Provincia di Treviso **Comune di Paese**

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
C.SA.17.3_ EX ATR/25 Via Pravato
Realizzazione edificio L1 e edificio L2

RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA – SISMICA

COMMITTENTE:
Mattarollo Renato

Data: 09 marzo 2025
Cod.: GT534

Dott. Geol. Carlo NOBILE
Via Chiereghin, 21
31100 Treviso
Cell. 339 6822108
Email: carlonobile@tin.it

ORDINE DEI GEOLOGI * REGIONE DEL VENETO * Dr. Geol. CARLO NOBILE N° 394

INDICE

1 INTRODUZIONE 4

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE 5

2.1 UBICAZIONE GEOGRAFICA (ALL. 1, 2) 5
2.2 INQUADRAMENTO CATASTALE (ALL. 3) 5
2.3 INDICAZIONI DELLA PIANIFICAZIONE COMUNALE 5

3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO 6

3.1 CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE E IDROLOGICHE 6
3.2 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE 6
3.3 CARATTERISTICHE PEDOLOGICHE 7
3.4 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE 7
3.5 PERICOLOSITÀ GEOLOGICA 8
3.5.1 Pericolosità idraulica 8
3.5.2 Pericolosità sismica 8

4 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA 10

4.1 PIANO DELLE INDAGINI 10
4.2 INDAGINE GEOTECNICA (ALL. 5) 10
4.2.1 La Prova penetrometrica dinamica superpesante – DPSH 10
4.2.2 Le indagini eseguite 11
4.3 INDAGINE GEOFISICA (ALL. 6) 13
4.3.1 La prospezione sismica a stazione singola HVSR 13
4.3.2 Caratterizzazione sismica del sito 13
4.4 MODELLO GEOTECNICO 13

5 AZIONE SISMICA 16

5.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE 16
5.2 CARATTERISTICHE GEOGRAFICHE 16
5.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO 16
5.4 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO 17
5.5 PARAMETRI SISMICI INTERPOLATI 18
5.6 PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI 18
5.7 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE 19
5.8 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE 19

6 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE 20

6.1 STRUTTURA DI FONDAZIONE 20
6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA RELATIVE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) 21
6.2.1 Parametri geotecnici (M1, M2) 22
6.2.2 Carico Limite o Capacità portante 22
6.2.3 Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU) – Campo statico 23
6.2.4 Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU) – Campo sismico 24
6.3 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) 25
6.3.1 Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE) – Campo Statico 25
6.3.2 Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE) – Campo sismico 27

7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE 28

1 INTRODUZIONE

Su incarico di Mattarollo Renato è stato eseguito uno studio geologico – geotecnico – sismico per un terreno posto in comune di Paese, in Via Divisione Cadore, destinato alla realizzazione di un Piano Urbanistico Attuativo con realizzazione di due edifici residenziali, L1 e L2.

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

- D.M. (LL.PP.) 11 marzo 1988 "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce*";
- Circ. Min. LLPP. 24 settembre1988, 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'*".
- Circ. C.S.LL.PP. 21 gennaio 2019, n. 7 "*Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*"

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 si fa riferimento ai capitoli 3 e 7 delle NTC.

La presente relazione tiene in considerazione, inoltre, le prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche per la specifica classe di compatibilità all'edificazione individuata per il sito in oggetto, riferita alla "*Carta della Fragilità*" del Piano di Assetto del Territorio (PAT) del Comune di Paese.

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

2.1 UBICAZIONE GEOGRAFICA (ALL. 1, 2)

Il terreno individuato per la realizzazione del progetto ricade nel contesto di alta pianura rientrante nel settore meridionale della provincia di Treviso.
L'area oggetto di studio è posta, più precisamente, nella porzione meridionale del comune di Paese, in Via Divisione Cadore.

2.2 INQUADRAMENTO CATASTALE (ALL. 3)

L'area risulta censita al Catasto terreni come segue:
Comune di Paese (TV)
Foglio n. 28
Mappali n. 692, 693

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 (PAT) del Comune di Paese: *"Terreno idoneo*".

L'art. 23 delle Norme Tecniche riporta quanto segue:
"*Nell'edificazione di fabbricati od opere comunque riferibili agli obblighi del D.M. 14.09.2005 "Norme tecniche per le costruzioni", in rapporto alle categorie dei terreni di seguito indicate, dovranno essere rispettate le prescrizioni di seguito riportate.*
Terreni idonei, terreni posti in zona pianeggiante con le seguenti caratteristiche:
- ottimi dal punto di vista geotecnico (terreni prevalentemente ghiaioso sabbiosi);
- ottimo drenaggio, con massimo livello della falda freatica superiore ai cinque metri dal piano campagna;
- assenza di cave e discariche;
- assenza di esondazioni storiche.
In queste zone si prescrive la predisposizione di relazione geologica e/o geotecnica in conformità a quanto previsto dalla normativa vigente, fornendo elementi quantitativi ricavati da indagini e prove dirette e con grado di approfondimento commisurato all'importanza dell'edificio. Le indagini vanno spinte fino alla profondità alla quale la percentuale di carico indotta dall'edificio è pari a un decimo di quella applicata al piano di posa. Vanno inoltre allegate le stratigrafie e le ubicazioni relative ai sondaggi e alle prove in sito. Nel caso di costruzioni di modesto rilievo la caratterizzazione geotecnica può essere ottenuta per mezzo di indagini speditive (trincee, indagini geofisiche, ecc.) e/o sondaggi meccanici con prelievo di campioni e/o prove penetrometriche."

Non sono segnalate particolari problematiche geotecniche per il terreno oggetto d'intervento.

3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Il § 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, integrati 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 nell'alta pianura, il cui assetto geomorfologico è la risultante dell'azione morfogenetica dovuta alle divagazioni dei principali fiumi della zona. La morfologia, caratterizzata da lineamenti dolci ed uniformi, è stata in gran parte modificata da un plurisecolare modellamento antropico, ossia 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 piano topografico debolmente degradante da Nord Ovest verso Sud Est e con quota media assoluta che varia attorno ai 32,50 m s.l.m.

L'elevata permeabilità del substrato non ha permesso l'instaurarsi di una sviluppata rete idrografica. L'irrigazione dei campi agricola è permessa dalla rete irrigua costituita da canalette in calcestruzzo, gestita dal consorzio di bonifica competente. Da citare, inoltre, le diverse cave della zona, utilizzate per l'estrazione del materiale ghiaioso, che mettono in luce la falda freatica.

Il *Fiume Sile*, elemento idrografico più importante della zona, presenta il punto più prossimo all'area a circa 3,8 Km a Sud Ovest.

3.2 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE

Il sito rientra, come citato, nell'alta pianura; porzione di pianura che si estende per una fascia larga mediamente una decina di chilometri, dalla "*Fascia delle Risorgive*" fino a ridosso dei rilievi prealpini. Tale pianura è costituita quasi esclusivamente da ghiaie in matrice più o meno sabbiosa, per spessori di alcune centinaia di metri. Intercalate a tali ghiaie si possono rinvenire delle sottili lenti sabbiose, talora limose e conglomerati. Quest'ultimi maggiormente frequenti in profondità. Nel complesso si tratta di termini piuttosto permeabili.
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) più prossime al sito, che mostrano la successione continua degli strati ghiaiosi per decine di metri.

La Carta litologica dello studio geologico allegato al PAT del Comune di Paese riporta il sito in corrispondenza della seguente litologia: "*Alluvioni fluvioglaciali*".

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: P1 - Alta pianura antica (pleistocenica) con suoli fortemente decarbonatati, con accumulo di argilla e a evidente rubefazione.
Unità di paesaggio: P1.1 - Conoidi ghiaiosi e superfici terrazzate con evidenti canali intrecciati, costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie.
Unità cartografica: TRS1/SNF1
Complesso: Suoli Travesagna, franco argillosi, ghiaiosi, a substrato sabbioso franco estremamente ghiaioso USDA 2006: Inceptic Hapludalfs clayey-skeletal, mixed, mesic WRB 2006: Cutanic Luvisols (Hypereutric, Skeletic) Suoli a profilo Ap-Bt-BC-C, moderatamente profondi (50 ÷ 100 cm), tessitura moderatamente fine con scheletro frequente, tessitura grossolana con scheletro molto abbondante nel substrato, non calcarei, reazione subalcalina, estremamene calcarei nel substrato, drenaggio buono, permeabilità moderatamente alta, con rivestimenti di argilla, falda molto profonda. Capacità d'uso: IIIs Suoli San Floriano, franchi, molto ghiaiosi USDA 2006: Alfic Udarents loamy-skeletal, mixed, nonacid, mesic WRB 2006: Aric Regosols (Hypereutric, Skeletic, Endoarenic) Suoli a profilo Ap1-Ap2/Bt-BC-C, moderatamente profondi (50 ÷ 100 cm), tessitura da media a moderatamente fine con scheletro abbondante, tessitura grossolana, con scheletro molto abbondante nel substrato, moderatamente calcarei, estremamente calcarei nel substrato, drenaggio moderatamente rapido, permeabilità alta, con rivestimenti di argilla, falda molto profonda. Capacità d'uso: IIIs

3.4 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE

L'alta pianura, posta a ridosso dei rilievi collinari, è caratterizzata da un materasso ghiaioso indifferenziato che contiene un'unica potente falda, a carattere libero, che satura le alluvioni grossolane fino al basamento roccioso o comunque fino a notevoli profondità. La falda è alimentata dalle infiltrazioni dirette in superficie delle precipitazioni, dalla dispersione dei corsi d'acqua (in particolare del Fiume Piave), dal ruscellamento dei rilievi prealpini e dall'irrigazione.

Presso il sito il livello di deflusso della falda freatica, ossia della falda più superficiale, si attesta attorno alla quota di 19 m s.l.m. come illustrato nella Carta delle isofreatiche della Regione Veneto.
La Carta idrogeologica dell'alta Pianura Veneta, redatta da A. Dal Prà sulla base di misure effettuate nel novembre del 1975, riporta la falda, in corrispondenza del sito ad una quota di 20,5 m s.l.m.
La più recente Carta delle Isofreatiche della Provincia di Treviso, rappresentante però una situazione di magra, pone la falda alla quota di circa 17 m s.l.m.
La Carta idrogeologica dello studio geologico allegato al PAT di Paese, che rappresenta lo studio di maggior dettaglio a livello locale, ubica il sito in corrispondenza dell'isofreatica di quota 20,5 m s.l.m.

In conclusione, la falda freatica si pone, in base alle cartografie citate, ad una profondità minima di circa 12 m dal piano di campagna.
La falda scorre in direzione Nord Ovest – Sud Est.

3.5 PERICOLOSITÀ GEOLOGICA

L'aspetto della pericolosità geologica è stato approfondito tramite analisi dei principali strumenti normativi e di pianificazione territoriale in tema di pericolosità idraulica, dissesto idrogeologico e pericolosità sismica.

3.5.1 Pericolosità idraulica

La "*Carta della Fragilità*" del Piano di Assetto del Territorio (PAT) del Comune di Paese non fa rientrare il sito in "*Aree soggette 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, non fa ricadere il sito in alcuna classe di pericolosità o rischio idraulico.

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.) 2021 - 2027, redatto ai sensi degli articoli 65 e 66 del D.lgs n. 152/2006, adottato dalla Conferenza Istituzionale Permanente dell'Autorità di Bacino Distrettuale delle Alpi Orientali in data 21/12/2021, e approvato con Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 01/12/2022, fornisce le tavole delle aree allagabili, del pericolo e del rischio idraulico, consultabili anche tramite il Webgis SIGMA.
Dalle cartografie non si evince alcuna pericolosità o rischio idraulico per il sito in oggetto.

3.5.2 Pericolosità sismica

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*", aggiornata con la Deliberazione della Giunta Regionale n. 244 del 09 marzo 2021, fa rientrare il comune di Paese in zona 2.

Il comune di Paese ha predisposto lo studio di Microzonazione sismica, che riporta le seguenti indicazioni per il sito in oggetto:

- Carta delle indagini

Le indagini geofisiche più prossime sono una MASW, una Prova RE.MI. e una HVSR eseguite a 500 m a Nord Ovest.

- Carta geologico – tecnica

Fa rientrare il sito in un'area caratterizzata da "*Materiali granulari fluvioglaciali antichi prevalentemente ghiaiosi in matrice sabbiosa, da moderatamente addensati a sciolti. Talvolta sono presenti livelli conglomeratici e limoso-argillosi, quest'ultimi di modesto spessore (massimo 1-2 metri sino a circa 45 metri di profondità, v. stratigrafie allegate). Nel territorio comunale lo spessore di questi materiali varia da 0 a circa 140 a 250 metri.*"
Tale litologia poggia sul substrato costituito dalla formazione "*Conglomerato del Pleistocene*", avente uno spessore variabile: dalla profondità di circa 140/250 metri dal p.c. a circa 1.120/1.200 metri dal p.c. Al letto vi sono le *"Marne e argille del Pliocene"*, aventi uno spessore variabile: dalla profondità di circa 1.120/1.200 metri dal p.c. a circa 1.190/1.360 metri dal p.c.
Altri elementi: "*Area con massimo livello della superficie della falda freatica e/o artesiana minore a 15 metri dal piano campagna.*".
Il sito non rientra in corrispondenza di "*Rotture in superficie per riattivazione di faglia capace*".

- Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica

È ribadita la litologia descritta nella Carta geologico – tecnica. È specificato che le Vs sono maggiori a 360 m/s.

- Carta delle frequenze fondamentali di vibrazione

Il sito rientra nel contesto dell'"*Area con frequenza fondamentale di vibrazione raramente assente, normalmente da 1,5 a 12 Hz con ampiezza compresa tra 2 e 3, in prove HVSR di classe A o B*".

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

4 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

4.1 PIANO DELLE INDAGINI

Il § 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.*"

Considerate le caratteristiche geologiche evidenziante in fase preliminare, come illustrato al capitolo 3, e, in accordo con le disposizioni del progettista, si è programmata la seguente campagna d'indagine che definisce il modello geotecnico e le caratteristiche sismiche completando, così, il modello geologico:

- nr. 2 Prove Penetrometriche Dinamiche Superpesanti (DPSH1, DPSH2)
- nr. 1 Prospezione sismica a stazione singola (HVSR)

Le indagini sono ubicate come indicato nella planimetria allegata (ALL. 4) dove è riportata la sagoma dei due edifici in progetto, L1 e L2.

4.2 INDAGINE GEOTECNICA (ALL. 5)

4.2.1 La Prova penetrometrica dinamica superpesante – DPSH

La *Prova penetrometrica dinamica* consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi di 10 o 20 cm) misurando il numero di colpi N necessari al suo all'avanzamento.
La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "*catalogare e parametrizzare*" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.
Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

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

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

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

Nel caso in oggetto è stato utilizzato un penetrometro dinamico superpesante DPSH (Super Heavy Dynamic Probing) Tipo EMILIA con le seguenti caratteristiche:

- massa battente M = 63,5 kg
- altezza caduta H = 0,75 m
- avanzamento d = 20-30 cm
- punta conica conica (a = 60°-90°)
- diametro D = 51,90 mm
- area base cono A = 20 cm²
- rivestimento / fango bentonitico: talora previsto.

Opportune correlazioni hanno permesso di ottenere, dai dati forniti dalla prova, il valore del numero di colpi della prova penetrometrica standard (SPT) che rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi per ricavare informazioni dal sottosuolo.
I valori dei numeri di colpi della prova penetrometrica standard (SPT) permettono di fornire, oltre indicazioni sulla litologia attraversata, i principali parametri geotecnici.

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 le elaborazioni in condizioni sismiche.

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

- Peso dell'unità di volume efficace (γ'): Attribuito in base alla litologia media.
- Pressione efficace verticale (Peff): Valutata dal peso dell'unità di volume efficace γ'.
- Angolo di resistenza al taglio (φ): Dunham (1954), Owasaki e Ivwasaki (1982), Sower, Malcev, Meyerhof (1956), Kishida (1967), Natarajan e Tolia (1977), Muromachi et al. (1974), Parry (1971), Shioi e Fukui (1982) – 1 (Road Bridge Specification), Shioi e Fukui (1982) – 2 (Japanese National Railway), Peck, Hanson e Thornburn (1974) – Wolff (1989), Kulhawy e Mayne (1980), De Mello
- Coesione non drenata (C_u): Jamiolkowski et al. (1985), Mesri (1989), Sotelo e Bosh (1999), Bruschi (2009), Stewart (1992), Houlsby (1993), Martin (1994), Stroud (1974), Hara et al. (1971), Terzaghi & Peck, DM-7 (Design Manual for Soil Mechanichs)
- Densità relativa (Dr): Meyerhof (1975), Terzaghi e Peck (1967), Schultze e Menzenbach (1961), Bazaraa (1962), Marcuson e Bieganousky (1977), Fardis e Veneziano (1981), Kokusho et al. (1983), Yoshida e Kokusho (1988), Kulhawy e Mayne (1990), Cubrinowski e Ishihar (1999), Hatabaka e Feng (2006), Gibbs e Holtz (1957), Skempton (1986)
- Modulo di deformazione edometrico (M): Da modulo di deformazione di Young (M) e coeff. di Poisson ()
- Rapporto di sovraconsolidazione (OCR): Mayer e Kemper (1988)
- Coefficiente di Poisson (v): Attribuito in base alla litologia.
- Modulo di deformazione (modulo di Young) (E): Denver, D'appolonia et al. (1970), Pasqualini (1983)
- Modulo di deformazione di taglio (G_0): Ohsaki e Iwasaki
- Velocità delle onde sismiche S (Vs): Ohta e Goto (1978) – Lo Presti et al. (2006), Andrus et al. (2003), Yoshida e Monotori (1988), Imai e Yoshimura (1970), Ohba e Torium (1970), Imai (1977), Jinan (1987), Iyisan (1996), Andrus et al. (1999), Thephenson (2004), Zuccarello (2000).

