _c	1,25	
Resistenza non drenata	c _{uk}	kPa	26,6	γ _{cu}	1,00	26,6	γ _{cu}	1,40	19,0
Peso dell'unità di volume	γ	ton/m ³	1,2	γ _γ	1,00	1,2	γ _γ	1,00	1,2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio terreno laterale*	tan φ _{Lk}	0,482	γ _{φL}	1,00	0,482	γ _{φL}	1,25	0,386	
Peso dell'unità di volume terreno laterale	γ _L	ton/m ³	1,9	γ _L	1,00	1,9	γ _L	1,00	1,9

*) Utilizzato solo per i fattori di profondità

Carico limite qlim

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma_L \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

CAMPO STATICO

CAMPO SISMICO

Metodo: 3 - Mageri e Novità (2006)

analitico	MG	MG (M1)	MG (M2)
-----------	----	---------	---------

analitico	MG	MG (M1)	MG (M2)
-----------	----	---------	---------

N _c	34,830	26,435	26,435	18,444	1 - Terzaghi
N _q	22,574	15,245	15,245	8,951	1 - Terzaghi
N _γ	29,205	17,507	17,507	8,579	1 - Terzaghi - Vesic (1973)
s _c	1,572	1,509	1,509	1,428	2 - Vesic (1973)
s _q	1,547	1,475	1,475	1,380	2 - Vesic (1973)
s _γ	0,647	0,647	0,647	0,647	2 - Vesic (1973)
d _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
d _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
d _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
i _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
i _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
i _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
b _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
b _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
b _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
g _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
g _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
g _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
q _{lim} (kg/cm ²)	20,92	16,58	16,58	8,03	

N _c	34,411	25,995	25,995	17,972	
N _q	20,006	13,553	13,553	7,999	
N _γ	23,877	14,154	14,154	6,728	
s _c	1,572	1,509	1,509	1,428	
s _q	1,547	1,475	1,475	1,380	
s _γ	0,647	0,647	0,647	0,647	
d _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
d _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
d _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
i _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
i _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
i _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
b _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
b _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
b _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
g _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
g _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
g _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
q _{lim} (kg/cm ²)	19,02	15,43	15,43	7,37	

n.a = non applicabile

PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 1****VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)**

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m	
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,53 m	
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi					
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018	
Riferimenti catastali					Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10	
Note:					Anello allarg.:	SI

**Verifica nei confronti dello Stato Limite di Esercizio (SLE) "Cedimenti"
Fondazioni superficiali**

Descrizione fondazione: **Platea**
Tipologia: **Rettangolare**

Profondità piano di appoggio (D): **0,40** m Laghezza (B): **6,00** m

Carico applicato - Azione (E_d): **1,00** kg/cm² Lunghezza (L): **6,80** m

Profondità d'influenza: **13,20** m Minima tensione indotta dalla fondazione: **10%**

CAMPO STATICO**Cedimento immediato S_i**

Formula generale S_i = **2,81** cm v = **0,34** E = **20.505** kPa Coeff. di Giraud.

Metodo di Bowles (1987) S_i = **0,53** cm v = **0,34** E = **20.505** kPa Coeff. di Steinbrenner e Fox.

Gazetas (1985) S_i = **1,78** cm v = **0,34** E = **20.505** kPa Con attrito laterale.

Deformazione laterale impedita S_i = **6,09** cm E = **vari**

Deformazione laterale libera S_i = **7,03** cm v = **vari** E = **vari** kg/cm²

Christian e Carrier (terreni coesivi) S_i = **1,01** cm E = **20.505** kPa Con parametri di forma.

Poulos e Davis (1974) S_i = **2,47** cm v = **0,34** E = **20.505** kPa β = **1,05**

Mediana S_i = **2,47** cm

Caratteristiche della fondazione: **Rigida** Coeff. di correzione: **0,80** (Azizi)

Prakash - Coeff carico eccentrico C_{S1} = **1,00** S_i = **2,47** cm In corrispondenza del carico eccentrico.

Prakash - Coeff carico eccentrico C_{S2} = **1,00** S_i = **2,47** cm In corrispondenza del margine della fondazione.

Prakash - Inclinazione t = **0** ° Inclinazione del piano di fondazione.

S_i = **1,98** cm Valore utilizzato.

Cedimento di consolidazione S_c

Formula con M S_c = **3,87** cm M = **vari** kg/cm²

Formula con C_c S_c = **10,46** cm C_c = **vari**

Egorov (1949) S_c = **4,11** cm

Tsytoivitch (1951) S_c = **3,02** cm

Janbu (1963 - 1965) S_c = **6,56** cm

S_c = **4,11** cm

Skempton, Bjerrum (1957) μ = **0,72** Correzione che considera le tensioni laterali e la geometria della fondazione.

Mediana S_c = **2,97** cm Valore utilizzato.

Cedimento totale S_{tot} = S_i + S_c

S_{tot} = **1,98** + **2,97** = **4,94** cm E_d = **4,94** cm

Cedimento ammesso C_d

C_d = **6,00** cm

Verifica

E_d > C_d

Verifica soddisfatta

CAMPO SISMICO

Non applicabile

CPT2

PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 2****LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA**

<i>Provincia:</i>	Treviso	<i>Comune:</i>	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m
<i>Località:</i>	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,50 m
<i>Opera:</i>	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi				
<i>Committente:</i>	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018
<i>Riferimenti catastali</i>				Spinta max.:	20 ton
<i>Foglio:</i>	19	<i>Mappali:</i>	1314, 1318	Cost. trasf.:	10
<i>Note:</i>				Anello allarg.:	SI

PROF.	letture		valori di resistenza		
	LP	LL	RP	RL	RP/RL
m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
0,20				1,07	
0,40	54	70	54	0,80	67,5
0,60	94	106	94	1,47	64,1
0,80	50	72	50	1,93	25,9
1,00	31	60	31	0,93	33,2
1,20	24	38	24	1,40	17,1
1,40	28	49	28	1,07	26,3
1,60	44	60	44	1,13	38,8
1,80	45	62	45	0,53	84,4
2,00	8	16	8	0,53	15,0
2,20	18	26	18	3,53	5,1
2,40	61	114	61	0,80	76,3
2,60	105	117	105	1,47	71,6
2,80	76	98	76	1,47	51,8
3,00	88	110	88	0,87	101,5
3,20	96	109	96	1,93	49,7
3,40	54	83	54	2,07	26,1
3,60	176	207	176	1,73	101,5
3,80	154	180	154	1,13	135,9
4,00	196	213	196	3,93	49,8
4,20	115	174	115	3,13	36,7
4,40	199	246	199	2,00	99,5
4,60	211	241	211	2,13	98,9
4,80	213	245	213	1,93	110,2
5,00	174	203	174	2,07	84,2
5,20	259	290	259	1,40	185,0
5,40	201	222	201	1,13	177,4
5,60	43	60	43	1,20	35,8
5,80	28	46	28	1,47	19,1
6,00	27	49	27	1,47	18,4
6,20	42	64	42	1,60	26,3
6,40	82	106	82	1,13	72,4
6,60	115	132	115	2,20	52,3
6,80	101	134	101	0,60	168,3
7,00	32	41	32	1,00	32,0
7,20	15	30	15	0,53	28,1
7,40	11	19	11	0,80	13,8
7,60	15	27	15	0,60	25,0
7,80	19	28	19	0,73	25,9
8,00	12	23	12	0,73	16,4
8,20	15	26	15	0,60	25,0
8,40	20	29	20	0,60	33,3
8,60	16	25	16	0,73	21,8
8,80	19	30	19	2,27	8,4
9,00	82	116	82	0,87	94,6
9,20	19	32	19	1,13	16,8
9,40	15	32	15	0,73	20,5
9,60	17	28	17	0,73	23,2
9,80	16	27	16	0,73	21,8
10,00	15	26	15	1,07	14,1