4.2.2 Le indagini eseguite

Sono state eseguite, come citato, nr. 2 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH1, DPSH2), una in corrispondenza di ogni edificio, spinte fino alla profondità massima di 3,20 m dal piano di campagna attuale, ossia fino a rifiuto strumentale (presenza di uno strato consistente che non ha permesso la prosecuzione della prova).

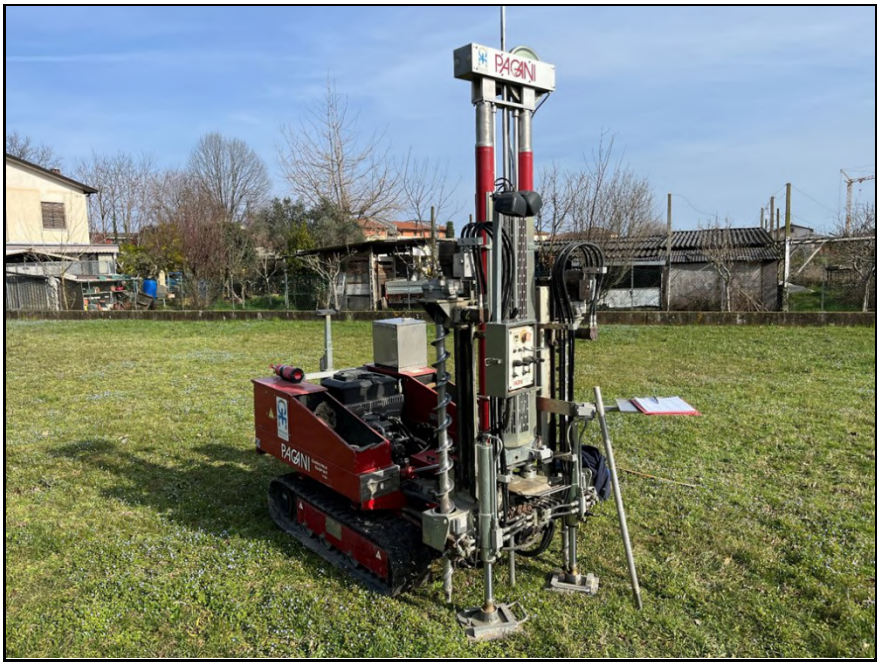


Foto 1: La macchina installata nel punto di esecuzione della Prova penetrometrica dinamica DPSH1

Foto 2: La macchina installata nel punto di esecuzione della Prova penetrometrica dinamica DPSH2

L'esecuzione dell'indagine ha consentito di definire, incrociando i dati con quelli desunti dalla bibliografia, le caratteristiche dei terreni sottostanti.
La situazione stratigrafica dell'area può essere riassunta come una successione di litotipi a granulometria grossolana per decine di metri, eccetto uno strato superficiale di circa 1,00 m caratterizzato da terreno fine (limoso argilloso sabbioso).

Non è stata rilevata la presenza di venute d'acqua nei fori praticati dall'esecuzione delle prove.

4.3 INDAGINE GEOFISICA (ALL. 6)

4.3.1 La prospezione sismica a stazione singola 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.

4.3.2 Caratterizzazione sismica del sito

È stata eseguita, come citato, una prova sismica a stazione singola (HVSR) in corrispondenza del sito d'intervento.
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)	Rapporto di Poisson
5,60	5,60	265	0,45
32,60	27,00	435	0,45
72,60	40,00	580	0,45
Inf.	Inf.	790	0,45

La Velocità delle onde di taglio media per i primi 30 m, dal piano di campagna, corrisponde a **Vs_{30} = 388 m/s**.
Non è stato possibile individuare il bedrock sismico (Vs > 800 m/s) poiché posto a grande profondità.
Il picco del rapporto H/V permette di valutare una frequenza fondamentale **f0 = 1,84 Hz**.

4.4 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)" di seguito rappresentato per ogni prova eseguita, previsto dal § 6.2.2. delle NTC, riassuntivo dei terreni presenti in sito, in corrispondenza di ogni edificio in progetto.

Approssimazione 1 | Percentile 0,05 | Applicata la liquefazione? NO | Dominio tensioni SLE: 80%

Livello	PROF. m	DESCRIZIONE	Cod.	MG	Valori sperimentali φ °	c' kPa	c_u kPa	γ"/γ' t/m³	Valori caratteristici φ_k °	c' kPa	c_u kPa	γ"/γ' t/m³	P_{inf} (m) SLU n.d.	SLE 2,00	Prof. m
1	0,20	LIMO - ARGILLA (Limo argilloso sabbioso)	L	☑	25	2	15	1,76	25	2	16	1,76			0,20
	0,40		L	☑	25	2	17	1,76							0,40
2	0,60	SABBIA (Sabbia limosa)	S	☑	27	0	0	1,66	28	0	0	1,67			0,60
	0,80		S	☑	29	0	0	1,67							0,80
	1,00		S	☑	32	0	0	1,69							1,00
3	1,20	GHIAIA (Ghiaia sabbiosa)	G	☑	41	0	0	1,80	41	0	0	1,80			1,20
	1,40		G	☑	41	0	0	1,81							1,40
	1,60		G	☑	41	0	0	1,82							1,60
	1,80		G	☑	43	0	0	1,86							1,80
	2,00		G	☑	44	0	0	1,89							2,00
	2,20		G	☑	47	0	0	1,98							2,20
	2,40		G	☑	43	0	0	1,87							2,40
	F.P.	CONTINUAZIONE DEL BANCO GHIAIOSO (da bibliografia)		☑											2,60
				☑											2,80
				☑											3,00
				☑											3,20
				☑											3,40
				☑											3,60
				☑											3,80
				☑											4,00
				☑											4,20
				☑											4,40
				☑											4,60
				☑											4,80
				☑											5,00
				☑											5,20
				☑											5,40
				☑											5,60
				☑											5,80
				☑											6,00
				☑											6,20
				☑											6,40
				☑											6,60
				☑											6,80
				☑											7,00

Figura 1: Modello geotecnico elaborato per la prova DPSH1 – Edificio L1

Approssimazione 1 | Percentile 0,05 | Applicata la liquefazione? NO | Dominio tensioni SLE: 80%

Livello	PROF. m	DESCRIZIONE	Cod.	MG	Valori sperimentali φ °	c' kPa	c_u kPa	γ"/γ' t/m³	Valori caratteristici φ_k °	c' kPa	c_u kPa	γ"/γ' t/m³	P_{inf} (m) SLU n.d.	SLE 2,60	Prof. m
1	0,20	LIMO - ARGILLA (Limo argilloso sabbioso)	L	☑	25	2	15	1,76	25	2	16	1,76			0,20
	0,40		L	☑	25	2	17	1,76							0,40
2	0,60	SABBIA (Sabbia limosa)	S	☑	25	0	0	1,66	26	0	0	1,66			0,60
	0,80		S	☑	29	0	0	1,67							0,80
	1,00		S	☑	33	0	0	1,71							1,00
3	1,20	GHIAIA (Ghiaia sabbiosa)	G	☑	39	0	0	1,77	40	0	0	1,78			1,20
	1,40		G	☑	42	0	0	1,83							1,40
	1,60		G	☑	42	0	0	1,82							1,60
	1,80		G	☑	41	0	0	1,80							1,80
	2,00		G	☑	41	0	0	1,81							2,00
	2,20		G	☑	41	0	0	1,81							2,20
	2,40		G	☑	41	0	0	1,82							2,40
	2,60		G	☑	44	0	0	1,90							2,60
	2,80		G	☑	47	0	0	2,00							2,80
	3,00		G	☑	43	0	0	1,88							3,00
	F.P.	CONTINUAZIONE DEL BANCO GHIAIOSO (da bibliografia)		☑											3,20
				☑											3,40
				☑											3,60
				☑											3,80
				☑											4,00
				☑											4,20
				☑											4,40
				☑											4,60
				☑											4,80
				☑											5,00
				☑											5,20
				☑											5,40
				☑											5,60
				☑											5,80
				☑											6,00
				☑											6,20
				☑											6,40
				☑											6,60
				☑											6,80
				☑											7,00

Figura 2: Modello geotecnico elaborato per la prova DPSH2 – Edificio L2

Ad ogni livello del modello geotecnico sono associati i parametri 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). È consigliato applicare il percentile del 0,05 che rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove.
Valori caratteristici, invece, prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno.

Per il caso in oggetto si applica, quindi, come valore caratteristico il percentile del 0,05, come indicato dall'Eurocodice.

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;
- Fo 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 ag, Fo, 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 ag 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
- Fo: 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, Vs"

La norma definisce, in base all'approccio semplificato, le categorie di sottosuolo A, B, C, D e E, stabilite in base alla velocità di propagazione delle onde di taglio, Vs.
Il parametro da considerare, come citato, è la Vs, mentre lo spessore di terreno da valutare è quello compreso dal piano d'imposta delle fondazioni fino al substrato rigido, caratterizzato da Vs non inferiore a 800 m/s. La profondità è di 30 m, in caso di assenza dello strato rigido entro tale profondità, o fino alla profondità di quest'ultimo.

Nel caso in oggetto, per definire la categoria di sottosuolo si utilizzano i dati forniti dall'elaborazione della prospezione sismica HVSR, che hanno permesso di ricavare la velocità media delle onde sismiche di taglio per uno spessore di 30 m di substrato indagato definita in tal caso Vs30.
Dall'indagine eseguita è risultato **Vs30 = 388 m/s**, come illustrato nell'allegato: "ALL. 6: ELABORAZIONE PROVA HVSR".

I dati a disposizione e le considerazioni effettuate hanno permesso di valutare la categoria di sottosuolo, illustrata nell'allegato "ALL. 5: AZIONE SISMICA - 3: CARATTERISTICHE DEL SITO".

Le valutazioni operate portano a concludere che per il caso in oggetto **il sottosuolo rientra nella categoria B.**

Categoria	Descrizione
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente **compresi tra 360 m/s e 800 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 § 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 rigidezza 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte

della resistenza e rigidezza 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 ne 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* TR, espresso in anni, che è funzione della fissata *vita di riferimento dell'edifico*, VR, 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 ag, Fo, 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.

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 Cu, 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*, Kh, e il *coefficiente sismico verticale*, Kv. 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*, βs.
- una valutazione indicativa sulla possibile risonanza.

Negli allegati citati 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 § 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 § 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 § 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", non sono presenti nel substrato strati sabbiosi sotto falda. **La verifica può essere omessa**.

6 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Il § 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

In considerazione delle indicazioni progettuali, le verifiche degli stati limite sono state effettuate per le seguenti tipologie di fondazione:

EDIFICIO L1	
Tipologia:	Platea
Dimensione (m):	24,60 x 6,80 (dim. Equivalente)
Profondità da p.c. attuale (m):	0,40
Carico applicato (kg/cm^2):	1,00

EDIFICIO L2	
Tipologia:	Platea
Dimensione (m):	12,60 x 13,80
Profondità da p.c. attuale (m):	0,40
Carico applicato (kg/cm^2):	1,00

Il carico applicato è da intendersi come il carico limite per il quale sono state effettuate le verifiche degli stati limite descritte successivamente.

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 § 6.2.4.1 delle NTC: "*Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)*".

Il § 6.2.4.1 specifica che ogni stato limite deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

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 continua "… *la verifica della condizione [6.2.1] 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 § 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.".

Il "*collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno*" anche detto "*capacità limite*" è **verificato tramite l'approccio 2 (A1 + M1 + R3)** applicando il seguente coefficiente parziale (prima riga) R3:

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (**R3**)
Capacità limite	γ_R = 2,3
Scorrimento	γ_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 determinato con uno dei metodi stabiliti nel § *"6.2.4.1.2 Resistenze*" delle NTC e illustrati nel paragrafo 4.4 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 (Tab. 6.2.II NTC)

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:

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

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_γ, N_q = 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.

I coefficienti di capacità portante e i fattori correttivi dipendono in genere dall'angolo di attrito φ.

La formula trinomia varia, poi, in base alle condizioni di drenaggio:

- Condizioni drenate: formula completa $\Rightarrow \varphi = n$ e $c = c'$ (coesione efficace)
- Condizioni drenate – non coesivi $\Rightarrow \varphi = n$ e $c = 0$
- Condizioni non drenate $\Rightarrow \varphi = 0$ e $c = C_u$ (coesione non drenata)

La coesione efficace è applicata solo ai terreni coesivi sovraconsolidati ricavata dalla relazione $c' = C_u/10$

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 e la condizione di drenaggio applicata per la verifica (drenate; drenate – non coesivi; non drenate).
Nello specifico, in riferimento alla tipologia di fondazione illustrata al paragrafo 6.1, in considerazione della profondità della falda e delle caratteristiche litologiche dei terreni, è applicata la **condizione drenata**.

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/cm^2 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 E_d.

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 § 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 applicato i parametri che caratterizzano la stabilità del sito dal punto di vista sismico e, quindi, il *coefficiente sismico orizzontale*, Kh, e il *coefficiente sismico verticale*, Kv.
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	$\Rightarrow$	SLD
SLU	$\Rightarrow$	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 § "*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 kh e kv, i classici fattori di portanza, Nq, Nc e $N\gamma$.
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 Maugeri e Novità (2006).

Nell'allegato "ALL. 5: VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/1" sono rappresentati i valori di capacità portante in kg/cm^2 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:*

$$E_d \leq C_d$$

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

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.

6.3.1 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 v (coefficiente di Poisson) e il coefficiente d'influenza Is di Giraud.
- *Metodo di Bowles (1987).* S_i calcolato con i parametri medi di E (Modulo di elasticità) e v (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 v (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 v (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 v (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 Tsytovitch (1951);
- formula di Janbu (1963 – 1965).

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

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

$S_{tot} = S_i + S_c$ = cedimento immediato + 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: **4 cm**.

Nell'allegato "ALL. 5: VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) – CAMPO STATICO" sono prodotti i risultati dell'elaborazione.

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 4 cm.

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

Un'azione dinamica, quale quella dovuta a un evento sismico, può produrre in terreni molli (terreni coesivi) o poco addensati (terreni granulari) un riordino dello scheletro solido che si traduce in un addensamento e quindi in una consolidazione, determinando così un cedimento, denominato "cedimento post-sismico".
Il cedimento post-sismico:

- è conseguente alla dissipazione delle pressioni interstiziali (pressioni neutre) che si possono accumulare durante un terremoto (la dissipazione di tali pressioni neutre può generare dei cedimenti permanenti anche se non si raggiunge la condizione di liquefazione);
- può verificarsi sia in terreni granulari poco addensati e in presenza di falda ad una certa profondità dal piano campagna (generalmente a quote inferiori ai 15 metri da p.c.), sia in terreni coesivi soffici.

Per il caso in oggetto la verifica non è stata effettuata considerato il ridotto rischio di liquefazione e l'assenza della falda negli strati superficiali; la possibilità di cedimenti post-sismici può definirsi remota.

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:

EDIFICIO L1	
Tipologia:	Platea
Dimensione (m):	24,60 x 6,80 (dim. Equivalente)
Profondità da p.c. attuale (m):	0,40
Carico applicato (kg/cm^2):	1,00

EDIFICIO L2	
Tipologia:	Platea
Dimensione (m):	12,60 x 13,80
Profondità da p.c. attuale (m):	0,40
Carico applicato (kg/cm^2):	1,00

I cedimenti attesi sono inferiori ai 4 cm.
Il carico applicato è da intendersi come il carico limite oltre il quale le verifiche degli stati limite non sono da ritenersi soddisfatte.
Lo studio ha dimostrato che il terreno di fondazione può essere ascritto, ai sensi del § 3.2.2 delle NTC, alla **categoria B** e che **non sussiste il pericolo di liquefazione** dei terreni sottostanti il sito.
Non è stata rilevata la presenza di venute d'acqua nei fori praticati dall'esecuzione delle prove.

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 09 marzo 2025 dott. Carlo Nobile

ORDINE DEI GEOLOGI * REGIONE DEL VENETO * Dr. Geol. CARLO NOBILE N° 394

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 1:500

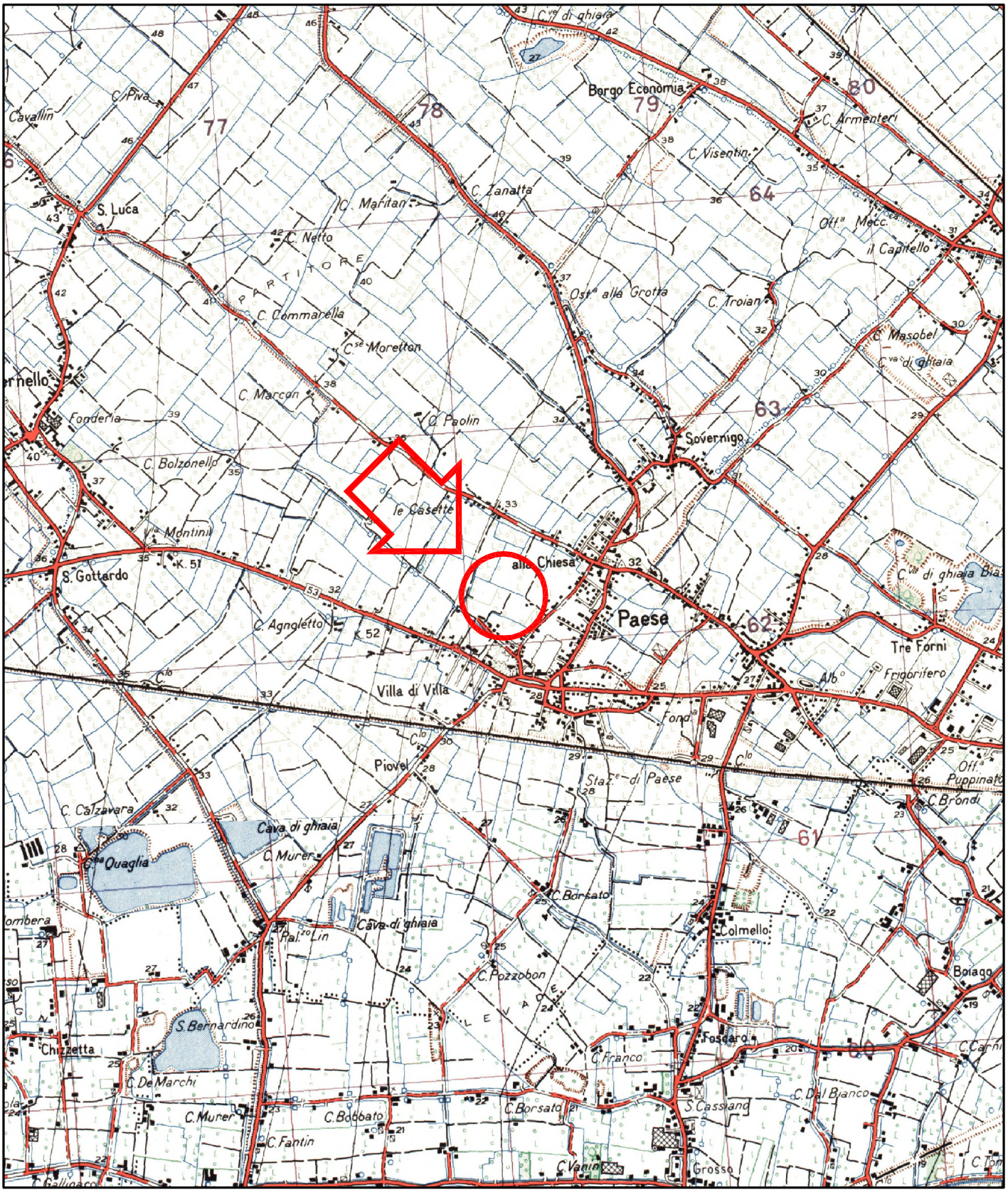
5: Elaborazione prove DPSH (Dati geotecnici e sismici)

6: Elaborazione prova HVSR

ALLEGATI

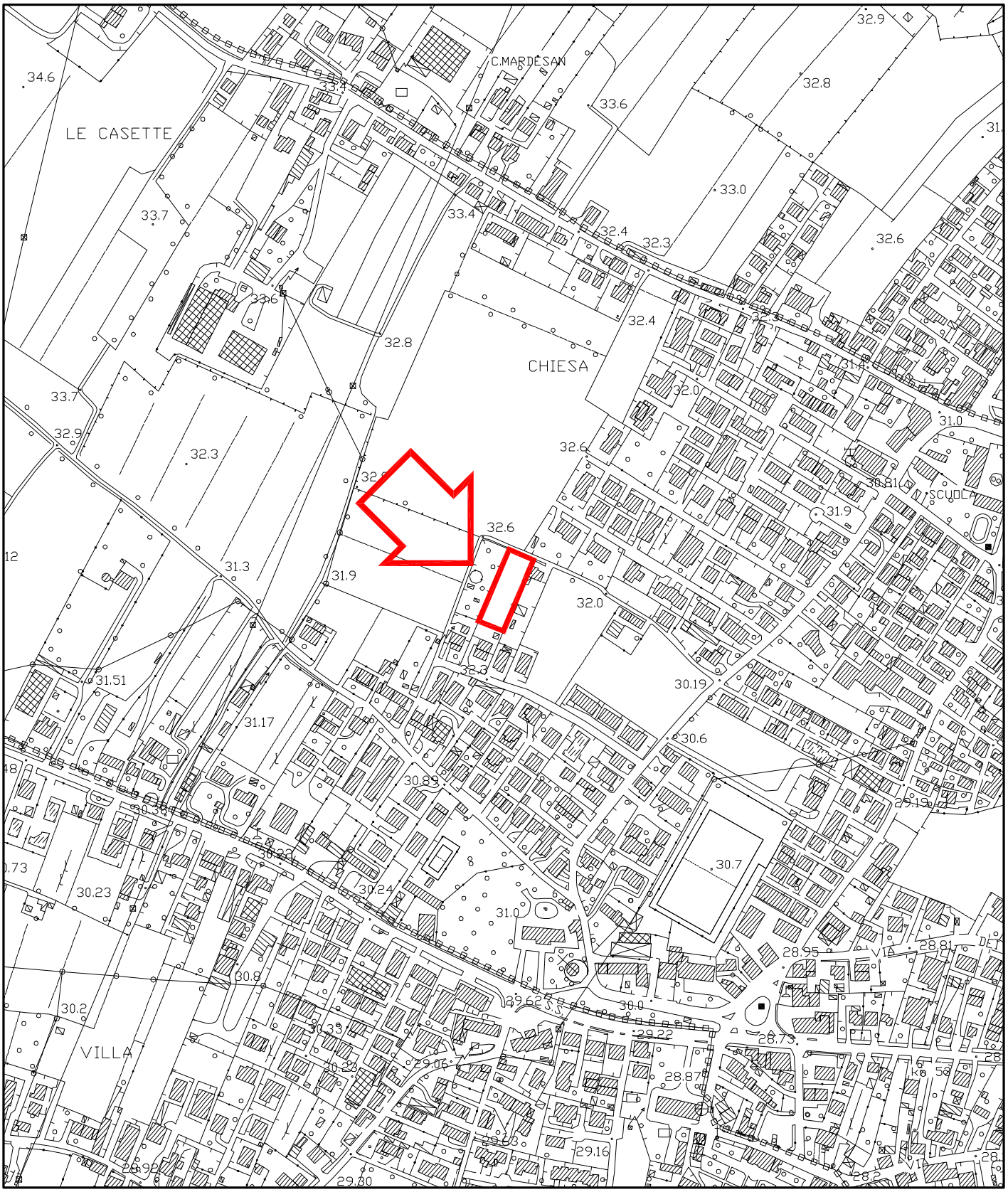
ALLEGATO 1

Inquadramento territoriale - Scala 1:25.000



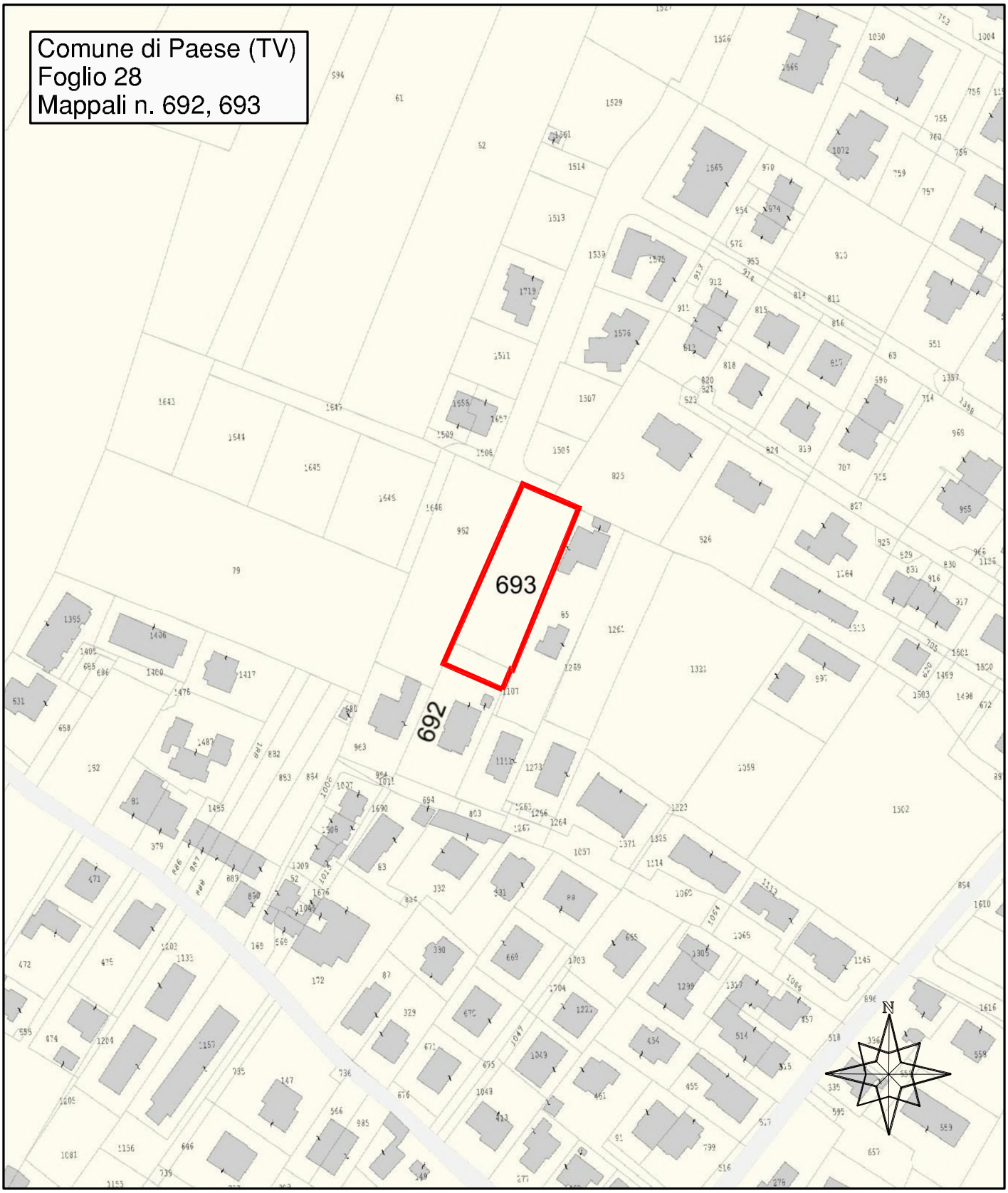
ALLEGATO 2

Estratto Carta Tecnica Regionale – Scala 1:5.000



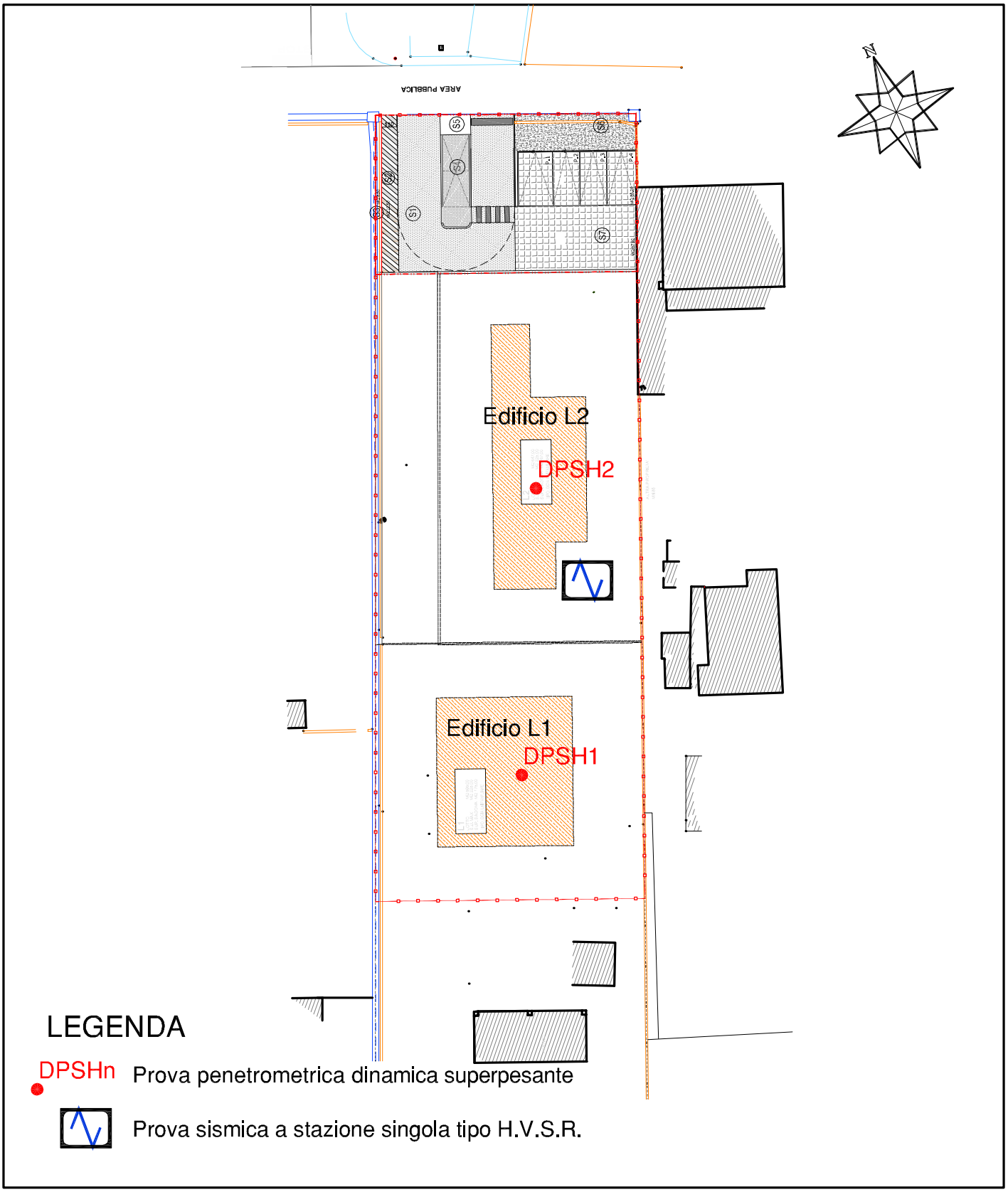
ALLEGATO 3

Estratto catastale – Scala 1:2.000



ALLEGATO 4

Planimetria di progetto con ubicate le indagini – Scala 1:500



Allegato 5
ELABORAZIONE PROVE DPSH
(Dati geotecnici e sismici)

PROVA DPSH1
EDIFICIO L1

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 1

TABELLA NUMERO DI COLPI

Provincia: Treviso *Comune:* Paese Quota inizio: 0,00 m
Località: Via divisione cadore Prof. Falda: - m

Opera: PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L1
Committente: Mattarollo Renato Data: 07/02/25

Riferimenti catastali Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - βt: 1,49
Foglio: 28 Mappali: 692, 693