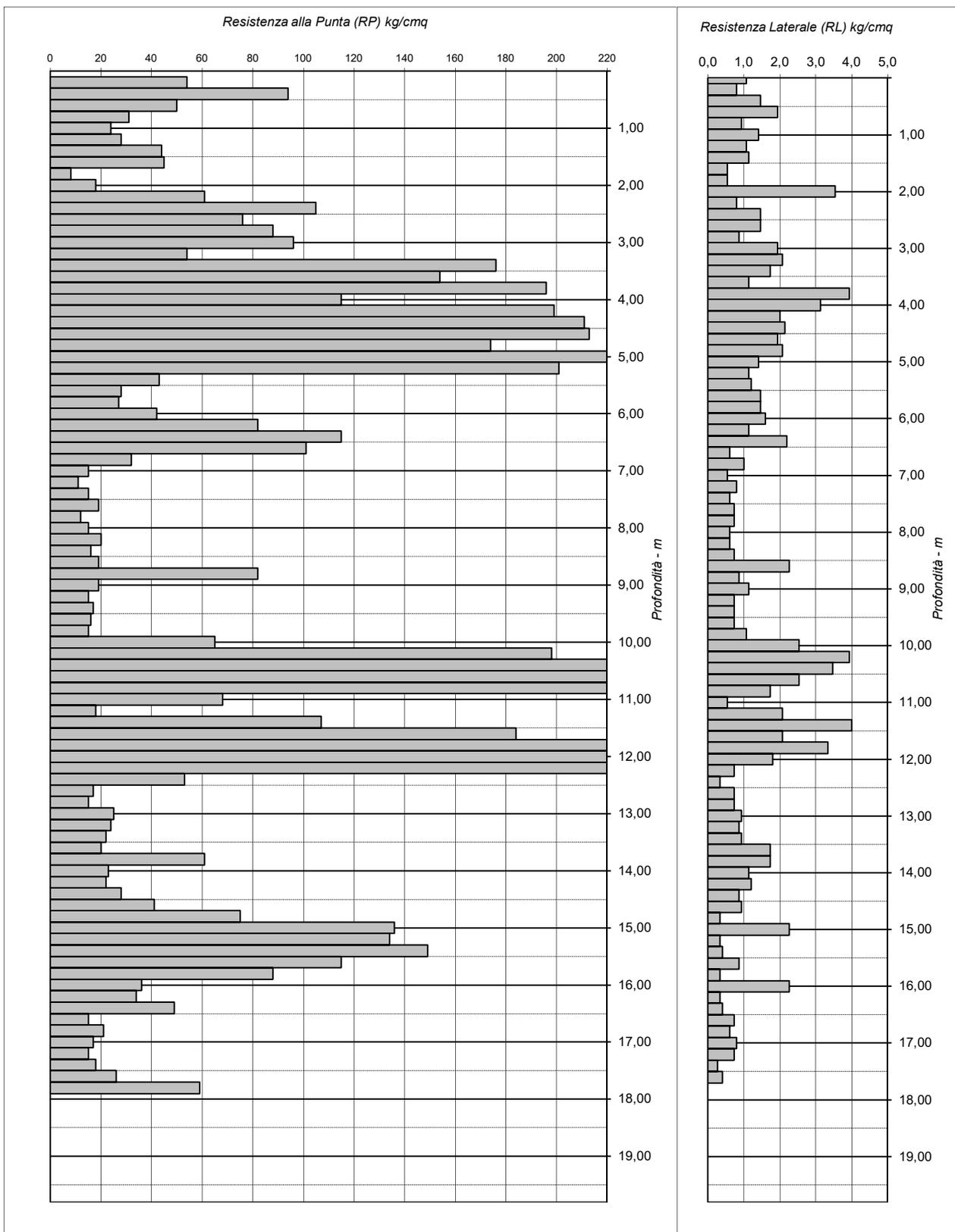
PROF.	letture		valori di resistenza		
	LP	LL	RP	RL	RP/RL
m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
10,20	65	81	65	2,53	25,7
10,40	198	236	198	3,93	50,3
10,60	253	312	253	3,47	73,0
10,80	315	367	315	2,53	124,3
11,00	222	260	222	1,73	128,1
11,20	68	94	68	0,53	127,5
11,40	18	26	18	2,07	8,7
11,60	107	138	107	4,00	26,8
11,80	184	244	184	2,07	89,0
12,00	222	253	222	3,33	66,6
12,20	286	336	286	1,80	158,9
12,40	225	252	225	0,73	306,8
12,60	53	64	53	0,33	159,0
12,80	17	22	17	0,73	23,2
13,00	15	26	15	0,73	20,5
13,20	25	36	25	0,93	26,8
13,40	24	38	24	0,87	27,7
13,60	22	35	22	0,93	23,6
13,80	20	34	20	1,73	11,5
14,00	61	87	61	1,73	35,2
14,20	23	49	23	1,13	20,3
14,40	22	39	22	1,20	18,3
14,60	28	46	28	0,87	32,3
14,80	41	54	41	0,93	43,9
15,00	75	89	75	0,33	225,0
15,20	136	141	136	2,27	60,0
15,40	134	168	134	0,33	402,0
15,60	149	154	149	0,40	372,5
15,80	115	121	115	0,87	132,7
16,00	88	101	88	0,33	264,0
16,20	36	41	36	2,27	15,9
16,40	34	68	34	0,33	102,0
16,60	49	54	49	0,40	122,5
16,80	15	21	15	0,73	20,5
17,00	21	32	21	0,60	35,0
17,20	17	26	17	0,80	21,3
17,40	15	27	15	0,73	20,5
17,60	18	29	18	0,27	67,5
17,80	26	30	26	0,40	65,0
18,00	59	65	59		
18,20					
18,40					
18,60					
18,80					
19,00					
19,20					
19,40					
19,60					
19,80					
20,00					

PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 2

DIAGRAMMA DI RESISTENZA

Provincia: Treviso	Comune: Ponte di Piave	Quota inizio: 0,00 m
Località: Levada - Via Rustignè		Prof. Falda: 2,50 m
Opera: Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi		
Committente: OTTO IMMOBILIARE s.r.l.		Data: 8\10\2018
Riferimenti catastali		Spinta max.: 20 ton
Foglio: 19	Mappali: 1314, 1318	Cost. trasf.: 10
Note:		Anello allarg.: SI



PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 2

VALUTAZIONI LITOLOGICHE

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Plave	Quota inizio:	0,00 m	
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,50 m	
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi					
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018	
Riferimenti catastali					Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10	
Note:					Anello allarg.:	SI

PROF. m	LITOLOGIA (SEARLE - SCHMERTMANN - ROBERTSON)	Peso	SEA g	SCH. 10	ROB. 1	STRATI MOLLI					STRATI DURI							
						Fp	Np	Rp<10	ψ<10	Cu<0,2	Dp<30	Np>	Rp>100	ψ>35	Cu>4	Dp>80	OCRp>3	
0,20	Limo argiloso sabbioso																	
0,40	Sabbie																	
0,60	Sabbie																	
0,80	Limi argillosi																	
1,00	Sabbie arginose limose																	
1,20	Argille limose o sabbiose																	
1,40	Limi argillosi																	
1,60	Sabbie argillose limose																	
1,80	Sabbie																	
2,00	Argille																	
2,20	Torbe																	
2,40	Sabbie																	
2,60	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
2,80	Sabbie																	
3,00	Sabbie																	
3,20	Sabbie																	
3,40	Limi argillosi																	
3,60	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
3,80	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
4,00	Sabbie																	
4,20	Sabbie limose																	
4,40	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
4,60	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
4,80	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
5,00	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
5,20	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
5,40	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
5,60	Sabbie argillose limose																	
5,80	Argille limose o sabbiose																	
6,00	Argille limose o sabbiose																	
6,20	Limi argillosi																	
6,40	Sabbie																	
6,60	Sabbie																	
6,80	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
7,00	Sabbie arginose limose																	
7,20	Limi argillosi																	
7,40	Argille molli o torbose																	
7,60	Limi argillosi																	
7,80	Limi argillosi																	
8,00	Argille limose o sabbiose																	
8,20	Limi argillosi																	
8,40	Sabbie argillose limose																	
8,60	Argille limose o sabbiose																	
8,80	Argille molli o torbose																	
9,00	Sabbie																	
9,20	Argille limose o sabbiose																	
9,40	Argille limose o sabbiose																	
9,60	Argille limose o sabbiose																	
9,80	Argille limose o sabbiose																	
10,00	Argille molli o torbose																	
10,20	Limi argillosi																	
10,40	Sabbie																	
10,60	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
10,80	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
11,00	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
11,20	Sabbie																	
11,40	Argille molli o torbose																	
11,60	Sabbie limose																	
11,80	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
12,00	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
12,20	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
12,40	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
12,60	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
12,80	Argille limose o sabbiose																	
13,00	Argille limose o sabbiose																	
13,20	Limi argillosi																	
13,40	Limi argillosi																	
13,60	Limi argillosi																	
13,80	Argille																	
14,00	Sabbie arginose limose																	
14,20	Argille limose o sabbiose																	
14,40	Argille limose o sabbiose																	
14,60	Sabbie argillose limose																	
14,80	Sabbie argillose limose																	
15,00	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
15,20	Sabbie																	
15,40	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
15,60	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
15,80	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
16,00	Ghiaie o sabbie compatte o Sabbie ghiaiose																	
16,20	Argille																	
16,40	Sabbie																	
16,60	Sabbie																	
16,80	Argille limose o sabbiose																	
17,00	Sabbie arginose limose																	
17,20	Argille limose o sabbiose																	
17,40	Argille limose o sabbiose																	
17,60	Sabbie																	
17,80	Sabbie																	
18,00																		
18,20																		
18,40																		
18,60																		
18,80																		
19,00																		
19,20																		
19,40																		
19,60																		
19,80																		
20,00																		