Note: Non rilevata la presenza di venute d'acqua

PROF.	N. colpi			Avanz. colpo	Peso aste	R_{PD}
	N_{DP}	N_{DP}	N_{SPT}			
m	rilevato	corretto	derivato	cm	kg	kg/cm^2
0,20	1	1	1	20,00	6,31	10,5
0,40	1	1	1	20,00	6,31	10,5
0,60	2	2	3	10,00	12,62	19,3
0,80	3	3	4	6,67	12,62	28,9
1,00	6	6	9	3,33	12,62	57,9
1,20	13	13	19	1,54	12,62	125,4
1,40	18	15	22	1,34	12,62	144,2
1,60	16	16	24	1,25	18,93	142,6
1,80	21	21	31	0,95	18,93	187,1
2,00	25	25	37	0,80	18,93	222,8
2,20	38	38	57	0,53	18,93	338,6
2,40	50	23	34	0,87	18,93	205,3
2,60						
2,80						
3,00						
3,20						
3,40						
3,60						
3,80						
4,00						
4,20						
4,40						
4,60						
4,80						
5,00						
5,20						
5,40						
5,60						
5,80						
6,00						
6,20						
6,40						
6,60						
6,80						
7,00						
7,20						
7,40						
7,60						
7,80						
8,00						
8,20						
8,40						
8,60						
8,80						
9,00						
9,20						
9,40						
9,60						
9,80						
10,00						

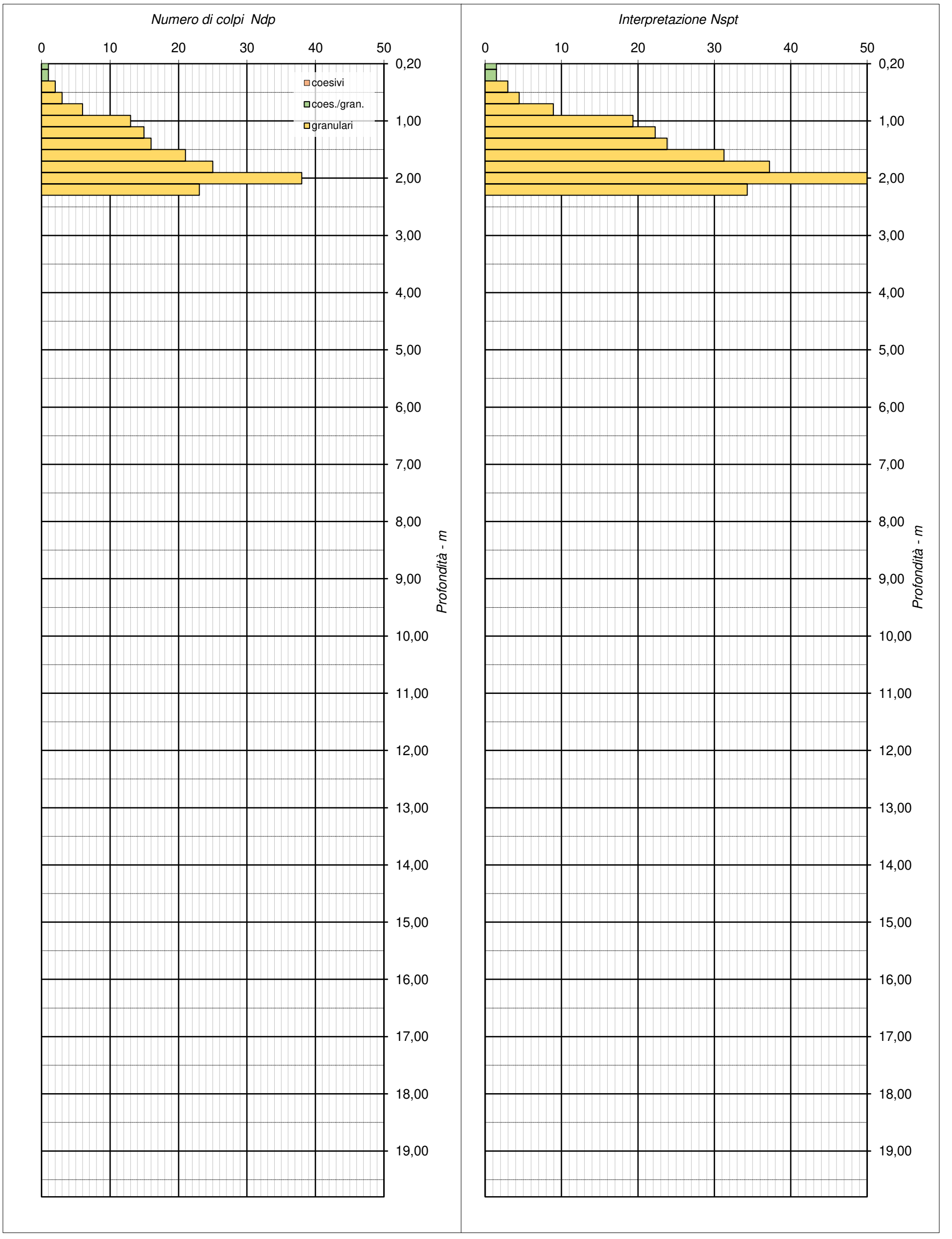
PROF.	N. colpi			Avanz. colpo	Peso aste	R_{PD}
	N_{DP}	N_{DP}	N_{SPT}			
m	rilevato	corretto	derivato	cm	kg	kg/cm^2
10,20						
10,40						
10,60						
10,80						
11,00						
11,20						
11,40						
11,60						
11,80						
12,00						
12,20						
12,40						
12,60						
12,80						
13,00						
13,20						
13,40						
13,60						
13,80						
14,00						
14,20						
14,40						
14,60						
14,80						
15,00						
15,20						
15,40						
15,60						
15,80						
16,00						
16,20						
16,40						
16,60						
16,80						
17,00						
17,20						
17,40						
17,60						
17,80						
18,00						
18,20						
18,40						
18,60						
18,80						
19,00						
19,20						
19,40						
19,60						
19,80						
20,00						

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 1

DIAGRAMMA NUMERO DI COLPI

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda: -	m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L1				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - βt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 1

PARAMETRI GEOTECNICI

Provincia: Treviso *Comune:* Paese Quota inizio: 0,00 m
Località: Via divisione cadore Prof. Falda: - m

Opera: PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L1
Committente: Mattarollo Renato Data: 07/02/25

Riferimenti catastali Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt: 1,49
Foglio: 28 Mappali: 692, 693

Note: Non rilevata la presenza di venute d'acqua

PROF.	LITOLOGIA		N_{DP}	N_{SDP}	γ''/γ'	Peff	φ	C_u	Dr	M	OCR	*v*	c'
m					g/cm^3	kg/cm^2	°	kg/cm^2	%	kg/cm^2			kg/cm^2
0,20	Limo argilloso sabbioso		1	1	1,76	0,04	25	0,16		181	4,00	0,30	0,02
0,40	Limo argilloso sabbioso		1	1	1,76	0,08	25	0,17		181	4,00	0,30	0,02
0,60	Sabbia limosa		2	3	1,66	0,12	27	0,00	43	248	1,00	0,20	0,00
0,80	Sabbia limosa		3	4	1,67	0,15	29	0,00	49	259	1,00	0,20	0,00
1,00	Sabbia limosa		6	9	1,69	0,19	32	0,00	63	287	1,00	0,20	0,00
1,20	Ghiaia sabbiosa		13	19	1,80	0,23	41	0,00	79	1048	1,00	0,30	0,00
1,40	Ghiaia sabbiosa		15	22	1,81	0,26	41	0,00	81	1066	1,00	0,30	0,00
1,60	Ghiaia sabbiosa		16	24	1,82	0,30	41	0,00	82	1075	1,00	0,30	0,00
1,80	Ghiaia sabbiosa		21	31	1,86	0,34	43	0,00	90	1119	1,00	0,30	0,00
2,00	Ghiaia sabbiosa		25	37	1,89	0,38	44	0,00	95	1153	1,00	0,30	0,00
2,20	Ghiaia sabbiosa		38	57	1,98	0,42	47	0,00	100	1260	1,00	0,30	0,00
2,40	Ghiaia sabbiosa		23	34	1,87	0,45	43	0,00	89	1136	1,00	0,30	0,00
2,60													
2,80													
3,00													
3,20													
3,40													
3,60													
3,80													
4,00													
4,20													
4,40													
4,60													
4,80													
5,00													
5,20													
5,40													
5,60													
5,80													
6,00													
6,20													
6,40													
6,60													
6,80													
7,00													
7,20													
7,40													
7,60													
7,80													
8,00													
8,20													
8,40													
8,60													
8,80													
9,00													
9,20													
9,40													
9,60													
9,80													
10,00													
10,20													
10,40													
10,60													
10,80													
11,00													
11,20													
11,40													
11,60													
11,80													
12,00													
12,20													
12,40													
12,60													
12,80													
13,00													
13,20													
13,40													
13,60													
13,80													
14,00													
14,20													
14,40													
14,60													
14,80													
15,00													
15,20													
15,40													
15,60													
15,80													
16,00													
16,20													
16,40													
16,60													
16,80													
17,00													
17,20													
17,40													
17,60													
17,80													
18,00													
18,20													
18,40													
18,60													
18,80													
19,00													
19,20													
19,40													
19,60													
19,80													
20,00													

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

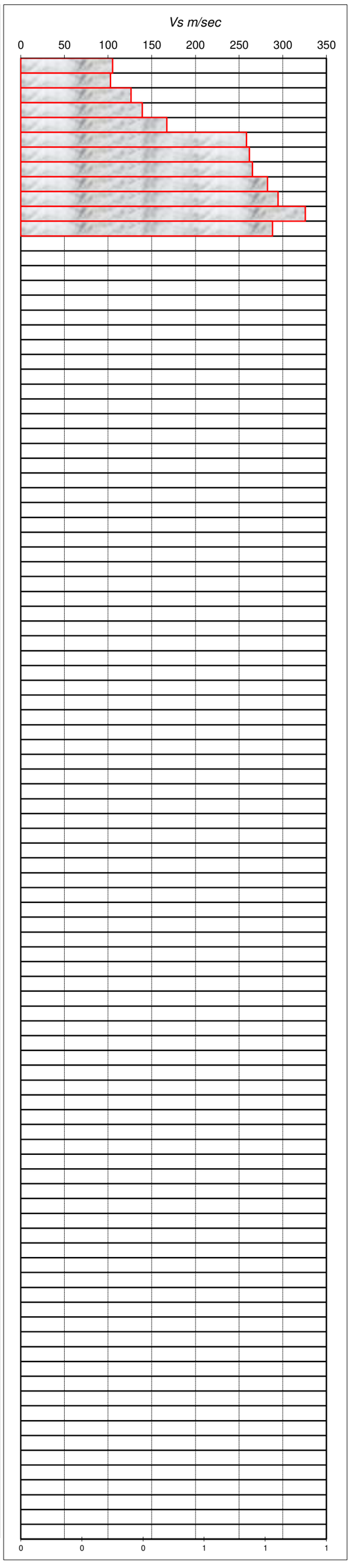
DPSH 1

AZIONE SISMICA - 1: PARAMETRI DINAMICI

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L1				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Filtro passa alto contrasto d'impedenza 0,40

PROF. m	LITOLOGIA		N_{SPT}	G_0 kg/cm^2	Vs m/s	f_0 Hz	ST X O
0,20	Limo argilloso sabbioso		1	198	105		
0,40	Limo argilloso sabbioso		1	189	103		O
0,60	Sabbia limosa		3	271	126		
0,80	Sabbia limosa		4	339	139		
1,00	Sabbia limosa		9	516	167		
1,20	Ghiaia sabbiosa		19	1224	259		
1,40	Ghiaia sabbiosa		22	1266	262		
1,60	Ghiaia sabbiosa		24	1306	265		
1,80	Ghiaia sabbiosa		31	1511	283		
2,00	Ghiaia sabbiosa		37	1669	295		
2,20	Ghiaia sabbiosa		57	2146	326		
2,40	Ghiaia sabbiosa		34	1586	288		
2,60							
2,80							
3,00							
3,20							
3,40							
3,60							
3,80							
4,00							
4,20							
4,40							
4,60							
4,80							
5,00							
5,20							
5,40							
5,60							
5,80							
6,00							
6,20							
6,40							
6,60							
6,80							
7,00							
7,20							
7,40							
7,60							
7,80							
8,00							
8,20							
8,40							
8,60							
8,80							
9,00							
9,20							
9,40							
9,60							
9,80							
10,00							
10,20							
10,40							
10,60							
10,80							
11,00							
11,20							
11,40							
11,60							
11,80							
12,00							
12,20							
12,40							
12,60							
12,80							
13,00							
13,20							
13,40							
13,60							
13,80							
14,00							
14,20							
14,40							
14,60							
14,80							
15,00							
15,20							
15,40							
15,60							
15,80							
16,00							
16,20							
16,40							
16,60							
16,80							
17,00							
17,20							
17,40							
17,60							
17,80							
18,00							
18,20							
18,40							
18,60							
18,80							
19,00							
19,20							
19,40							
19,60							
19,80							
20,00							



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 1

AZIONE SISMICA - 2: POSIZIONE DEL SITO

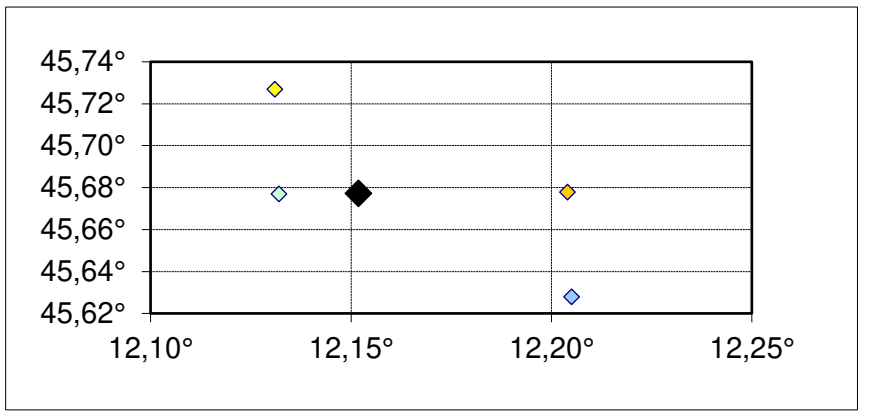
Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L1				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Coordinate geografiche

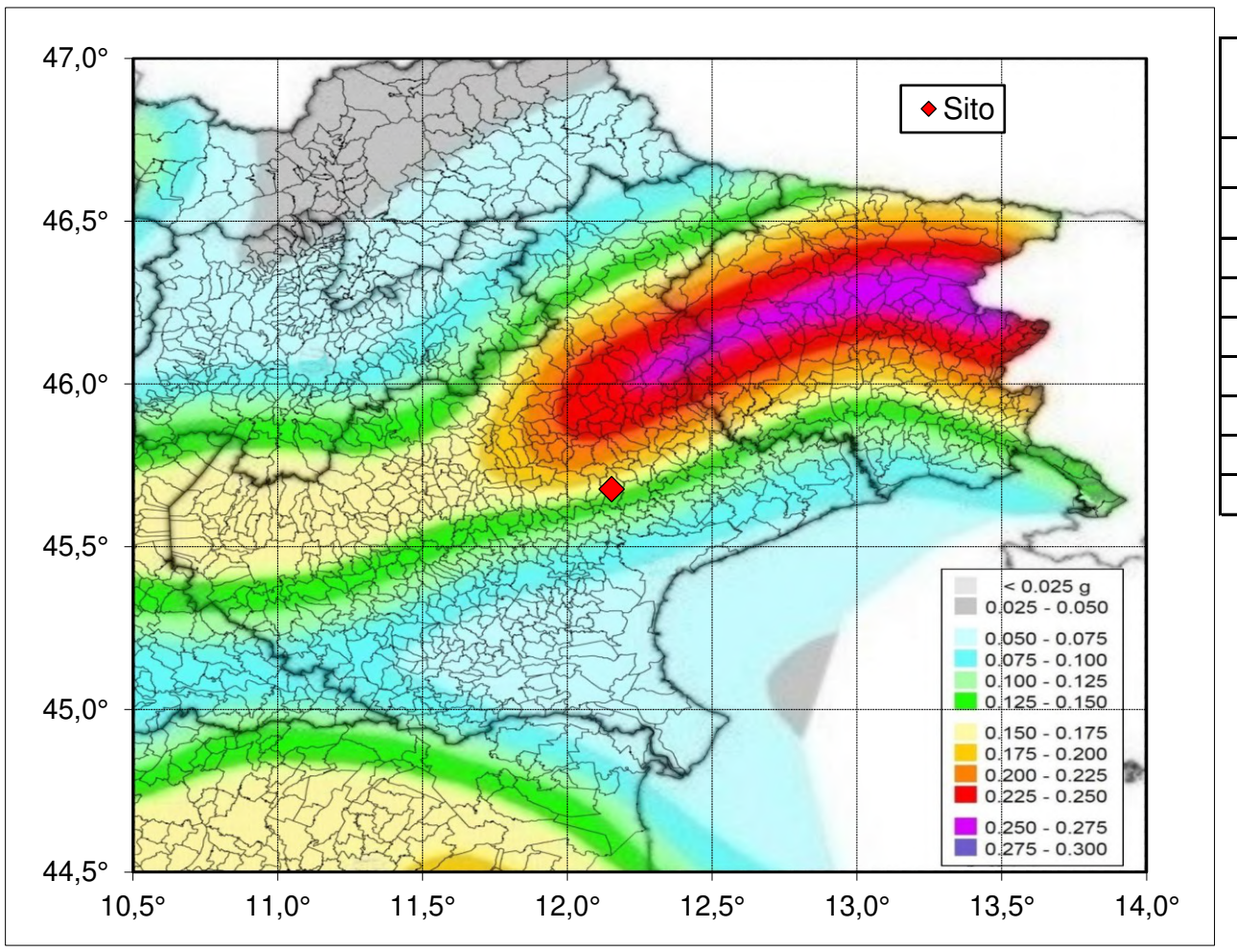
Gauss Boaga Nord:	5.062.942,00	m	Fuso: Ovest	Roma40 Φ	45,6757	°
Gauss Boaga Est:	1.745.422,00	m		Roma40 λ	12,1510	°
ED50 Φ	45° 40' 38"			ED50 Φ	**45,6773**	°
ED50 λ	12° 9' 7"			ED50 λ	**12,1518**	°

Nodi del reticolo di riferimento

Sito	ID	LON (ED50) (°)	LAT (ED50) (°)	Dist. (m)
1°	11414	12,1310	45,7270	5.762
2°	11637	12,2040	45,6780	4.067
3°	11859	12,2050	45,6280	6.869
4°	11636	12,1320	45,6770	1.545
Punto		12,1518	45,6773	



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	0,042	2,50	0,24
50	0,056	2,47	0,26
72	0,068	2,44	0,27
101	0,080	2,43	0,28
140	0,093	2,44	0,29
201	0,011	2,41	0,31
475	0,159	2,44	0,33
975	0,213	2,48	0,34
2.475	0,306	2,50	0,36

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 1

AZIONE SISMICA - 3: CARATTERISTICHE DEL SITO

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L1				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Caratteristiche geografiche

Comune: Paese

Zona sismica: **2**

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: 2,60 m
- Profondità terreno indagato dal piano di fondazione: 2,20 m
- Prof. strato rigido (Vs > 800 m/sec) non rilevato dall'indagine: n.d.
- Prof. strato rigido (Vs > 800 m/sec), non rilevato dall'indagine, dal piano di fondazione: n.d.
- Spessore terreno non indagato: 27,80

Risultati dell'analisi

- Non sono presenti in profondità strati rigidi, non rilevati dall'indagine (conglomerati o rocce).
- Si assume, per gli strati successivi a quelli indagati, di spessore complessivo valutato in 27,8 m, il seguente valore di Vs, per definire la categoria del sottosuolo.

Strati indagati - Vs (media pesata): 196 m/s

Strati successivi - Vs: 414 m/s

Vs (media pesata complessiva): **388** m/s

Categoria di sottosuolo: **B**

Conclusioni

Categoria di sottosuolo: B

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Condizioni topografiche

Categoria: **T1**

S_T: **1,00**

Descrizione: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°

n.d. : non determinabile

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 1

AZIONE SISMICA - 4: PARAMETRI E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L1				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Parametri dell'edificio

Vita nominale V_N (anni):	50
Classe d'uso:	II
Coefficiente d'uso Cu:	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

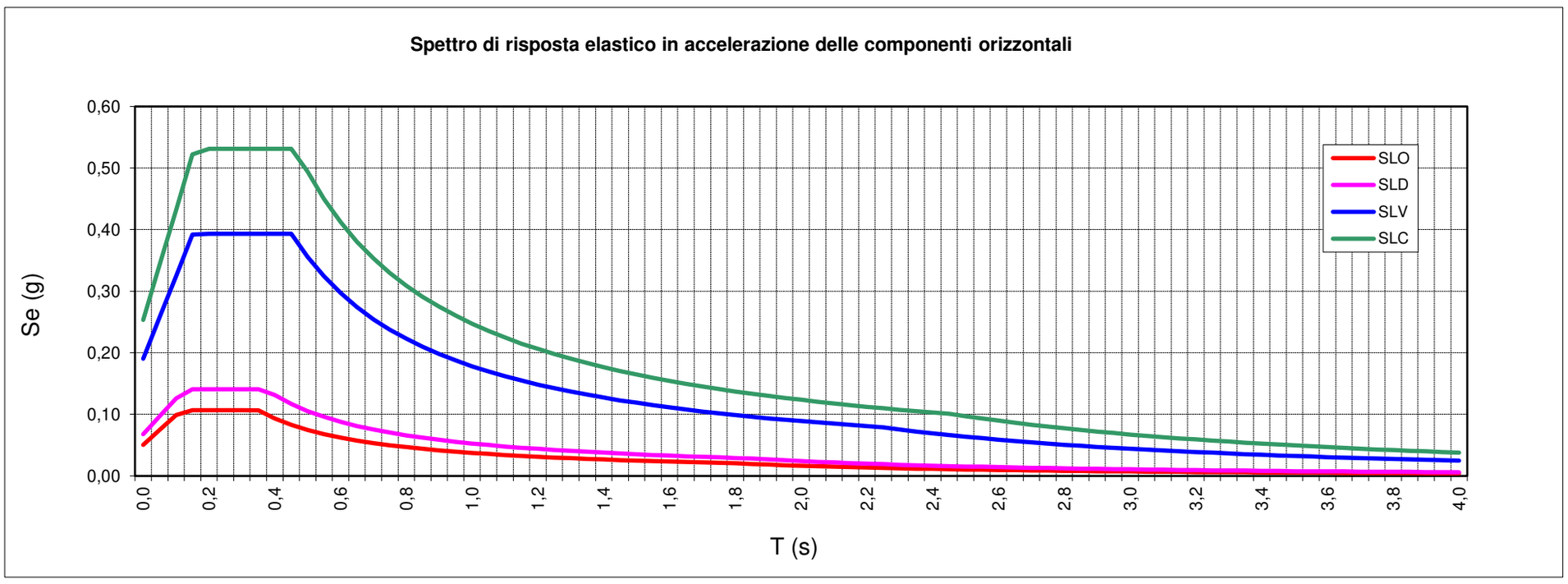
Stato Limite	P_{VR}	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_C^* (s)
SLO	81%	30	0,042	2,50	0,24
SLD	63%	50	0,056	2,47	0,26
SLV	10%	475	0,159	2,44	0,33
SLC	5%	975	0,213	2,48	0,34

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	1,20	1,46	1,20	0,12	0,35	1,77
SLD	1,20	1,44	1,20	0,12	0,37	1,83
SLV	1,20	1,37	1,20	0,15	0,45	2,23
SLC	1,19	1,36	1,19	0,16	0,47	2,45

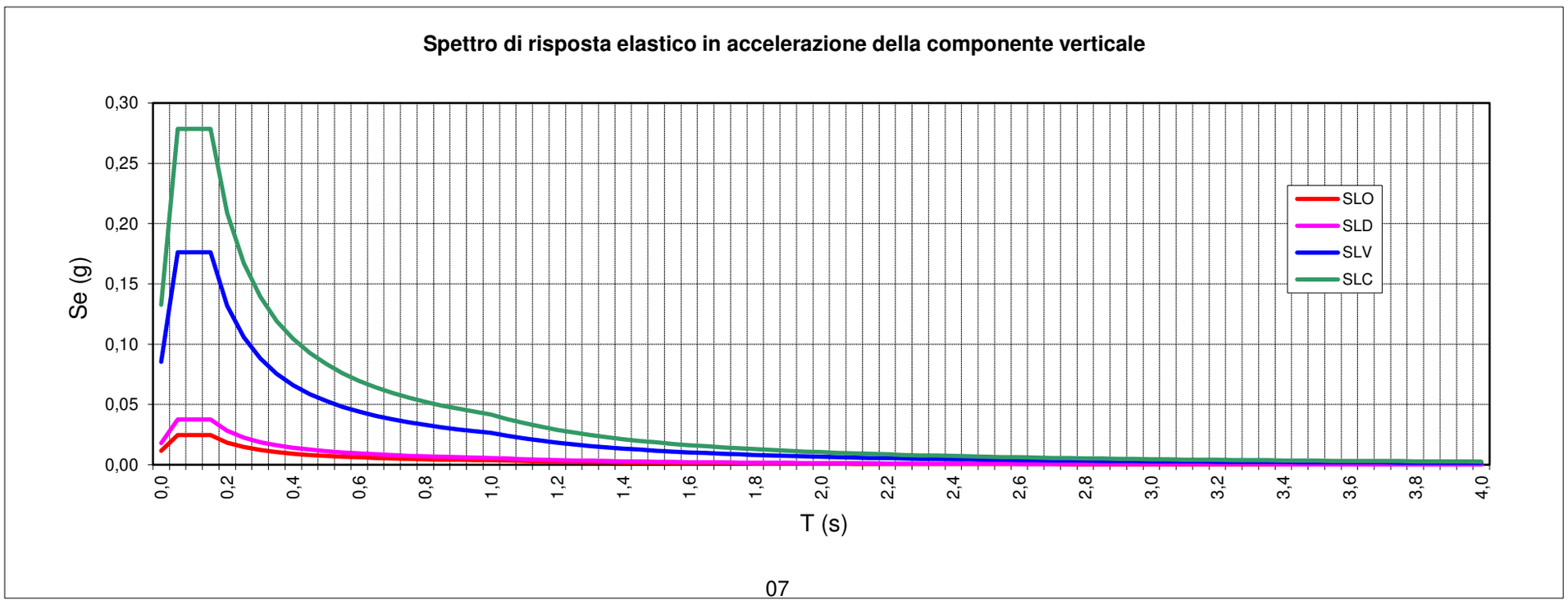
Parametri del sito

Categoria di sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1
Coefficiente di amplificazione topografica S_T:	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	0,69	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00
SLD	0,79	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00
SLV	1,31	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00
SLC	1,55	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 1

AZIONE SISMICA - 5: PARAMETRI E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI - RISONANZA

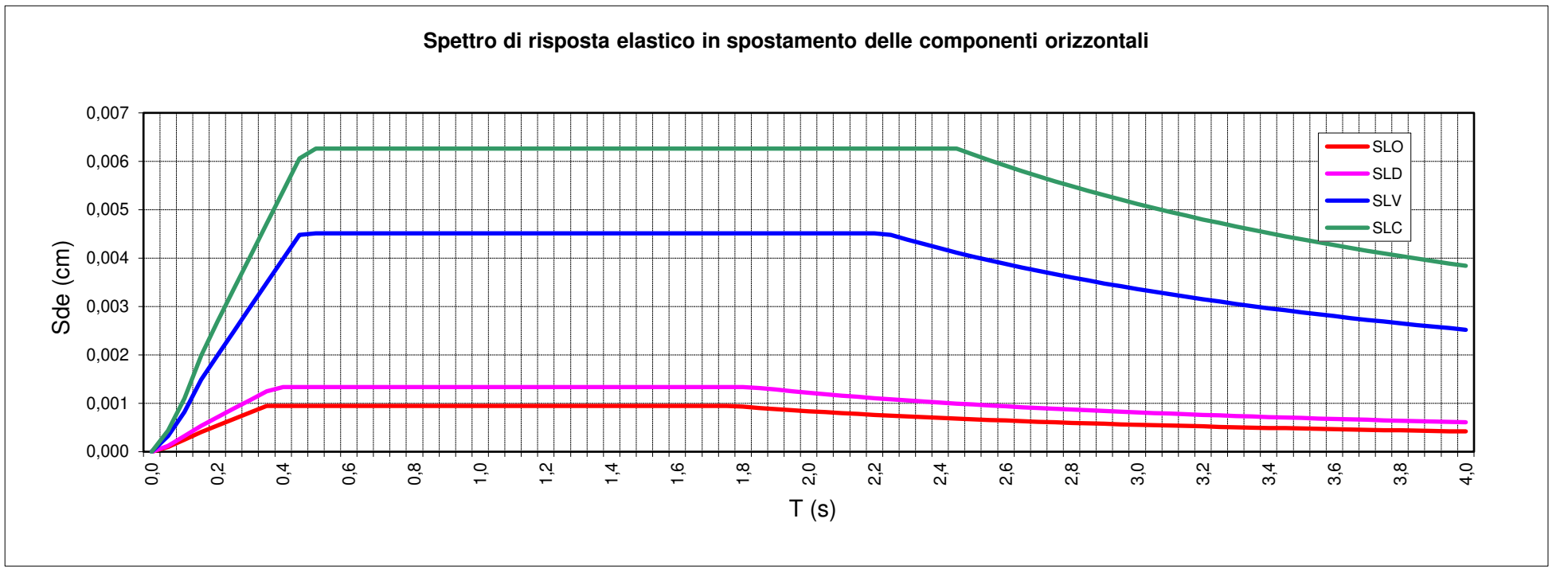
Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L1				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

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	5,00	10,00	0,008	0,028
SLD	5,00	10,00	0,011	0,040
SLV	5,00	10,00	0,047	0,135
SLC	5,00	10,00	0,071	0,185

Stabilità del sito

Stato Limite	a_{max} (m/s^2)	a_{max} (g)	βs	Kh	Kv
SLO	0,496	0,051	0,20	0,010	0,005
SLD	0,663	0,068	0,20	0,014	0,007
SLV	1,867	0,190	0,24	0,046	0,023
SLC	2,483	0,253	0,28	0,071	0,035



Rischio di risonanza

Parametri del sito (valutazione indicativa in assenza di specifiche analisi geofisiche - NTC 2008)

Frequenza fond. strato sismico superficiale f_0: **1,84** Hz Spessore strato sismico superficile H_0: n.r. m

Parametri dell'edificio

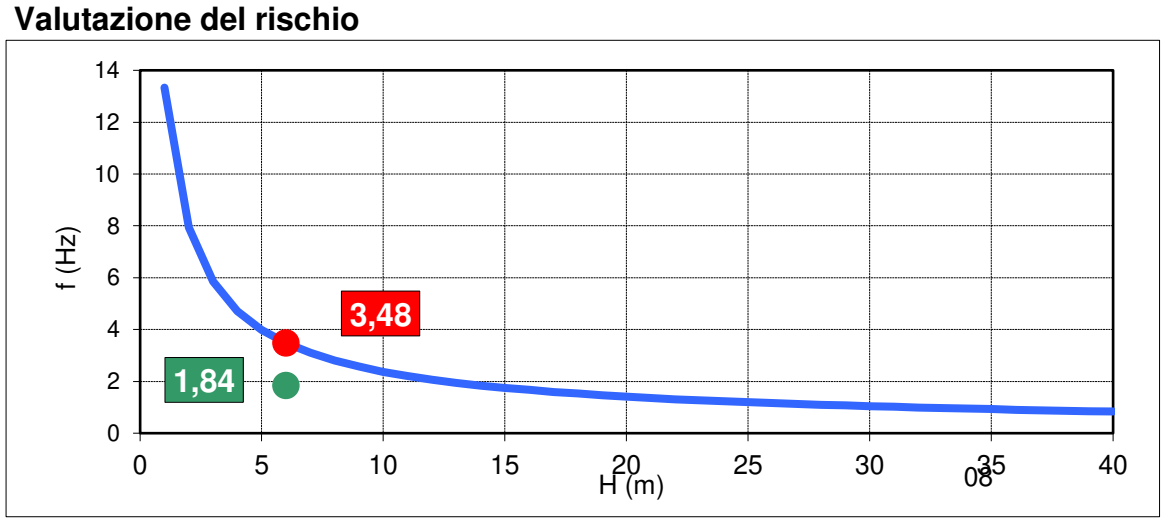
Altezza edificio dal piano di fondazione H: 6,00 m Numero piani: 2 Frequenza fond.f_1: 5,00 Hz*

* 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 calcestruzzo armato T_1: 0,29 s C_1 0,075 Frequenza edificio f_1: **3,48** Hz

Valutazione del rischio



Altezza rischio Hr: 14,02 m

f_1 = 1,89 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 DINAMICA DPSH 63