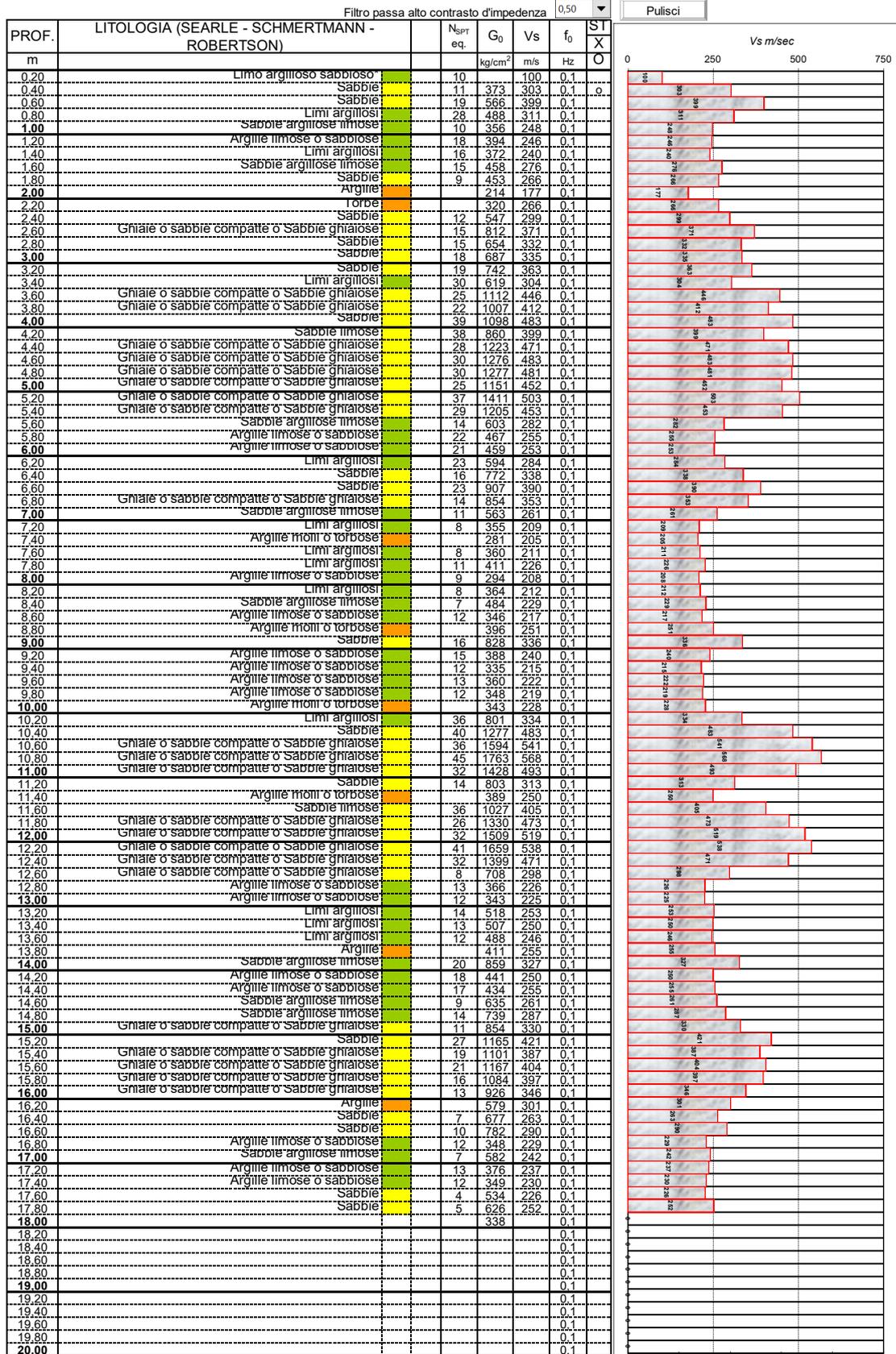
* stratigrafia rilevata direttamente

PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 2

AZIONE SISMICA - 1: PARAMETRI DINAMICI

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,50 m
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi				
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018
Riferimenti catastali				Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10
Note:				Anello allarg.:	SI



* stratigrafia rilevata direttamente

PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 2****AZIONE SISMICA - 2: POSIZIONE DEL SITO**

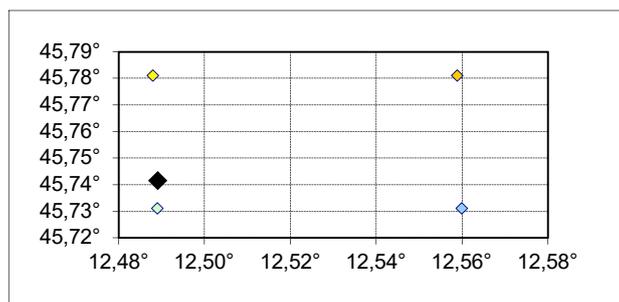
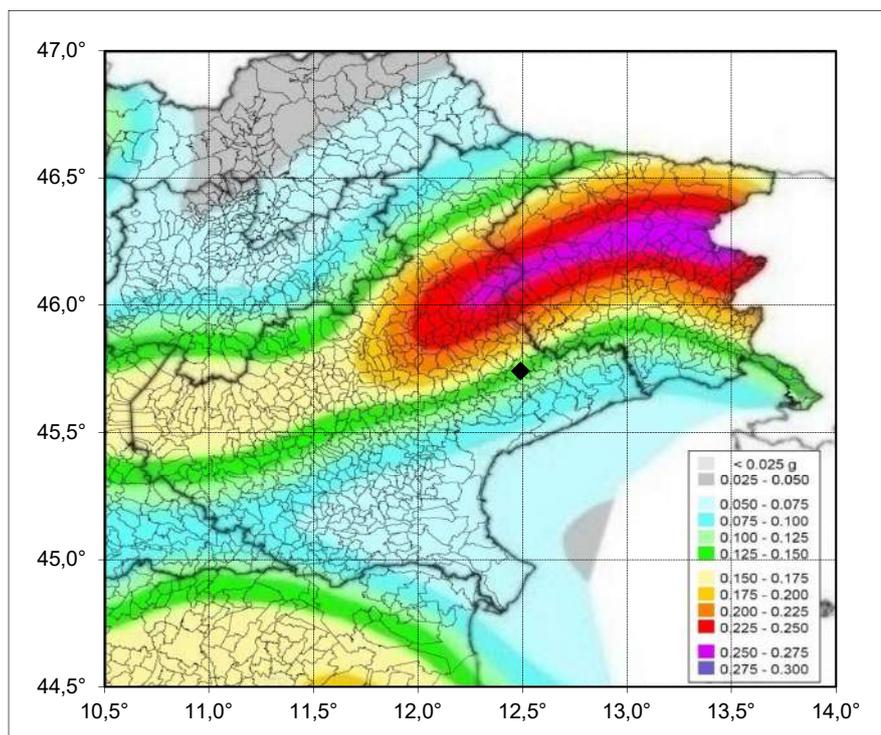
<i>Provincia:</i>	Treviso	<i>Comune:</i>	Ponte di Piave	<i>Quota inizio:</i>	0,00 m	
<i>Località:</i>	Levada - Via Rustignè			<i>Prof. Falda:</i>	2,50 m	
<i>Opera:</i>	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi					
<i>Committente:</i>	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			<i>Data:</i>	8/10/2018	
<i>Riferimenti catastali</i>				<i>Spinta max.:</i>	20 ton	
<i>Foglio:</i>	19	<i>Mappali:</i>	1314, 1318	<i>Cost. transf.:</i>	10	
<i>Note:</i>					<i>Anello allarg.:</i>	SI

Coordinate geografiche

Gauss Boaga Nord:	5.071.172,00 m	Fuso:	Ovest	Roma40 Φ	45,7400 °
Gauss Boaga Est:	1.771.377,00 m			Roma40 λ	12,4883 °
ED50 Φ	45° 44' 29"	ED50 Φ	45,7415 °	ED50 λ	12,4891 °
ED50 λ	12° 29' 21"				

Nodi del reticolo di riferimento

Sito	ID	LON (ED50) (°)	LAT (ED50) (°)	Dist. (m)
1°	11197	12,4880	45,7810	4.388
2°	11198	12,5590	45,7810	6.990
3°	11420	12,5600	45,7310	5.645
4°	11419	12,4890	45,7310	1.170
Punto		12,4891	45,7415	

**Collocazione del punto nella mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale****Media dei valori dei parametri dei 4 punti per la località in esame**

T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_c (s)
30	0,037	2,60	0,23
50	0,050	2,49	0,26
72	0,059	2,49	0,28
101	0,069	2,46	0,29
140	0,079	2,47	0,31
201	0,009	2,50	0,33
475	0,130	2,49	0,35
975	0,169	2,55	0,37
2.475	0,230	2,63	0,38

PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 2****AZIONE SISMICA - 3: CARATTERISTICHE DEL SITO**

<i>Provincia:</i>	Treviso	<i>Comune:</i>	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m
<i>Località:</i>	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,50 m
<i>Opera:</i>	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi				
<i>Committente:</i>	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018
<i>Riferimenti catastali</i>				Spinta max.:	20 ton
<i>Foglio:</i>	19	<i>Mappali:</i>	1314, 1318	Cost. trasf.:	10
<i>Note:</i>				Anello allarg.:	SI

Caratteristiche geografiche

Comune: Ponte di Piave
Zona sismica ai sensi dell'O.P.C.M. 3274/03: **3**

Categorie di sottosuolo**Precisazioni preliminari**

- Spessore di terreno da indagare dal piano di fondazione in assenza di strati rigidi: **30,00** m
- Profondità terreno indagato: **18,00** m
- Profondità terreno indagato dal piano di fondazione: **15,00** m
- Prof. strato rigido ($V_s > 800$ m/sec) non rilevato dall'indagine: **300,00** m
- Prof. strato rigido ($V_s > 800$ m/sec), non rilevato dall'indagine, dal piano di fondazione: **297,00** m
- Spessore terreno non indagato: **15,00** m

Risultati dell'analisi

- E' presente uno strato rigido, con $V_s > 800$ m/s, non rilevato dall'indagine, a 300 m di profondità.
- Si assume, per gli strati successivi a quelli indagati, di spessore complessivo valutato in 15 m, il seguente valore di V_s , per definire la categoria del sottosuolo.

Strati indagati - V_s (media pesata): **294** m/s Strati successivi - V_s : **450** m/s
 V_s (media pesata complessiva): **357** m/s Categoria di sottosuolo: **C**

Conclusioni

Categoria di sottosuolo: **C**

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Condizioni topografiche

Categoria: **T1** S_T : **1,00**

Descrizione: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 2****AZIONE SISMICA - 4: PARAMETRI E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI**

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,50 m
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi				
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018
Riferimenti catastali				Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10
Note:				Anello allarg.:	SI

Parametri dell'edificio

Vita nominale V_N (anni):	50
Classe d'uso:	II
Coefficiente d'uso C_u :	1,0
Periodo di riferimento per l'azione sismica V_R (anni):	50
Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :	9%
Fattore di alterazione dello spettro elastico η :	0,85

Parametri dell'azione sismica

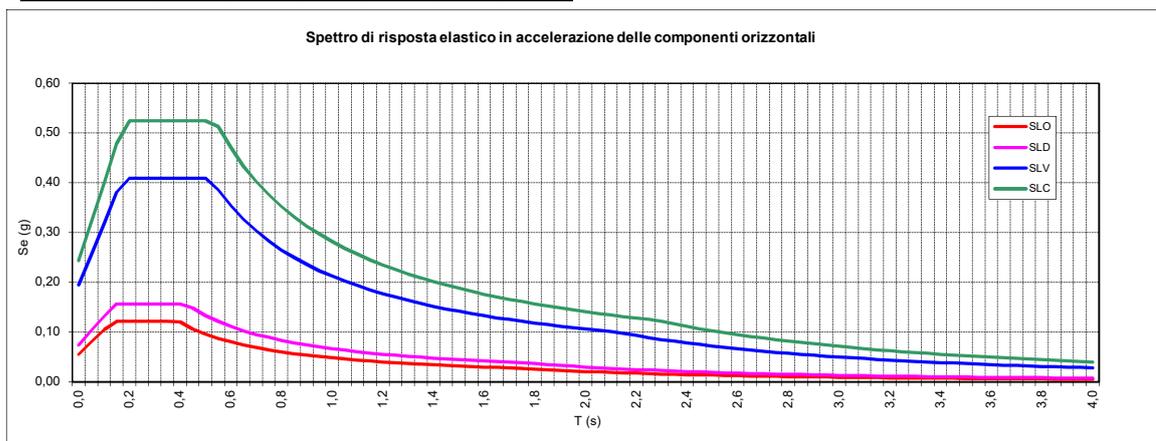
Stato Limite	P_{VR}	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_C^* (s)
SLO	81%	30	0,037	2,60	0,23
SLD	63%	50	0,050	2,49	0,26
SLV	10%	475	0,130	2,49	0,35
SLC	5%	975	0,169	2,55	0,37

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

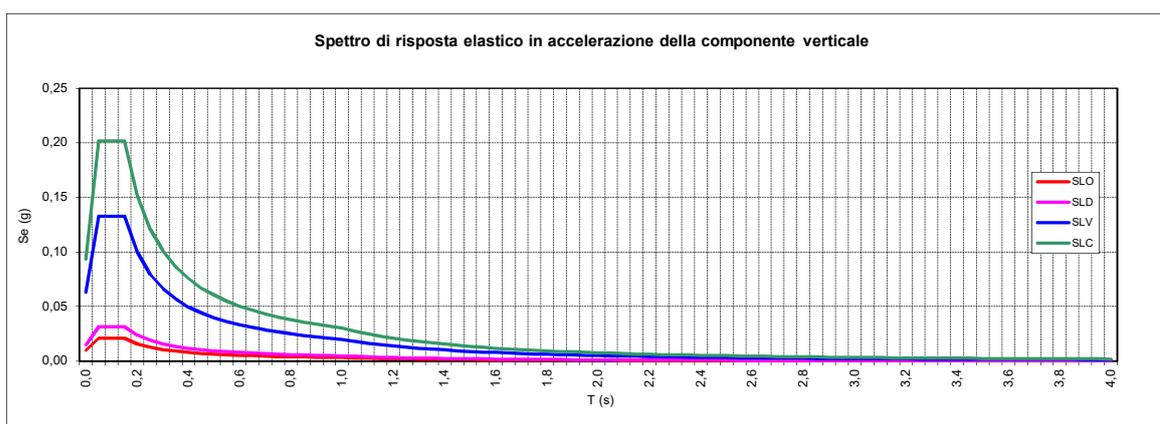
Stato Limite	S_s	C_C	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
SLO	1,50	1,70	1,50	0,13	0,40	1,75
SLD	1,50	1,64	1,50	0,14	0,43	1,80
SLV	1,50	1,49	1,50	0,17	0,52	2,12
SLC	1,44	1,46	1,44	0,18	0,54	2,27

Parametri del sito

Categoria di sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1
Coefficiente di amplificazione t_d :	1,0

**Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale**

Stato Limite	F_v	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S_s	S
SLO	0,67	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00
SLD	0,75	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00
SLV	1,21	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00
SLC	1,41	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00



PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 2****AZIONE SISMICA - 5: PARAMETRI E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI - RISONANZA**

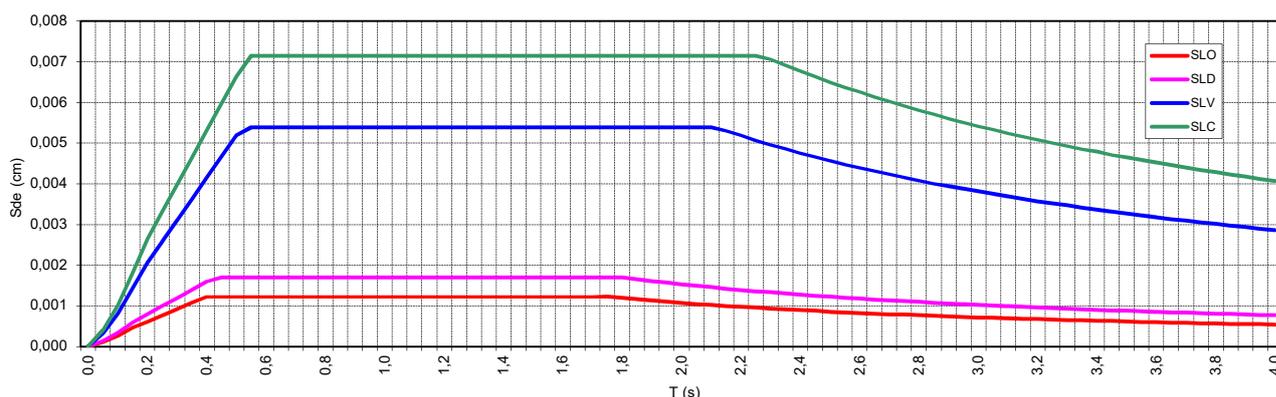
Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m	
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,50 m	
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi					
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018	
Riferimenti catastali					Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. transf.:	10	
Note:					Anello allarg.:	SI

Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Stato Limite	T_E (s)	T_F (s)	d_g (m)	V_g (m/s)
SLO	6,00	10,00	0,009	0,034
SLD	6,00	10,00	0,014	0,050
SLV	6,00	10,00	0,053	0,159
SLC	6,00	10,00	0,073	0,205

Stabilità del sito

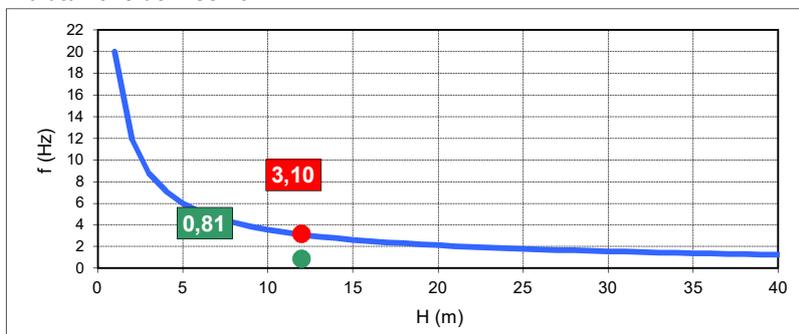
Stato Limite	a_{max} (m/s^2)	a_{max} (g)	βs	K_h	K_v
SLO	0,544	0,055	0,20	0,011	0,006
SLD	0,732	0,075	0,20	0,015	0,007
SLV	1,911	0,195	0,24	0,047	0,023
SLC	2,385	0,243	0,24	0,058	0,029

Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali**Rischio di risonanza****Parametri del sito**

(Valutazione indicativa - Ai sensi delle NTC 08)

Frequenza fond. strato sismico superficiale f_0 : **0,81** HzSpessore strato sismico superficiale H_0 : **300,00** m**Parametri dell'edificio**Altezza edificio dal piano di fondazione H : **12,00** mNumero piani: **3**Frequenza fond. f_1 : **3,33** Hz*

* prima approssimazione

Periodo del moto di vibrazione T_1 : $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$ (Paragrafo 7.3.3.2 delle NTC08)struttura a telaio in T_1 : **0,32** s C_1 : **0,050**Frequenza edificio f_1 : **3,10** Hz**Valutazione del rischio**Altezza rischio H_r : **71,90** m

$$f_1 = 3,8 f_0$$

La frequenza fondamentale dell'edificio è diversa da quella del sito: NON vi è rischio di risonanza

n.r.: non rilevabile

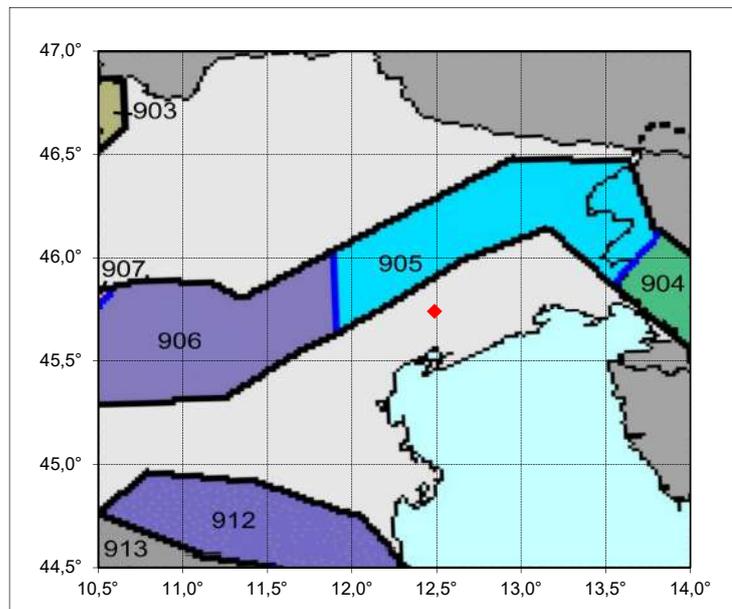
PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 2****AZIONE SISMICA - 6: LIQUEFAZIONE - MAGNITUDO ED ESCLUSIONE**

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,50 m
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi				
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018
Riferimenti catastali				Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10
Note:					Anello allarg.: SI