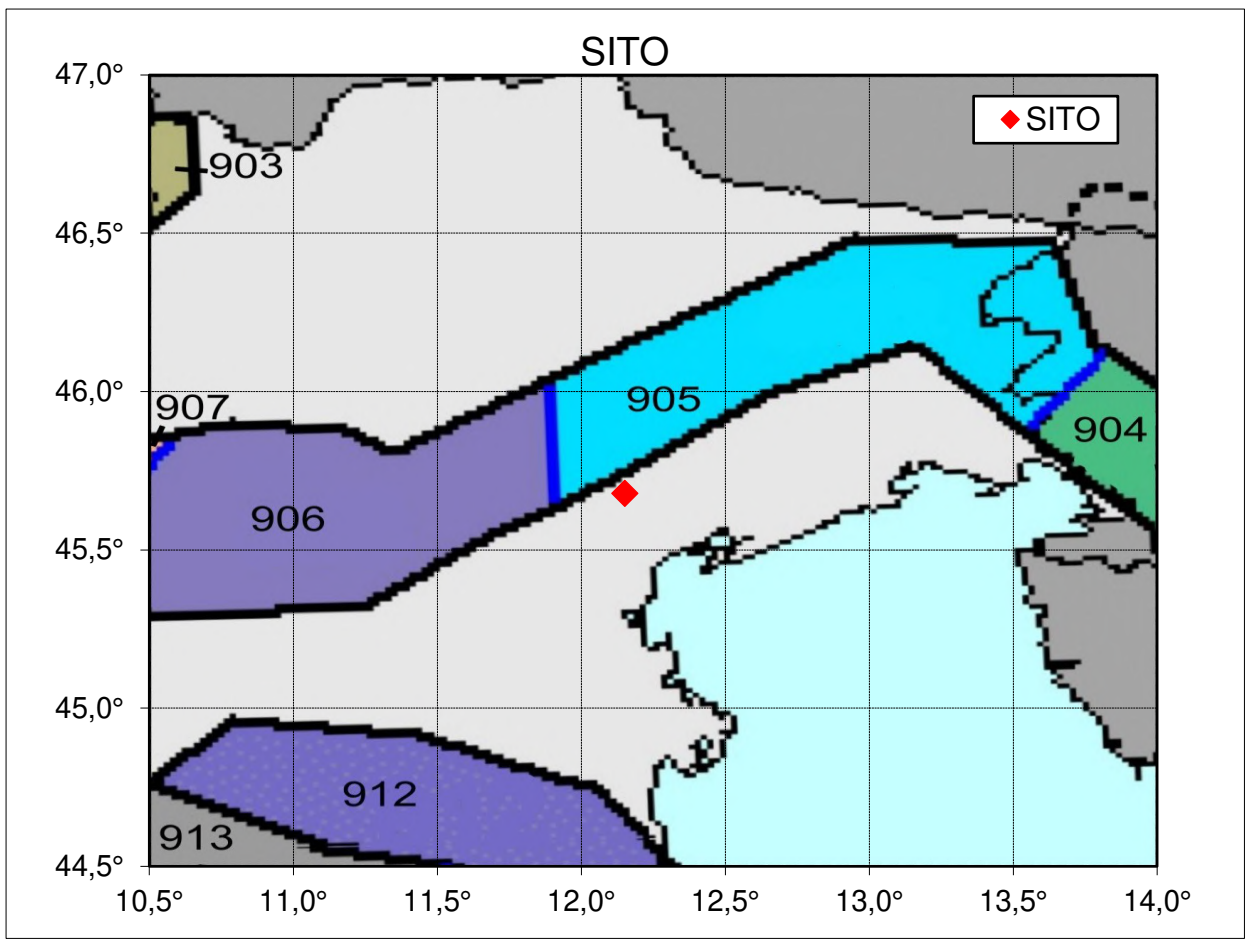
DPSH 1

AZIONE SISMICA - 6: LIQUEFAZIONE - MAGNITUDO ED ESCLUSIONE

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L1				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Magnitudo M

Collocazione del punto nella mappa della zonazione sismogenetica Zs9



Coordinate geografiche

ED50 Φ	45,68	°
ED50 λ	12,15	°

Zone Zs9 e Magnitudo attesa

ZPS	Mw max	ZPS	Mw max	ZPS	Mw max
901	6,14	913	6,14	925	6,83
902	6,14	914	6,14	926	6,14
903	6,14	915	6,60	927	7,06
904	6,14	916	6,14	928	5,91
905	6,60	917	6,14	929	7,29
906	6,60	918	6,37	930	6,60
907	6,14	919	6,37	931	6,83
908	6,14	920	6,14	932	6,14
909	6,14	921	6,14	933	6,14
910	6,37	922	5,45	934	6,14
911	6,14	923	7,06	935	7,29
912	6,14	924	6,83	936	5,45

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	6,98	3,53	SI	6,60
2^	906	6,60	19,22	4,85	SI	6,60
3^	912	6,14	98,83	6,98	NO	-
4^	904	6,14	110,26	7,13	NO	-
5^	913	6,14	163,27	7,64	NO	-
					Magnitudo attesa - Linee guida DPC:	6,60
					Metodo della disaggregazione - INGV	5,39
					Metodo della disaggregazione - INGV	**5,39** Valore utilizzato

Punto 2 - Profondità della falda dal piano di campagna

P Falda m		Limite P Falda m	verifica?
-	>	15,00	NO

Punto 1 - Accelerazioni massime attese

	Stato Limite	a_{max} (m/s²)	a_{max} (g)		a_{max} NTC (g)	Verifica?
Esercizio	SLO	0,496	0,051	<	0,100	NO
	SLD	0,663	0,068	<	0,100	NO
Ultimo	SLV	1,867	0,190	>	0,100	SI
	SLC	2,483	0,253	>	0,100	SI

Punto 3 - Caratteristiche di resistenza degli strati sabbiosi

	$(N1)_{60}$
Strati sabbiosi sotto falda	0
Limite	30
Strati con valore inferiore al limite	0
Strati sabbiosi da verificare	0
Verifica?	NO

Conclusioni

	Verifica?
Punto 1 - Accelerazioni massime attese	SI
Punto 2 - Profondità della falda dal piano di campagna	NO
Punto 3 - Caratteristiche di resistenza degli strati sabbiosi	NO

La verifica alla liquefazione può essere omessa

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 1

MODELLO GEOTECNICO E PARAMETRI GEOTECNICI (M1 - M2)

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L1				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Approssimazione 1 | Percentile 0,05 | Applicata la liquefazione? NO | Dominio tensioni SLE: 80%

Livello	PROF. m	DESCRIZIONE	Cod,	MG		Valori sperimentali φ °	c' kPa	c_u kPa	γ''/γ' t/m³	Valori caratteristici $φ_k$ °	c' kPa	c_u kPa	γ''/γ' t/m³	P_{inf} (m) SLU n.d.	SLE 2,00	Prof. m
1	0,20	LIMO - ARGILLA (Limo argilloso sabbioso)	L	✓		25	2	15	1,76	25	2	16	1,76			0,20
	0,40		L	✓		25	2	17	1,76							0,40
2	0,60	SABBIA (Sabbia limosa)	S	✓		27	0	0	1,66	28	0	0	1,67			0,60
	0,80		S	✓		29	0	0	1,67							0,80
	1,00		S	✓		32	0	0	1,69							**1,00**
3	1,20	GHIAIA (Ghiaia sabbiosa)	G	✓		41	0	0	1,80	41	0	0	1,80			1,20
	1,40		G	✓		41	0	0	1,81							1,40
	1,60		G	✓		41	0	0	1,82							1,60
	1,80		G	✓		43	0	0	1,86							1,80
	2,00		G	✓		44	0	0	1,89							**2,00**
	2,20		G	✓		47	0	0	1,98							2,20
	2,40		G	✓		43	0	0	1,87							2,40
	F.P.	**CONTINUAZIONE DEL BANCO GHIAIOSO (da bibliografia)**		✓												2,60
				✓												2,80
				✓												**3,00**
				✓												3,20
				✓												3,40
				✓												3,60
				✓												3,80
				✓												**4,00**
				✓												4,20
				✓												4,40
				✓												4,60
				✓												4,80
				✓												**5,00**
				✓												5,20
				✓												5,40
				✓												5,60
				✓												5,80
				✓												**6,00**
				✓												6,20
				✓												6,40
				✓												6,60
				✓												6,80
				✓												**7,00**
				✓												7,20
				✓												7,40
				✓												7,60
				✓												7,80
				✓												**8,00**
				✓												8,20
				✓												8,40
				✓												8,60
				✓												8,80
				✓												**9,00**
				✓												9,20
				✓												9,40
				✓												9,60
				✓												9,80
				✓												**10,00**
				✓												10,20
				✓												10,40
				✓												10,60
				✓												10,80
				✓												**11,00**
				✓												11,20
				✓												11,40
				✓												11,60
				✓												11,80
				✓												**12,00**
				✓												12,20
				✓												12,40
				✓												12,60
				✓												12,80
				✓												**13,00**
				✓												13,20
				✓												13,40
				✓												13,60
				✓												13,80
				✓												**14,00**
				✓												14,20
				✓												14,40
				✓												14,60
				✓												14,80
				✓												**15,00**
				✓												15,20
				✓												15,40
				✓												15,60
				✓												15,80
				✓												**16,00**
				✓												16,20
				✓												16,40
				✓												16,60
				✓												16,80
				✓												**17,00**
				✓												17,20
				✓												17,40
				✓												17,60
				✓												17,80
				✓												**18,00**
				✓												18,20
				✓												18,40
				✓												18,60
				✓												18,80
				✓												**19,00**
				✓												19,20
				✓												19,40
				✓												19,60
				✓												19,80
				✓												**20,00**

F.P.: Fine Prova

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 1

VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/1 - CAMPO STATICO - SISMICO

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L1				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Verifica nei confronti dello stato limite ultimo (SLU) Campo statico e Campo sismico
"Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno"
Fondazioni superficiali

Descrizione fondazione: **PLATEA**
Tipologia: **Rettangolare**

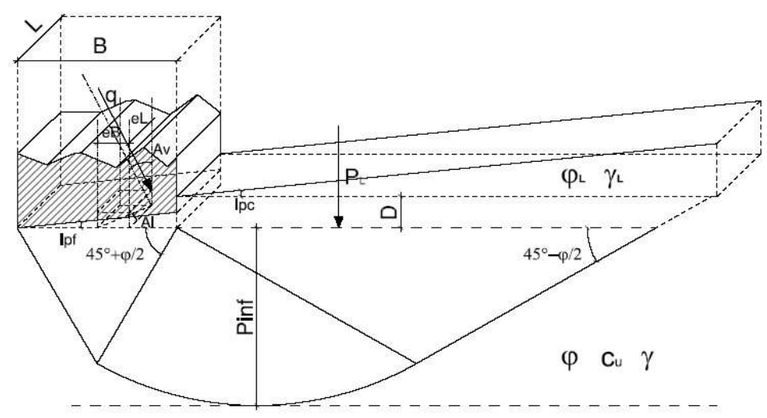
Profondità piano di appoggio (D): **0,40** m — Laghezza (B): **6,80** m — Eccentricità (eB): **0,00** m

Lunghezza (L): **24,60** m — Eccentricità (eL): **0,00** m

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

Inclinaz. del piano di fondazione (Ipf): **0** ° — Inclinaz. del piano di campagna (Ipc): **0** °

Coefficiente sismico orizzontale (Kh): **0,046** — Coefficiente sismico verticale (Kv): **0,023**



Prof. d'influenza P_{inf} - da calcolo analitico: **10,71** m — da Modello Geotecnico: **9,81** 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	$\tan \varphi'_k$		0,864	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	**0,864**	$\gamma_{\varphi'}$	1,25	**0,692**
Coesione efficace	c'_k	kPa	0,0	$\gamma_{c'}$	1,00	**0,0**	$\gamma_{c'}$	1,25	**0,0**
Resistenza non drenata	c_{uk}	kPa	-	γ_{cu}	1,00	**-**	γ_{cu}	1,40	**-**
Peso dell'unità di volume	γ	ton/m^3	1,8	γ_γ	1,00	**1,8**	γ_γ	1,00	**1,8**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio terreno laterale*	$\tan \varphi'_{LK}$		0,460	$\gamma_{\varphi L'}$	1,00	**0,460**	$\gamma_{\varphi L'}$	1,25	**0,368**
Peso dell'unità di volume terreno laterale	γ_L	ton/m^3	1,8	$\gamma_{\gamma L}$	1,00	**1,8**	$\gamma_{\gamma L}$	1,00	**1,8**

*) Utilizzato solo per i fattori di profondità

Carico limite qlim

Condizione della verifica: Drenate

φ =	n	c =	n

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

CAMPO STATICO

	analitico	MG	MG (M1)	MG (M2)	
N_c	152,465	82,412	82,412	44,744	1 - Terzaghi
N_q	158,984	72,237	72,237	31,941	1 - Terzaghi
N_γ	245,555	92,367	92,367	32,095	3 - Brinch Hansen (1970)
s_c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
s_q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
s_γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
dc	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_y	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)	179,89	62,12	**62,12**	**22,07**	

n.a = non applicabile

CAMPO SISMICO — **SLV**

Metodo: 3 - Maugeri e Novità (2006)

	analitico	MG	MG (M1)	MG (M2)
N_c	152,986	82,153	82,153	44,355
N_q	139,165	63,694	63,694	28,321
N_γ	199,231	75,717	75,717	26,462
s_c	1,000	1,000	1,000	1,000
s_q	1,000	1,000	1,000	1,000
s_γ	1,000	1,000	1,000	1,000
dc	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_y	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)	146,67	51,24	**51,24**	**18,33**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 1

VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/2 - CAMPO STATICO - SISMICO

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L1				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Verifica nei confronti dello Stato Limite Ultimo (SLU) Campo statico e Campo sismico
"Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno"
Fondazioni superficiali

Descrizione fondazione: **PLATEA**
Tipologia: **Rettangolare**

Profondità piano di appoggio (D): **0,40** m — Larghezza (B): **6,80** m

Azione E_d (A1 o A2): **1,00** kg/cm^2 — Lunghezza (L): **24,60** m

Coefficienti parziali γ_R R3: **2,3**

CAMPO STATICO

Approccio 2

A1 + M1 + R3

qlim (M1): **62,12** kg/cm^2 — R_d (R3): **27,01** kg/cm^2 — E_d (A1): **1,00** kg/cm^2

R_d	>	E_d

Verifica soddisfatta

CAMPO SISMICO Stato limite: SLV — Liquefazione applicata?

Approccio 2

A1 + M1 + R3

qlim (M1): **51,24** kg/cm^2 — R_d (R3): **22,27** kg/cm^2 — E_d (A1): **1,00** kg/cm^2

R_d	>	E_d

Verifica soddisfatta

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 1

VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) - CAMPO STATICO

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L1				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

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

Descrizione fondazione: **PLATEA**
Tipologia: **Rettangolare**

Profondità piano di appoggio (D): **0,40** m — Larghezza (B): **6,80** m

Carico applicato - Azione (E_d): **1,00** kg/cm^2 — Lunghezza (L): **24,60** m

Profondità d'influenza: **9,60** m — Minima tensione indotta dalla fondazione: **20%**

Cedimento immediato S_i

Formula generale S_i =	1,29 cm	*v*= 0,29	E= 82.842 kPa	Coeff. di Giraud.	
Metodo di Bowles (1987) S_i =	0,15 cm	*v*= 0,29	E= 82.842 kPa	Coeff. di Steinbrenner e Fox.	
Gazetas (1985) S_i =	0,80 cm	*v*= 0,29	E= 82.842 kPa	Con attrito laterale.	
Deformazione laterale impedita S_i =	0,93 cm		E= vari		
Deformazione laterale libera S_i =	1,08 cm	*v*= vari	E= vari kg/cm^2		
Christian e Carrier (terreni coesivi) S_i =	0,00 cm		E= 82.842 kPa	Con parametri di forma.	
Poulos e Davis (1974) S_i =	1,14 cm	*v*= 0,29	E= 82.842 kPa	β= 1,18	
S_i =	0,93 cm				

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

Prakash - Coeff carico eccentrico C_{S1} = **1,00** — S_1 = **0,93** cm — In corrispondenza del carico eccentrico.

Prakash - Coeff carico eccentrico C_{S2} = **1,00** — S_2 = **0,93** cm — In corrispondenza del margine della fondazione.

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

Mediana — S_i = **0,74** cm — Valore utilizzato.

Cedimento di consolidazione S_i

Formula con M S_c =	0,64 cm	M= vari kg/cm^2
Formula con C_c S_c =	0,00 cm	C_c= vari
Egorov (1949) S_c =	0,55 cm	
Tsytovitch (1951) S_c =	1,44 cm	
Janbu (1963 – 1965) S_c =	7,12 cm	
S_c =	0,64 cm	

Skempton, Bjerrum (1957) μ = **0,83** — Correzione che considera le tensioni laterali e la geometria della fondazione.

Mediana — S_c = **0,53** cm — Valore utilizzato.