Magnitudo M

Collocazione del punto nella mappa della zonazione sismogenetica Zs9

Coordinate geografiche



ED50 ϕ 45,74°
 ED50 λ 12,49°

Zone Zs9 e Magnitudo attesa

ZPS	Mw max
903	6,14
904	6,14
905	6,60
906	6,60
907	6,14
912	6,14
913	6,14

Punto interno alle zone ZS9

ZS9: Esterno
 Magnitudo attesa: -

Punto esterno alle zone ZS9

Linee guida Dipartimento della Protezione Civile

	ZPS	Mw	R km	Ms	Verifica	Mw
1^	905	6,60	15,87	4,60	SI	6,60
2^	906	6,60	46,44	6,00	SI	6,60
3^	904	6,14	83,11	6,76	NO	-
4^	912	6,14	115,08	7,18	NO	-
5^	913	6,14	188,55	7,83	NO	-

Magnitudo attesa: 6,60

Punto 2 - Profondità della falda dal piano di campagna

P Falda m		Limite P Falda m	verifica?
2,50	<	15,00	SI

Punto 1 - Accelerazioni massime attese

	Stato Limite	a_{max}	a_{max}	<	a_{max}	Verifica ?
		(m/s ²)	(g)		NTC (g)	
Esercizio	SLO	0,544	0,055	<	0,100	NO
	SLD	0,732	0,075	<	0,100	NO
Ultimo	SLV	1,911	0,195	>	0,100	SI
	SLC	2,385	0,243	>	0,100	SI

Punto 3 - Caratteristiche di resistenza degli strati sabbiosi

	q_{c1N}	(N1) ₆₀
Strati sabbiosi sotto falda	4	4
Limite	180 kPa	30
Strati con valore inferiore al limite	0	4
Strati sabbiosi da verificare	0	4
Verifica?	NO	SI

Conclusioni

	Verifica?
Punto 1 - Accelerazioni massime attese	SI
Punto 2 - Profondità della falda dal piano di campagna	SI
Punto 3 - Caratteristiche di resistenza degli strati sabbiosi	SI

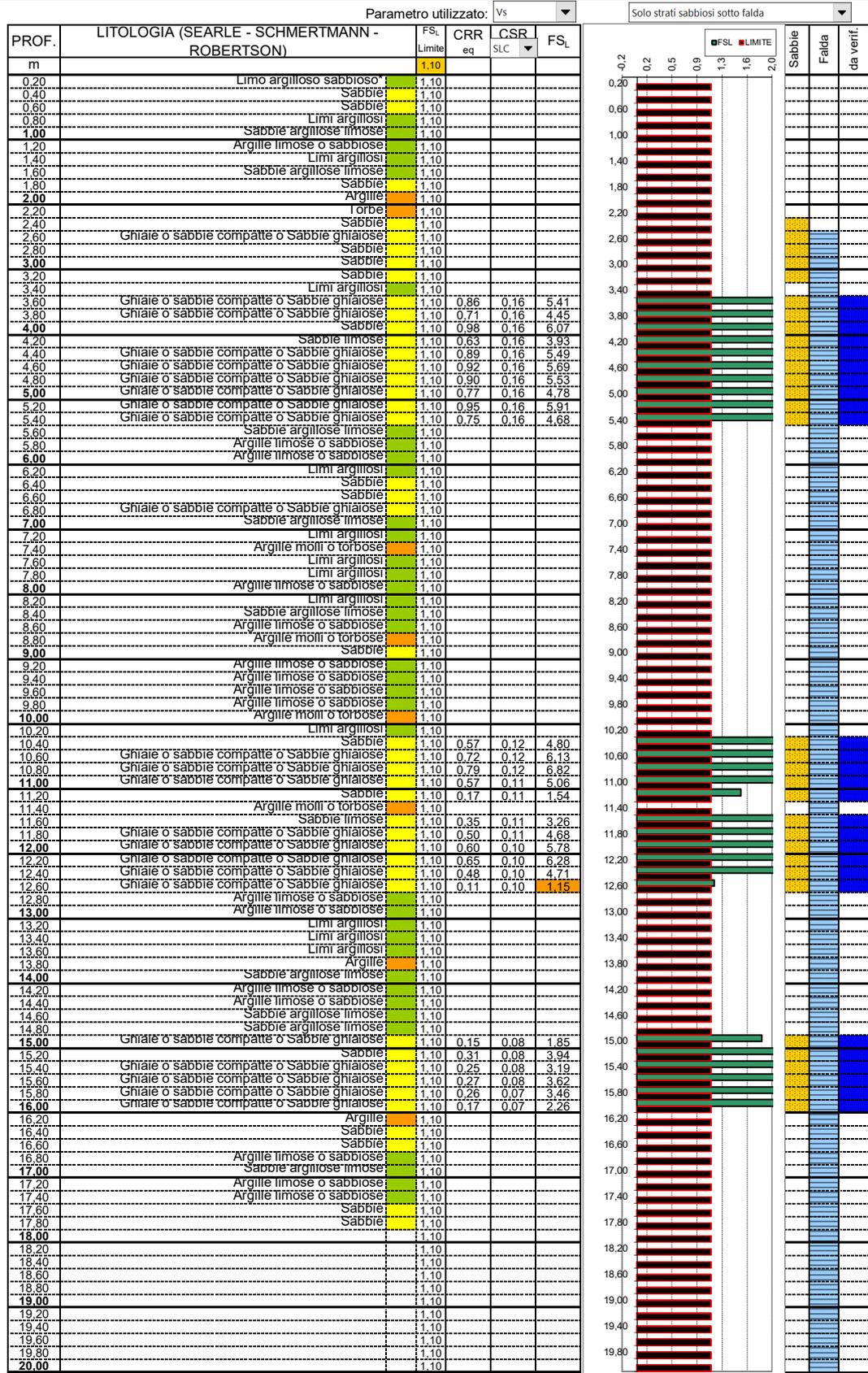
La verifica alla liquefazione NON può essere omessa

PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 2

AZIONE SISMICA - 7: LIQUEFAZIONE - VERIFICA

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Levada - Via Rustigné			Prof. Falda:	2,50 m
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi				
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018
Riferimenti catastali				Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10
Note:				Anello allarg.:	SI



PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 2

MODELLO GEOTECNICO E PARAMETRI GEOTECNICI (M1 - M2)

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,50 m
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi				
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018
Riferimenti catastrali				Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10
Note:				Anello allarg.:	SI

Approssimazione 2		Percentile 0,05		Dominio tensioni SLE: 90%											
PROF.	DESCRIZIONE	Valori sperimentali			Valori caratteristici			P _{eff} (m)		Prof.					
Livello	m	Cod.	MG	Lit.	φ	c'	c _u	γ ^s /γ'	φ _k	c'	c _u	γ ^s /γ'	SLU	SLE	m
1	0,20	A	■		20	-	59	2,00	20	-	59	2,00			0,20
2	0,40	S	■		39	-	0	1,80	39	-	0	1,80			0,40
	0,60	S	■		39	-	0	1,80							0,60
3	0,80	A	■		41	-	59	2,00	33	-	26	2,00			0,80
	1,00	A	■		35	-	25	2,00							1,00
	1,20	A	■		35	-	59	2,00							1,20
	1,40	A	■		35	-	59	2,00							1,40
4	1,60	S	■		33	-	25	2,00	33	-	12	1,90			1,60
	1,80	S	■		34	-	0	1,80							1,80
5	2,00	A	■		0	-	59	1,90	0	-	42	1,58			2,00
	2,20	A	■		0	-	25	1,25							2,20
6	2,40	S	■		30	-	0	1,80	29	-	5	0,99			2,40
	2,60	S	■		31	-	0	1,20							2,60
	2,80	S	■		30	-	0	1,14							2,80
	3,00	S	■		34	-	0	1,14							3,00
	3,20	S	■		30	-	0	1,14							3,20
	3,40	A	■		35	-	59	1,34							3,40
	3,60	S	■		31	-	0	1,20							3,60
	3,80	S	■		34	-	0	1,20							3,80
	4,00	S	■		30	-	0	1,14							4,00
	4,20	S	■		30	-	0	1,20							4,20
	4,40	S	■		30	-	0	1,20							4,40
	4,60	S	■		30	-	0	1,20							4,60
	4,80	S	■		30	-	0	1,20							4,80
	5,00	S	■		30	-	0	1,20							5,00
	5,20	S	■		34	-	0	1,20							5,20
	5,40	S	■		34	-	0	1,20							5,40
	5,60	S	■		33	-	25	1,40							5,60
7	5,80	A	■		30	-	59	1,35	29	-	59	1,34			5,80
	6,00	A	■		30	-	59	1,35							6,00
	6,20	A	■		32	-	59	1,34							6,20
8	6,40	S	■		33	-	0	1,14	30	-	6	1,04			6,40
	6,60	S	■		30	-	0	1,14							6,60
	6,80	S	■		33	-	0	1,20							6,80
	7,00	S	■		31	-	25	1,40							7,00
9	7,20	A	■		26	-	59	1,34	4	-	15	1,24			7,20
	7,40	A	■		0	-	25	1,46							7,40
	7,60	A	■		25	-	59	1,34							7,60
	7,80	A	■		26	-	59	1,34							7,80
	8,00	A	■		24	-	59	1,35							8,00
	8,20	A	■		25	-	59	1,34							8,20
	8,40	S	■		28	-	25	1,40							8,40
	8,60	A	■		25	-	59	1,35							8,60
	8,80	A	■		0	-	25	1,46							8,80
	9,00	S	■		32	-	0	1,14							9,00
	9,20	A	■		26	-	59	1,35							9,20
	9,40	A	■		24	-	59	1,35							9,40
	9,60	A	■		25	-	59	1,35							9,60
	9,80	A	■		24	-	59	1,35							9,80
	10,00	A	■		0	-	25	1,46							10,00
	10,20	A	■		32	-	59	1,34							10,20
10	10,40	S	■		30	-	0	1,14	14	-	2	1,08			10,40
	10,60	S	■		29	-	0	1,20							10,60
	10,80	S	■		32	-	0	1,20							10,80
	11,00	S	■		32	-	0	1,20							11,00
	11,20	S	■		33	-	0	1,14							11,20
	11,40	A	■		0	-	25	1,46							11,40
	11,60	S	■		33	-	0	1,20							11,60
	11,80	S	■		32	-	0	1,20							11,80
	12,00	S	■		29	-	0	1,20							12,00
	12,20	S	■		32	-	0	1,20							12,20
	12,40	S	■		33	-	0	1,20							12,40
	12,60	S	■		30	-	0	1,20							12,60
11	12,80	A	■		24	-	59	1,35	9	-	37	1,29			12,80
	13,00	A	■		23	-	59	1,35							13,00
	13,20	A	■		26	-	59	1,34							13,20
	13,40	A	■		25	-	59	1,34							13,40
	13,60	A	■		25	-	59	1,34							13,60
	13,80	A	■		0	-	59	1,27							13,80
	14,00	S	■		33	-	25	1,40							14,00
	14,20	A	■		25	-	59	1,35							14,20
	14,40	A	■		25	-	59	1,35							14,40
12	14,60	S	■		29	-	25	1,40	13	-	10	1,08			14,60
	14,80	S	■		31	-	25	1,40							14,80
	15,00	S	■		30	-	0	1,20							15,00
	15,20	S	■		32	-	0	1,14							15,20
	15,40	S	■		32	-	0	1,20							15,40
	15,60	S	■		32	-	0	1,20							15,60
	15,80	S	■		27	-	0	1,20							15,80
	16,00	S	■		31	-	0	1,20							16,00
	16,20	A	■		0	-	59	1,27							16,20
	16,40	S	■		29	-	0	1,14							16,40
	16,60	S	■		31	-	0	1,14							16,60
13	16,80	A	■		22	-	59	1,35	19	-	26	1,33			16,80
	17,00	A	■		27	-	25	1,40							17,00
	17,20	A	■		22	-	59	1,35							17,20
	17,40	A	■		21	-	59	1,35							17,40
14	17,60	S	■		26	-	0	1,14	18	-	0	0,76			17,60
	17,80	S	■		28	-	0	1,14							17,80
	18,00														18,00
	F.P.														18,20
															18,40
															18,60
															18,80
															19,00
															19,20
															19,40
															19,60
															19,80
															20,00

* stratigrafia rilevata direttamente

F.P.: Fine Prova

PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 2

VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/1

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m	
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,50 m	
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi					
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018	
Riferimenti catastali					Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10	
Note:					Anello allarg.:	SI

Verifica nei confronti dello stato limite ultimo (SLU) "Collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno"

Descrizione fondazione: **Platea**
 Tipologia: **Rettangolare**

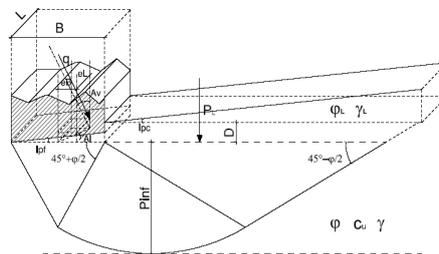
Profondità piano di appoggio (D): **3,00** m Laghezza (B): **12,75** m Eccentricità (eB): **0,00** m

Lunghezza (L): **32,20** m Eccentricità (eL): **0,00** m

Angolo dalla verticale (Av): **0** ° Angolo orizzontale dalla direzione L (Al): **0** °

Inclinaz. del piano di fondazione (lpf): **0** ° Inclinaz. del piano di campagna (lpc): **0** °

Coefficiente sismico orizzontale (Kh): **0,047** Coefficiente sismico verticale (Kv): **0,023**



Prof. d'influenza P_{inf} - da calcolo analitico: **15,34** m da Modello Geotecnico: **13,93** m

Parametri geotecnici dello strato di terreno dal piano di appoggio della fondazione fino alla profondità d'influenza e del terreno laterale

Parametro geotecnico	U.M.	Valore caratt.	M1		M2				
			Coeff. Parziali	Valore	Coeff. Parziali	Valore			
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tan φ _k	0,273	γ _{φ'}	1,00	0,273	γ _{φ'}	1,25	0,219	
Coesione efficace	c' _k	kPa	-	γ _{c'}	1,00	-	γ _{c'}	1,25	-
Resistenza non drenata	c _{uk}	kPa	22,2	γ _{cu}	1,00	22,2	γ _{cu}	1,40	15,8
Peso dell'unità di volume	γ	ton/m ³	1,1	γ _γ	1,00	1,1	γ _γ	1,00	1,1
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio terreno laterale*	tan φ _{Lk}	0,515	γ _{φL'}	1,00	0,515	γ _{φL'}	1,25	0,412	
Peso dell'unità di volume terreno laterale	γ _L	ton/m ³	1,6	γ _{γL}	1,00	1,6	γ _{γL}	1,00	1,6

*) Utilizzato solo per i fattori di profondità

Carico limite qlim

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma_L \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

CAMPO STATICO

CAMPO SISMICO

Metodo: 3 - Mageri e Novità (2006)

analitico	MG	MG (M1)	MG (M2)
-----------	----	---------	---------

analitico	MG	MG (M1)	MG (M2)
-----------	----	---------	---------

N _c	23,335	11,165	11,165	9,459	1 - Terzaghi
N _q	12,712	4,054	4,054	3,070	1 - Terzaghi
N _γ	13,763	2,764	2,764	1,781	1 - Terzaghi - Vesic (1973)
s _c	1,216	1,144	1,144	1,128	2 - Vesic (1973)
s _q	1,199	1,108	1,108	1,087	2 - Vesic (1973)
s _γ	0,842	0,842	0,842	0,842	2 - Vesic (1973)
d _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
d _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
d _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
i _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
i _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
i _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
b _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
b _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
b _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
g _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
g _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
g _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
q _{lim} (kg/cm ²)	24,55	6,78	6,78	4,45	

N _c	22,884	10,645	10,645	8,924	
N _q	11,319	3,661	3,661	2,786	
N _γ	11,037	1,979	1,979	1,213	
s _c	1,216	1,144	1,144	1,128	
s _q	1,199	1,108	1,108	1,087	
s _γ	0,842	0,842	0,842	0,842	
d _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
d _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
d _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
i _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
i _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
i _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
b _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
b _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
b _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
g _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
g _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
g _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
q _{lim} (kg/cm ²)	21,68	5,95	5,95	3,85	

n.a = non applicabile

PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 2****VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/2**

<i>Provincia:</i>	Treviso	<i>Comune:</i>	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m
<i>Località:</i>	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,50 m
<i>Opera:</i>	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi				
<i>Committente:</i>	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8\10\2018
<i>Riferimenti catastali</i>				Spinta max.:	20 ton
<i>Foglio:</i>	19	<i>Mappali:</i>	1314, 1318	Cost. trasf.:	10
<i>Note:</i>				Anello allarg.:	SI

Verifica nei confronti dello Stato Limite Ultimo (SLU) "Collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno"
Fondazioni superficiali

Descrizione fondazione: **Platea**
 Tipologia: **Rettangolare**

Profondità piano di appoggio (D): **3,00** m Larghezza (B): **12,75** m
 Azione E_d (A1 o A2): **0,85** kg/cm² Lunghezza (L): **32,20** m
 Coefficienti parziali γ_R R3: **2,3**

CAMPO STATICO**Approccio 2**

A1 + M1 + R3

q_{lim} (M1): **6,78** kg/cm² R_d (R3): **2,94** kg/cm² E_d (A1): **0,85** kg/cm²

R _d	>	E _d
----------------	---	----------------

Verifica soddisfatta**CAMPO SISMICO****Approccio 2**

A1 + M1 + R3

q_{lim} (M1): **5,95** kg/cm² R_d (R3): **2,58** kg/cm² E_d (A1): **0,85** kg/cm²

R _d	>	E _d
----------------	---	----------------

Verifica soddisfatta

PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 2****VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)**

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,50 m
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi				
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018
Riferimenti catastali				Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10
Note:				Anello allarg.:	SI

**Verifica nei confronti dello Stato Limite di Esercizio (SLE) "Cedimenti"
Fondazioni superficiali**

Descrizione fondazione: **Platea**
 Tipologia: **Rettangolare**

Profondità piano di appoggio (D): **3,00** m Laghezza (B): **12,75** m

Carico applicato - Azione (E_d): **0,85** kg/cm² Lunghezza (L): **32,20** m

Profondità d'influenza: **15,00** m Minima tensione indotta dalla fondazione: **10%**

CAMPO STATICO**Cedimento immediato S_i**

Formula generale S_i = **3,45** cm v = **0,35** E = **17.716** kPa Coeff. di Giraud.

Metodo di Bowles (1987) S_i = **0,37** cm v = **0,35** E = **17.716** kPa Coeff. di Steinbrenner e Fox.

Gazetas (1985) S_i = **2,20** cm v = **0,35** E = **17.716** kPa Con attrito laterale.

Deformazione laterale impedita S_i = **6,32** cm E = **vari**

Deformazione laterale libera S_i = **7,11** cm v = **vari** E = **vari** kg/cm²

Christian e Carrier (terreni coesivi) S_i = **0,59** cm E = **17.716** kPa Con parametri di forma.

Poulos e Davis (1974) S_i = **3,02** cm v = **0,35** E = **17.716** kPa β = **1,13**

Mediana S_i = **3,02** cm

Caratteristiche della fondazione: **Rigida** Coeff. di correzione: **0,80** (Azizi)

Prakash - Coeff carico eccentrico C_{S1} = **1,00** S_i = **3,02** cm In corrispondenza del carico eccentrico.

Prakash - Coeff carico eccentrico C_{S2} = **1,00** S_i = **3,02** cm In corrispondenza del margine della fondazione.

Prakash - Inclinazione t = **0** ° Inclinazione del piano di fondazione.

S_i = **2,42** cm Valore utilizzato.