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

S_{tot} = 0,74 + 0,53 = **1,27** cm — E_d ⇒ **1,27** cm

Cedimento ammesso C_d

C_d ⇒ **4,00** cm

Verifica

E_d	<	C_d

Verifica soddisfatta

PROVA DPSH2
EDIFICIO L2

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 2

TABELLA NUMERO DI COLPI

Provincia: Treviso *Comune:* Paese Quota inizio: 0,00 m
Località: Via divisione cadore Prof. Falda: - m

Opera: PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L2
Committente: Mattarollo Renato Data: 07/02/25

Riferimenti catastali Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - βt: 1,49
Foglio: 28 Mappali: 692, 693

Note: Non rilevata la presenza di venute d'acqua

PROF.	N. colpi			Avanz. colpo	Peso aste	R_{PD}
	N_{DP}	N_{DP}	N_{SPT}			
m	rilevato	corretto	derivato	cm	kg	kg/cm^2
0,20	1	1	1	20,00	6,31	10,5
0,40	1	1	1	20,00	6,31	10,5
0,60	1	1	1	20,00	12,62	9,6
0,80	3	3	4	6,67	12,62	28,9
1,00	8	8	12	2,50	12,62	77,1
1,20	9	9	13	2,22	12,62	86,8
1,40	18	18	27	1,11	12,62	173,6
1,60	19	16	24	1,22	18,93	146,1
1,80	14	14	21	1,43	18,93	124,8
2,00	16	15	22	1,36	18,93	131,0
2,20	15	15	22	1,33	18,93	133,7
2,40	16	16	24	1,25	18,93	142,6
2,60	27	27	40	0,74	25,24	223,6
2,80	40	40	60	0,50	25,24	331,3
3,00	50	24	36	0,84	25,24	198,0
3,20						
3,40						
3,60						
3,80						
4,00						
4,20						
4,40						
4,60						
4,80						
5,00						
5,20						
5,40						
5,60						
5,80						
6,00						
6,20						
6,40						
6,60						
6,80						
7,00						
7,20						
7,40						
7,60						
7,80						
8,00						
8,20						
8,40						
8,60						
8,80						
9,00						
9,20						
9,40						
9,60						
9,80						
10,00						

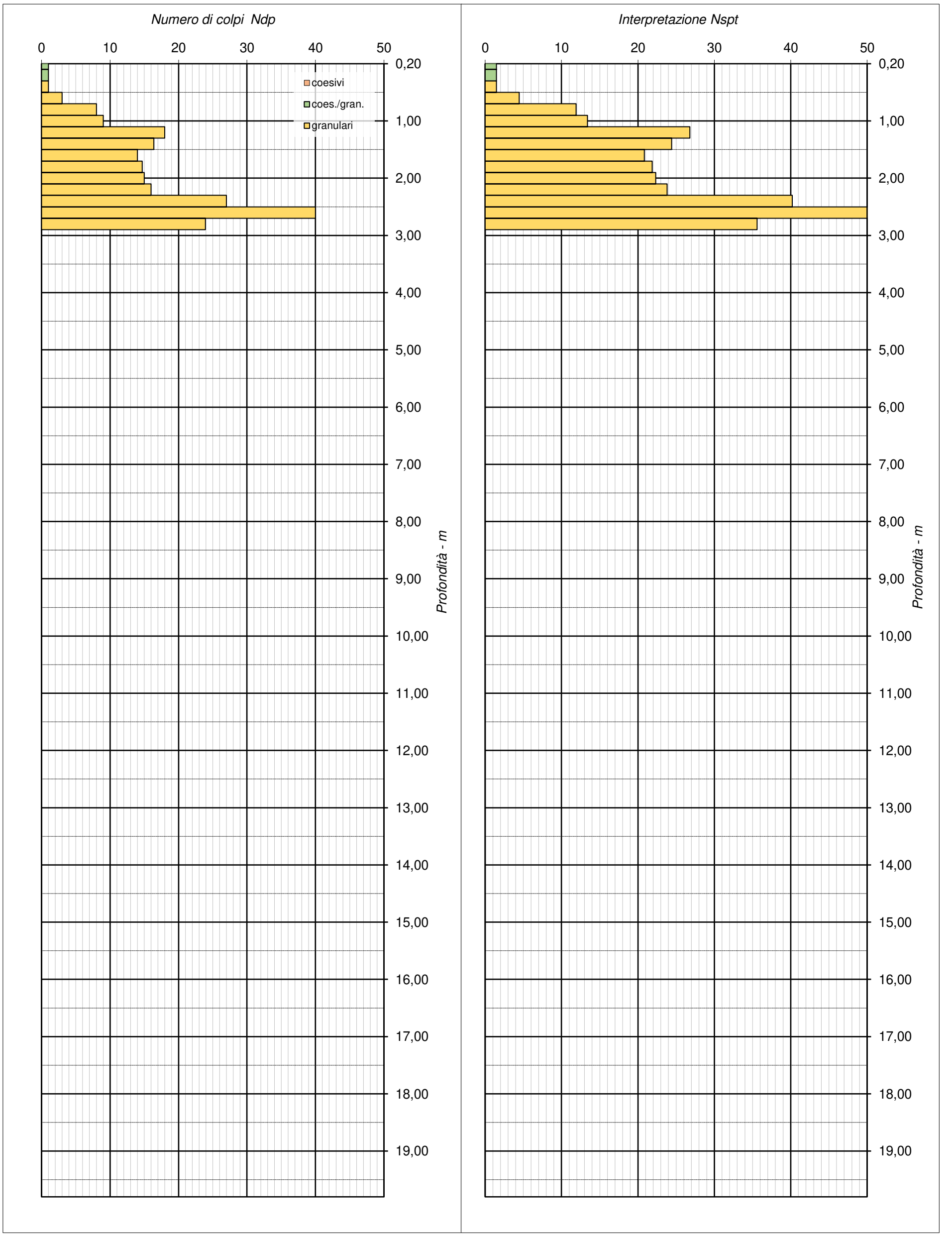
PROF.	N. colpi			Avanz. colpo	Peso aste	R_{PD}
	N_{DP}	N_{DP}	N_{SPT}			
m	rilevato	corretto	derivato	cm	kg	kg/cm^2
10,20						
10,40						
10,60						
10,80						
11,00						
11,20						
11,40						
11,60						
11,80						
12,00						
12,20						
12,40						
12,60						
12,80						
13,00						
13,20						
13,40						
13,60						
13,80						
14,00						
14,20						
14,40						
14,60						
14,80						
15,00						
15,20						
15,40						
15,60						
15,80						
16,00						
16,20						
16,40						
16,60						
16,80						
17,00						
17,20						
17,40						
17,60						
17,80						
18,00						
18,20						
18,40						
18,60						
18,80						
19,00						
19,20						
19,40						
19,60						
19,80						
20,00						

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 2

DIAGRAMMA NUMERO DI COLPI

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda: -	m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L2				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - βt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 2

PARAMETRI GEOTECNICI

Provincia: Treviso *Comune:* Paese Quota inizio: 0,00 m
Località: Via divisione cadore Prof. Falda: - m

Opera: PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L2
Committente: Mattarollo Renato Data: 07/02/25

Riferimenti catastali Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt: 1,49
Foglio: 28 Mappali: 692, 693

Note: Non rilevata la presenza di venute d'acqua

PROF.	LITOLOGIA		N_{DP}	N_{SDP}	γ''/γ'	Peff	φ	C_u	Dr	M	OCR	*v*	c'
m					g/cm^3	kg/cm^2	°	kg/cm^2	%	kg/cm^2			kg/cm^2
0,20	Limo argilloso sabbioso		1	1	1,76	0,04	25	0,16		181	4,00	0,30	0,02
0,40	Limo argilloso sabbioso		1	1	1,76	0,08	25	0,17		181	4,00	0,30	0,02
0,60	Sabbia limosa		1	1	1,66	0,12	25	0,00	33	236	1,00	0,20	0,00
0,80	Sabbia limosa		3	4	1,67	0,15	29	0,00	49	259	1,00	0,20	0,00
1,00	Sabbia limosa		8	12	1,71	0,19	33	0,00	72	304	1,00	0,20	0,00
1,20	Ghiaia sabbiosa		9	13	1,77	0,23	39	0,00	67	1010	1,00	0,30	0,00
1,40	Ghiaia sabbiosa		18	27	1,83	0,26	42	0,00	88	1093	1,00	0,30	0,00
1,60	Ghiaia sabbiosa		16	24	1,82	0,30	42	0,00	82	1078	1,00	0,30	0,00
1,80	Ghiaia sabbiosa		14	21	1,80	0,34	41	0,00	75	1057	1,00	0,30	0,00
2,00	Ghiaia sabbiosa		15	22	1,81	0,38	41	0,00	75	1063	1,00	0,30	0,00
2,20	Ghiaia sabbiosa		15	22	1,81	0,42	41	0,00	75	1066	1,00	0,30	0,00
2,40	Ghiaia sabbiosa		16	24	1,82	0,45	41	0,00	76	1075	1,00	0,30	0,00
2,60	Ghiaia sabbiosa		27	40	1,90	0,49	44	0,00	94	1170	1,00	0,30	0,00
2,80	Ghiaia sabbiosa		40	60	2,00	0,53	47	0,00	100	1276	1,00	0,30	0,00
3,00	Ghiaia sabbiosa		24	36	1,88	0,57	43	0,00	86	1144	1,00	0,30	0,00
3,20													
3,40													
3,60													
3,80													
4,00													
4,20													
4,40													
4,60													
4,80													
5,00													
5,20													
5,40													
5,60													
5,80													
6,00													
6,20													
6,40													
6,60													
6,80													
7,00													
7,20													
7,40													
7,60													
7,80													
8,00													
8,20													
8,40													
8,60													
8,80													
9,00													
9,20													
9,40													
9,60													
9,80													
10,00													
10,20													
10,40													
10,60													
10,80													
11,00													
11,20													
11,40													
11,60													
11,80													
12,00													
12,20													
12,40													
12,60													
12,80													
13,00													
13,20													
13,40													
13,60													
13,80													
14,00													
14,20													
14,40													
14,60													
14,80													
15,00													
15,20													
15,40													
15,60													
15,80													
16,00													
16,20													
16,40													
16,60													
16,80													
17,00													
17,20													
17,40													
17,60													
17,80													
18,00													
18,20													
18,40													
18,60													
18,80													
19,00													
19,20													
19,40													
19,60													
19,80													
20,00													

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

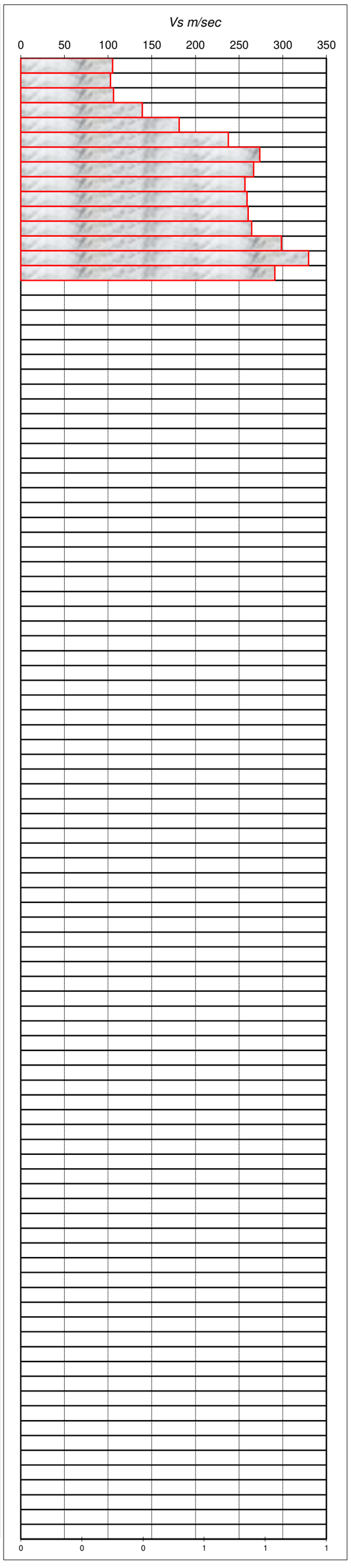
DPSH 2

AZIONE SISMICA - 1: PARAMETRI DINAMICI

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L2				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Filtro passa alto contrasto d'impedenza 0,40

PROF. m	LITOLOGIA		N_{SPT}	G_0 kg/cm^2	Vs m/s	f_0 Hz	ST X O
0,20	Limo argilloso sabbioso		1	198	105		
0,40	Limo argilloso sabbioso		1	189	103		O
0,60	Sabbia limosa		1	184	106		
0,80	Sabbia limosa		4	339	139		
1,00	Sabbia limosa		12	621	181		
1,20	Ghiaia sabbiosa		13	1018	238		
1,40	Ghiaia sabbiosa		27	1401	274		
1,60	Ghiaia sabbiosa		24	1321	267		
1,80	Ghiaia sabbiosa		21	1212	257		
2,00	Ghiaia sabbiosa		22	1239	259		
2,20	Ghiaia sabbiosa		22	1252	260		
2,40	Ghiaia sabbiosa		24	1297	264		
2,60	Ghiaia sabbiosa		40	1727	299		
2,80	Ghiaia sabbiosa		60	2213	330		
3,00	Ghiaia sabbiosa		36	1621	291		
3,20							
3,40							
3,60							
3,80							
4,00							
4,20							
4,40							
4,60							
4,80							
5,00							
5,20							
5,40							
5,60							
5,80							
6,00							
6,20							
6,40							
6,60							
6,80							
7,00							
7,20							
7,40							
7,60							
7,80							
8,00							
8,20							
8,40							
8,60							
8,80							
9,00							
9,20							
9,40							
9,60							
9,80							
10,00							
10,20							
10,40							
10,60							
10,80							
11,00							
11,20							
11,40							
11,60							
11,80							
12,00							
12,20							
12,40							
12,60							
12,80							
13,00							
13,20							
13,40							
13,60							
13,80							
14,00							
14,20							
14,40							
14,60							
14,80							
15,00							
15,20							
15,40							
15,60							
15,80							
16,00							
16,20							
16,40							
16,60							
16,80							
17,00							
17,20							
17,40							
17,60							
17,80							
18,00							
18,20							
18,40							
18,60							
18,80							
19,00							
19,20							
19,40							
19,60							
19,80							
20,00							



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 2

AZIONE SISMICA - 2: POSIZIONE DEL SITO

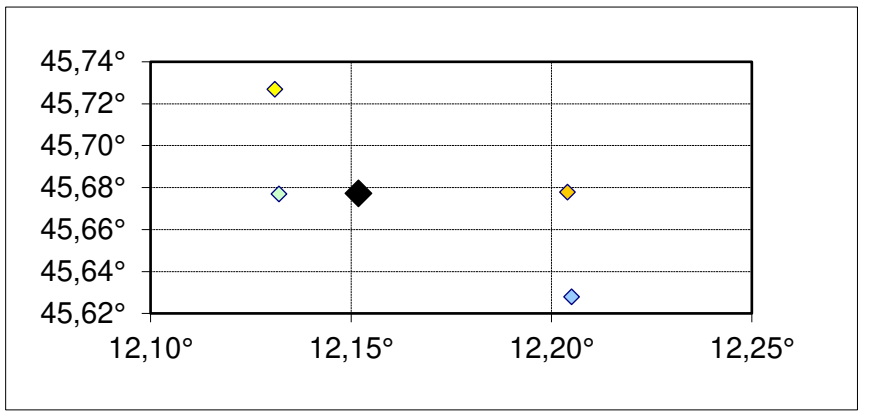
Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L2				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Coordinate geografiche

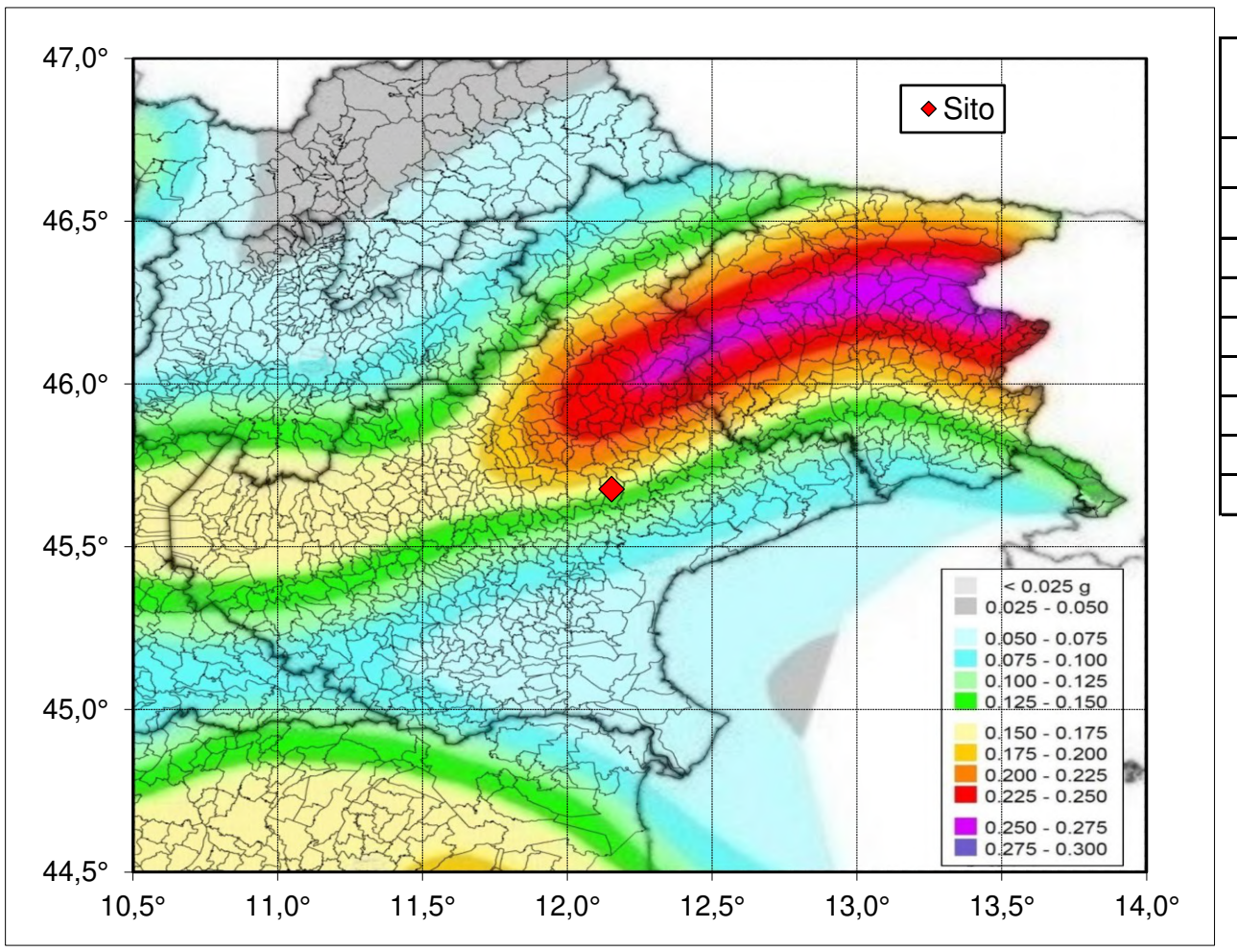
Gauss Boaga Nord:	5.062.942,00	m	Fuso: Ovest	Roma40 Φ	45,6757	°
Gauss Boaga Est:	1.745.422,00	m		Roma40 λ	12,1510	°
ED50 Φ	45° 40' 38"			ED50 Φ	**45,6773**	°
ED50 λ	12° 9' 7"			ED50 λ	**12,1518**	°