Cedimento di consolidazione S_c

Formula con M S_c = **3,56** cm M = **vari** kg/cm²

Formula con C_c S_c = **4,74** cm C_c = **vari**

Egorov (1949) S_c = **3,78** cm

Tsytoitch (1951) S_c = **4,48** cm

Janbu (1963 - 1965) S_c = **4,45** cm

S_c = **4,45** cm

Skempton, Bjerrum (1957) μ = **0,80** Correzione che considera le tensioni laterali e la geometria della fondazione.

Mediana S_c = **3,57** cm Valore utilizzato.

Cedimento totale S_{tot} = S_i + S_c

S_{tot} = **2,42** + **3,57** = **5,98** cm E_d = **5,98** cm

Cedimento ammesso C_d

C_d = **6,00** cm

Verifica

E_d > C_d

Verifica soddisfatta

CAMPO SISMICO

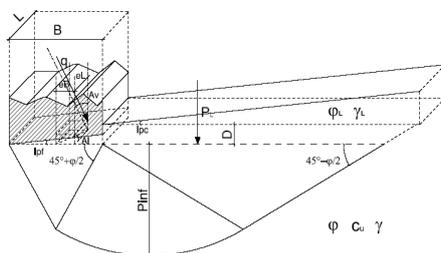
Non applicabile

PROVA PENETROMETRICA STATICA				CPT 2		
VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/1						
Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m	
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,50 m	
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi					
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018	
Riferimenti catastali					Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10	
Note:					Anello allarg.:	SI

Verifica nei confronti dello stato limite ultimo (SLU) "Collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno"

Descrizione fondazione: **Platea**
 Tipologia: **Rettangolare**

Profondità piano di appoggio (D): **0,40** m Laghezza (B): **6,00** m Eccentricità (eB): **0,00** m
 Lunghezza (L): **6,80** m Eccentricità (eL): **0,00** m
 Angolo dalla verticale (Av): **0** ° Angolo orizzontale dalla direzione L (Al): **0** °
 Inclinaz. del piano di fondazione (lpf): **0** ° Inclinaz. del piano di campagna (lpc): **0** °
 Coefficiente sismico orizzontale (Kh): **0,047** Coefficiente sismico verticale (Kv): **0,023**



Prof. d'influenza P_{inf} - da calcolo analitico: **7,43** m da Modello Geotecnico: **7,23** m

Parametri geotecnici dello strato di terreno dal piano di appoggio della fondazione fino alla profondità d'influenza e del terreno laterale

Parametro geotecnico	U.M.	Valore caratt.	M1		M2				
			Coeff. Parziali	Valore	Coeff. Parziali	Valore			
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tan φ _k	0,504	γ _{φ'}	1,00	0,504	γ _{φ'}	1,25	0,403	
Coesione efficace	c' _k	-	γ _{c'}	1,00	-	γ _{c'}	1,25	-	
Resistenza non drenata	c _{uk}	kPa	23,6	γ _{cu}	1,00	23,6	γ _{cu}	1,40	16,8
Peso dell'unità di volume	γ	ton/m ³	1,3	γ _γ	1,00	1,3	γ _γ	1,00	1,3
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio terreno laterale*	tan φ _{Lk}	0,562	γ _{φL'}	1,00	0,562	γ _{φL'}	1,25	0,450	
Peso dell'unità di volume terreno laterale	γ _L	ton/m ³	1,9	γ _{γL}	1,00	1,9	γ _{γL}	1,00	1,9

*) Utilizzato solo per i fattori di profondità

Carico limite qlim

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma_L \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

CAMPO STATICO

CAMPO SISMICO

Metodo: 3 - Mageri e Novità (2006)

analitico	MG	MG (M1)	MG (M2)
-----------	----	---------	---------

analitico	MG	MG (M1)	MG (M2)
-----------	----	---------	---------

N _c	28,595	23,508	23,508	16,841	1 - Terzaghi
N _q	17,069	12,850	12,850	7,791	1 - Terzaghi
N _γ	20,307	13,963	13,963	7,091	1 - Terzaghi - Vesic (1973)
s _c	1,527	1,482	1,482	1,408	2 - Vesic (1973)
s _q	1,496	1,445	1,445	1,356	2 - Vesic (1973)
s _γ	0,647	0,647	0,647	0,647	2 - Vesic (1973)
d _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
d _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
d _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
i _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
i _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
i _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
b _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
b _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
b _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
g _c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
g _q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
g _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
q _{lim} (kg/cm ²)	17,06	13,21	13,21	6,61	

N _c	28,161	23,057	23,057	16,360	
N _q	15,160	11,441	11,441	6,974	
N _γ	16,485	11,203	11,203	5,497	
s _c	1,527	1,482	1,482	1,408	
s _q	1,496	1,445	1,445	1,356	
s _γ	0,647	0,647	0,647	0,647	
d _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
d _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
d _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
i _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
i _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
i _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
b _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
b _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
b _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
g _c	1,000	1,000	1,000	1,000	
g _q	1,000	1,000	1,000	1,000	
g _γ	1,000	1,000	1,000	1,000	
q _{lim} (kg/cm ²)	15,65	12,22	12,22	6,02	

n.a = non applicabile

PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 2****VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)**

Provincia:	Treviso	Comune:	Ponte di Piave	Quota inizio:	0,00 m	
Località:	Levada - Via Rustignè			Prof. Falda:	2,50 m	
Opera:	Progetto per realizzazione di fabbricato residenziale 7 alloggi					
Committente:	OTTO IMMOBILIARE s.r.l.			Data:	8/10/2018	
Riferimenti catastali					Spinta max.:	20 ton
Foglio:	19	Mappali:	1314, 1318	Cost. trasf.:	10	
Note:					Anello allarg.:	SI

**Verifica nei confronti dello Stato Limite di Esercizio (SLE) "Cedimenti"
Fondazioni superficiali**

Descrizione fondazione: **Platea**
Tipologia: **Rettangolare**

Profondità piano di appoggio (D): **0,40** m Laghezza (B): **6,00** m

Carico applicato - Azione (E_d): **0,95** kg/cm² Lunghezza (L): **6,80** m

Profondità d'influenza: **13,20** m Minima tensione indotta dalla fondazione: **10%**

CAMPO STATICO**Cedimento immediato S_i**

Formula generale S_i = **3,47** cm v = **0,33** E = **15.700** kPa Coeff. di Giraud.

Metodo di Bowles (1987) S_i = **0,65** cm v = **0,33** E = **15.700** kPa Coeff. di Steinbrenner e Fox.

Gazetas (1985) S_i = **2,20** cm v = **0,33** E = **15.700** kPa Con attrito laterale.

Deformazione laterale impedita S_i = **7,56** cm E = **vari**

Deformazione laterale libera S_i = **8,65** cm v = **vari** E = **vari** kg/cm²

Christian e Carrier (terreni coesivi) S_i = **1,34** cm E = **15.700** kPa Con parametri di forma.

Poulos e Davis (1974) S_i = **3,05** cm v = **0,33** E = **15.700** kPa β = **1,05**

Mediana S_i = **3,05** cm

Caratteristiche della fondazione: **Rigida** Coeff. di correzione: **0,80** (Azizi)

Prakash - Coeff carico eccentrico C_{S1} = **1,00** S_i = **3,05** cm In corrispondenza del carico eccentrico.

Prakash - Coeff carico eccentrico C_{S2} = **1,00** S_i = **3,05** cm In corrispondenza del margine della fondazione.

Prakash - Inclinazione t = **0** ° Inclinazione del piano di fondazione.

S_i = **2,44** cm Valore utilizzato.

Cedimento di consolidazione S_c

Formula con M S_c = **4,73** cm M = **vari** kg/cm²

Formula con C_c S_c = **10,90** cm C_c = **vari**

Egorov (1949) S_c = **5,01** cm

Tsytoivitch (1951) S_c = **3,73** cm

Janbu (1963 - 1965) S_c = **10,14** cm

S_c = **5,01** cm

Skempton, Bjerrum (1957) μ = **0,71** Correzione che considera le tensioni laterali e la geometria della fondazione.

Mediana S_c = **3,54** cm Valore utilizzato.

Cedimento totale S_{tot} = S_i + S_c

S_{tot} = **2,44** + **3,54** = **5,98** cm E_d = **5,98** cm

Cedimento ammesso C_d

C_d = **6,00** cm

Verifica

E_d > C_d

Verifica soddisfatta

CAMPO SISMICO

Non applicabile

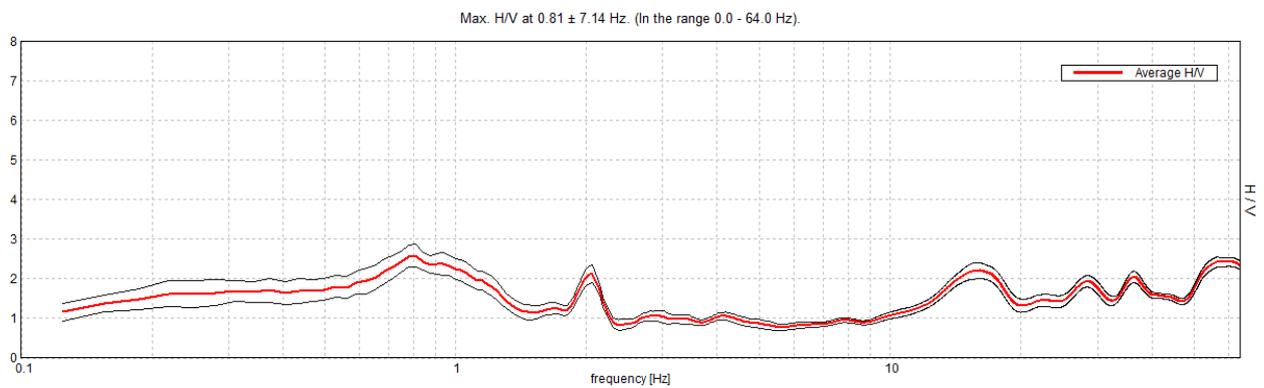
Allegato 6
ELABORAZIONE PROVA HVSR

LEVADA DI PONTE DI PIAVE, VIA RUSTIGNÈ

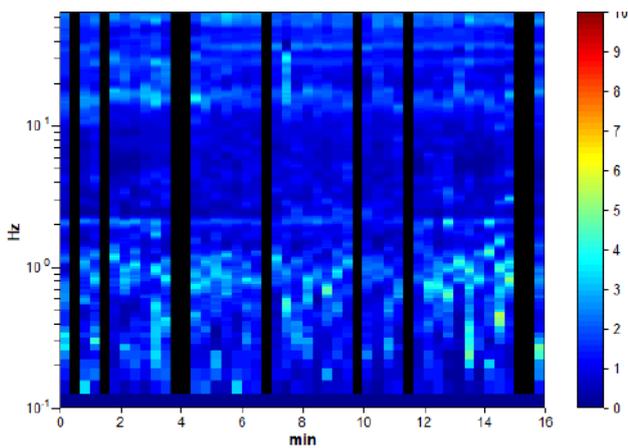
Instrument: TRZ-0084/01-10
Data format: 16 byte
Full scale [mV]: n.a.
Start recording: 08/10/18 14:42:13 End recording: 08/10/18 14:58:14
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
GPS data not available

Trace length: 0h16'00". Analyzed 81% trace (manual window selection)
Sampling rate: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing type: Triangular window
Smoothing: 10%

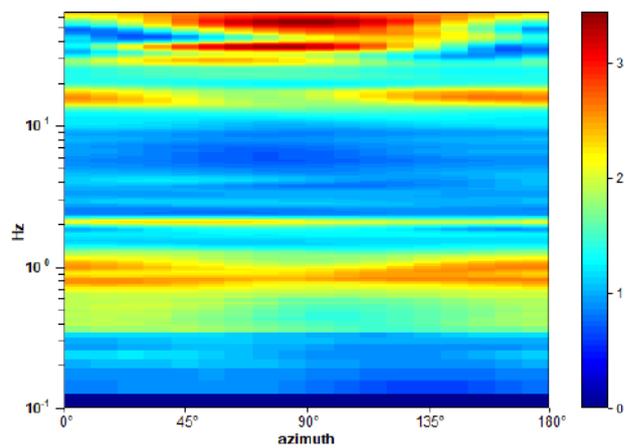
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

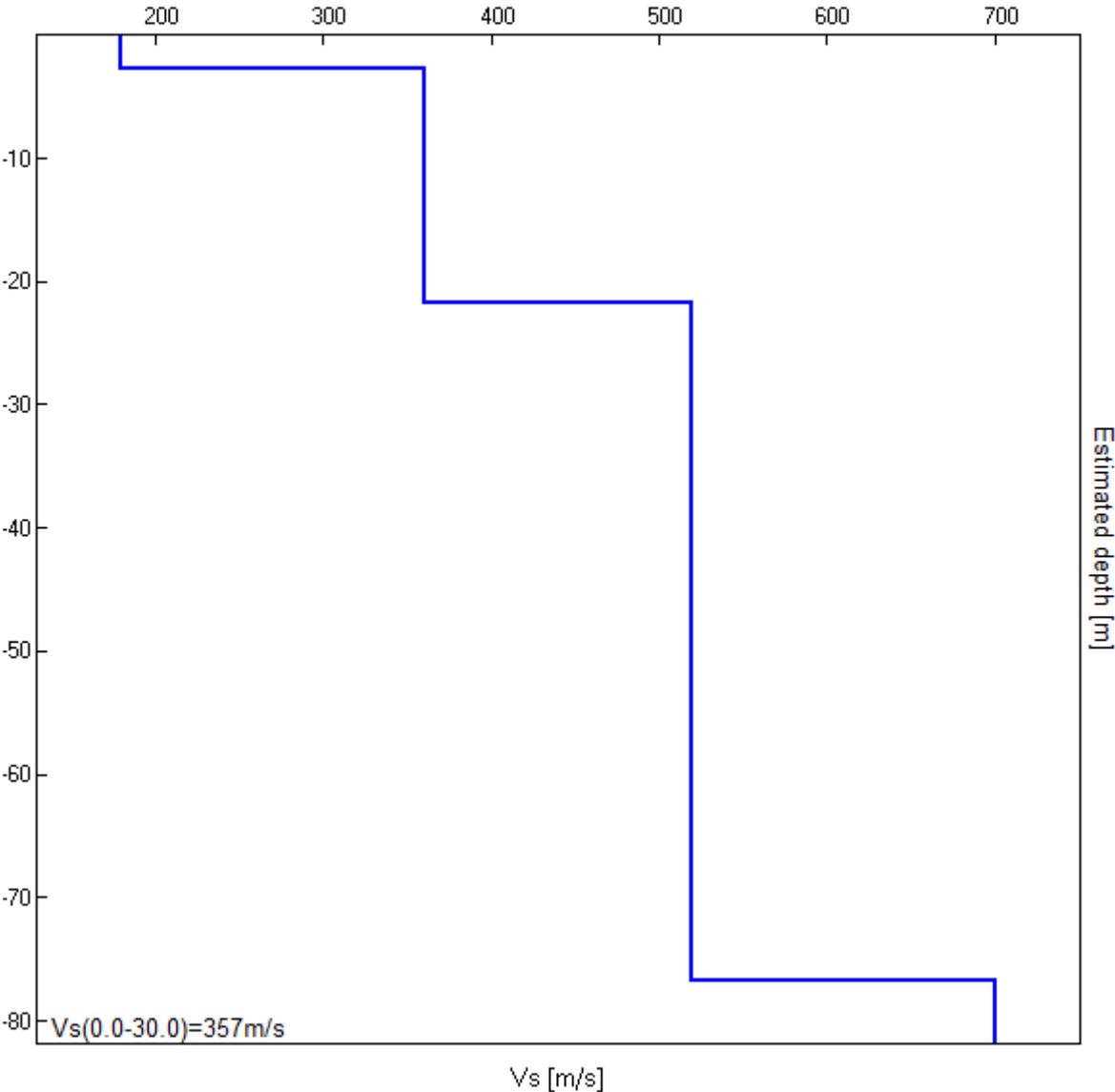


H/V TIME HISTORY

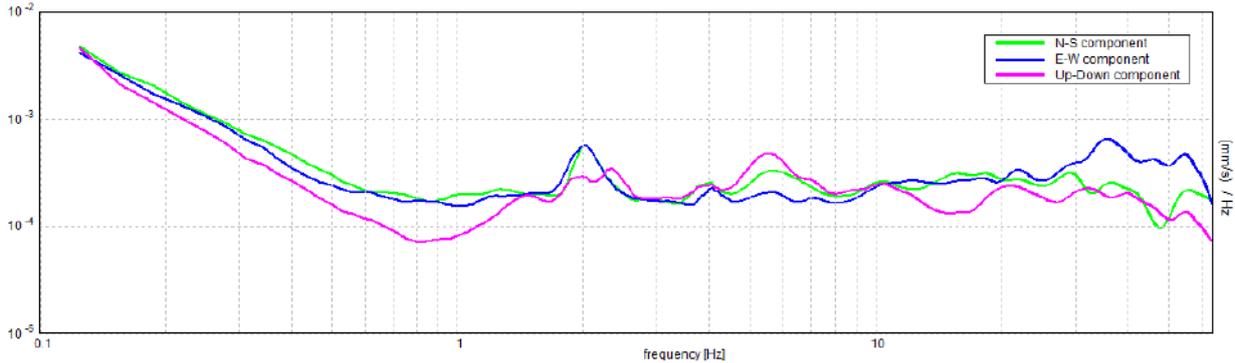


DIRECTIONAL H/V



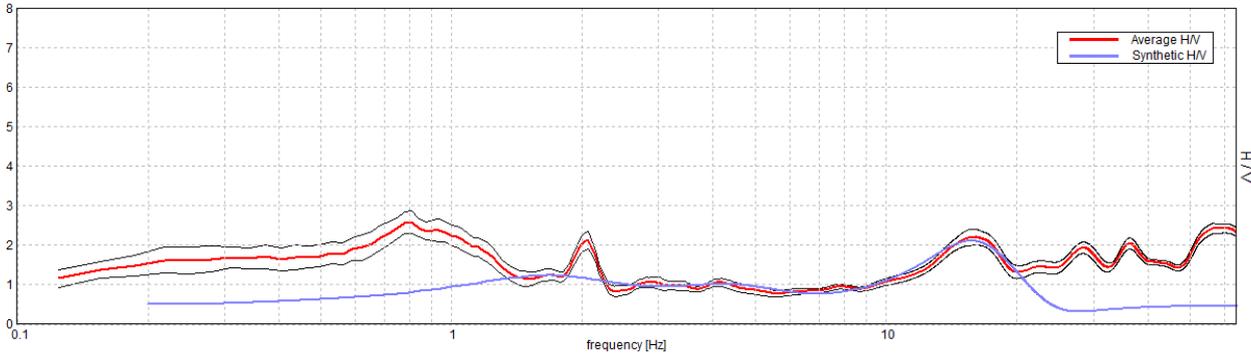


SINGLE COMPONENT SPECTRA



EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 0.81 ± 7.14 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
2.80	2.80	180	0.42
21.80	19.00	360	0.42
76.80	55.00	520	0.41
inf.	inf.	700	0.41

Vs(0.0-30.0)=357m/s

[According to the SESAME, 2005 guidelines. Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.]

Max. H/V at 0.81 ± 7.14 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.81 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$633.8 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 40 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.375 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.58 > 2$	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 8.78612 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$7.13872 < 0.12188$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2871 < 2.0$	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$

Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20