Nodi del reticolo di riferimento

Sito	ID	LON (ED50) (°)	LAT (ED50) (°)	Dist. (m)
1°	11414	12,1310	45,7270	5.762
2°	11637	12,2040	45,6780	4.067
3°	11859	12,2050	45,6280	6.869
4°	11636	12,1320	45,6770	1.545
Punto		12,1518	45,6773	



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	0,042	2,50	0,24
50	0,056	2,47	0,26
72	0,068	2,44	0,27
101	0,080	2,43	0,28
140	0,093	2,44	0,29
201	0,011	2,41	0,31
475	0,159	2,44	0,33
975	0,213	2,48	0,34
2.475	0,306	2,50	0,36

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 2

AZIONE SISMICA - 3: CARATTERISTICHE DEL SITO

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L2				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Caratteristiche geografiche

Comune: Paese

Zona sismica: **2**

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: 3,20 m
- Profondità terreno indagato dal piano di fondazione: 2,80 m
- Prof. strato rigido (Vs > 800 m/sec) non rilevato dall'indagine: n.d.
- Prof. strato rigido (Vs > 800 m/sec), non rilevato dall'indagine, dal piano di fondazione: n.d.
- Spessore terreno non indagato: 27,20

Risultati dell'analisi

- Non sono presenti in profondità strati rigidi, non rilevati dall'indagine (conglomerati o rocce).
- Si assume, per gli strati successivi a quelli indagati, di spessore complessivo valutato in 27,2 m, il seguente valore di Vs, per definire la categoria del sottosuolo.

Strati indagati - Vs (media pesata): 204 m/s

Strati successivi - Vs: 422 m/s

Vs (media pesata complessiva): **388** m/s

Categoria di sottosuolo: **B**

Conclusioni

Categoria di sottosuolo: B

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Condizioni topografiche

Categoria: **T1**

S_T: **1,00**

Descrizione: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°

n.d. : non determinabile

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 2

AZIONE SISMICA - 4: PARAMETRI E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L2				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Parametri dell'edificio

Vita nominale V_N (anni):	50
Classe d'uso:	II
Coefficiente d'uso Cu:	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

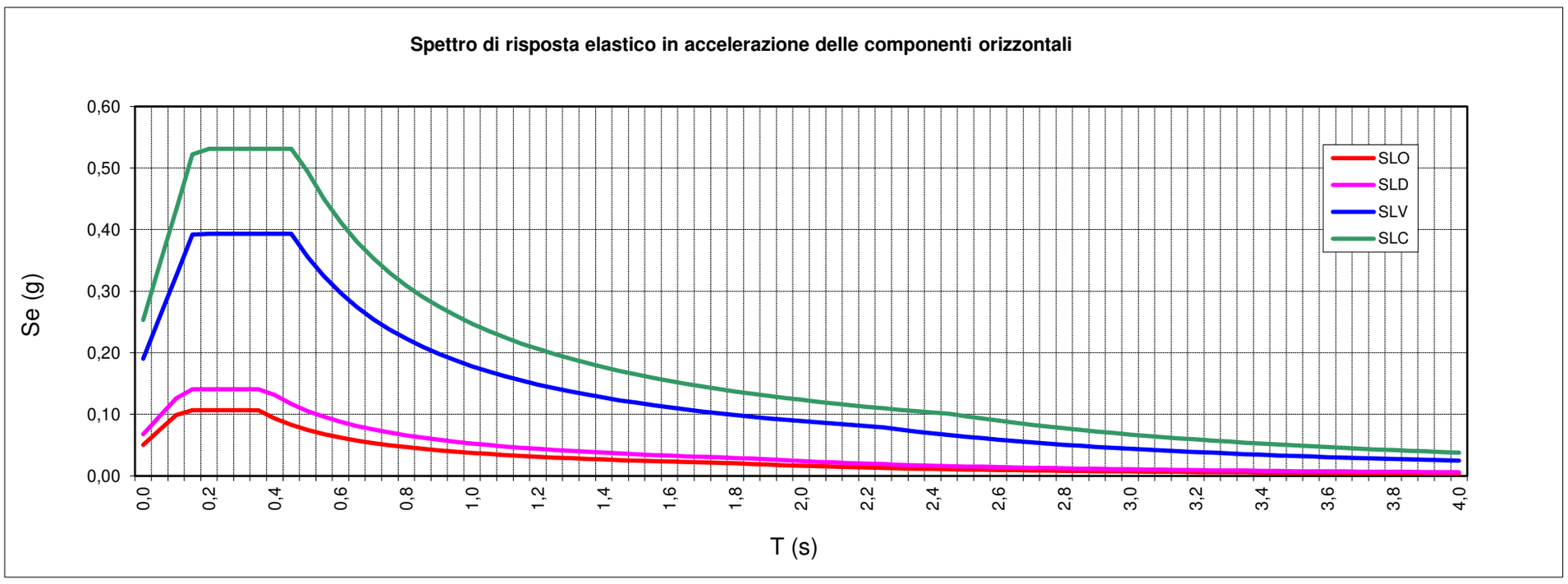
Stato Limite	P_{VR}	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_C^* (s)
SLO	81%	30	0,042	2,50	0,24
SLD	63%	50	0,056	2,47	0,26
SLV	10%	475	0,159	2,44	0,33
SLC	5%	975	0,213	2,48	0,34

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	1,20	1,46	1,20	0,12	0,35	1,77
SLD	1,20	1,44	1,20	0,12	0,37	1,83
SLV	1,20	1,37	1,20	0,15	0,45	2,23
SLC	1,19	1,36	1,19	0,16	0,47	2,45

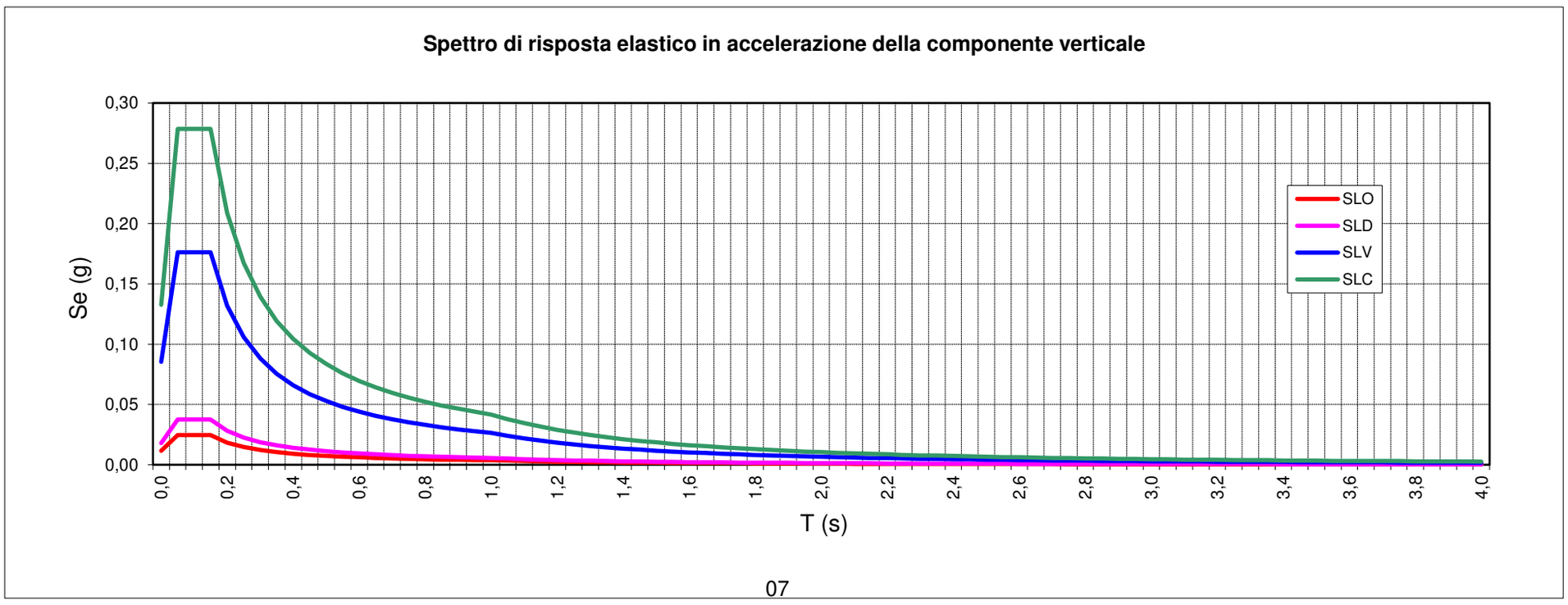
Parametri del sito

Categoria di sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1
Coefficiente di amplificazione topografica S_T:	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	0,69	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00
SLD	0,79	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00
SLV	1,31	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00
SLC	1,55	0,05	0,15	1,00	1,00	1,00



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 2

AZIONE SISMICA - 5: PARAMETRI E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI - RISONANZA

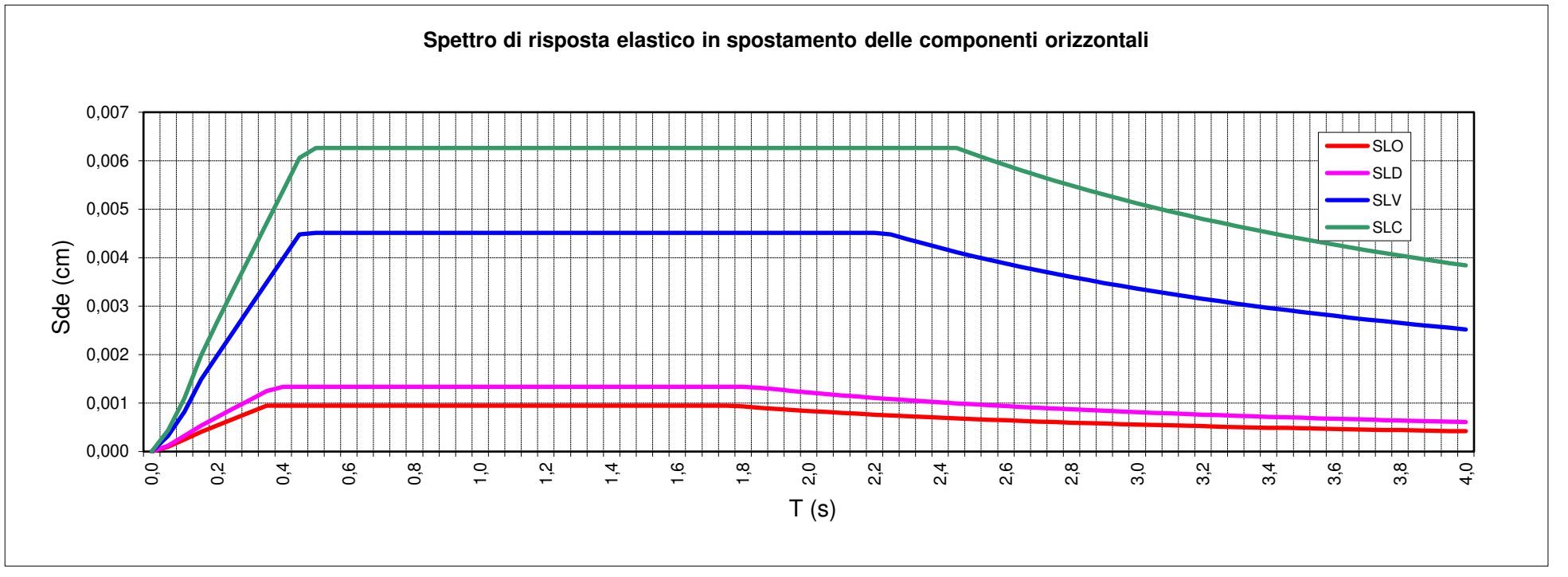
Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L2				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

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	5,00	10,00	0,008	0,028
SLD	5,00	10,00	0,011	0,040
SLV	5,00	10,00	0,047	0,135
SLC	5,00	10,00	0,071	0,185

Stabilità del sito

Stato Limite	a_{max} (m/s^2)	a_{max} (g)	βs	Kh	Kv
SLO	0,496	0,051	0,20	0,010	0,005
SLD	0,663	0,068	0,20	0,014	0,007
SLV	1,867	0,190	0,24	0,046	0,023
SLC	2,483	0,253	0,28	0,071	0,035



Rischio di risonanza

Parametri del sito (valutazione indicativa in assenza di specifiche analisi geofisiche - NTC 2008)

Frequenza fond. strato sismico superficiale f_0: **1,84** Hz

Spessore strato sismico superficile H_0: n.r. m

Parametri dell'edificio

Altezza edificio dal piano di fondazione H: 6,00 m

Numero piani: 2

Frequenza fond.f_1: 5,00 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)

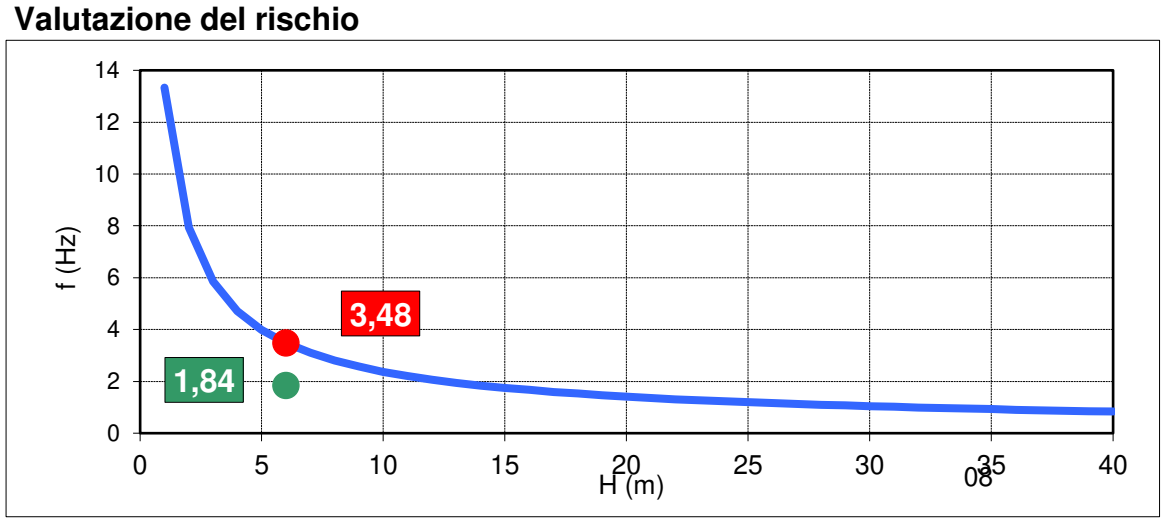
struttura a telaio in calcestruzzo armato

T_1: 0,29 s

C_1 0,075

Frequenza edificio f_1: **3,48** Hz

Valutazione del rischio



Altezza rischio Hr: 14,02 m

f_1 = 1,89 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 DINAMICA DPSH 63

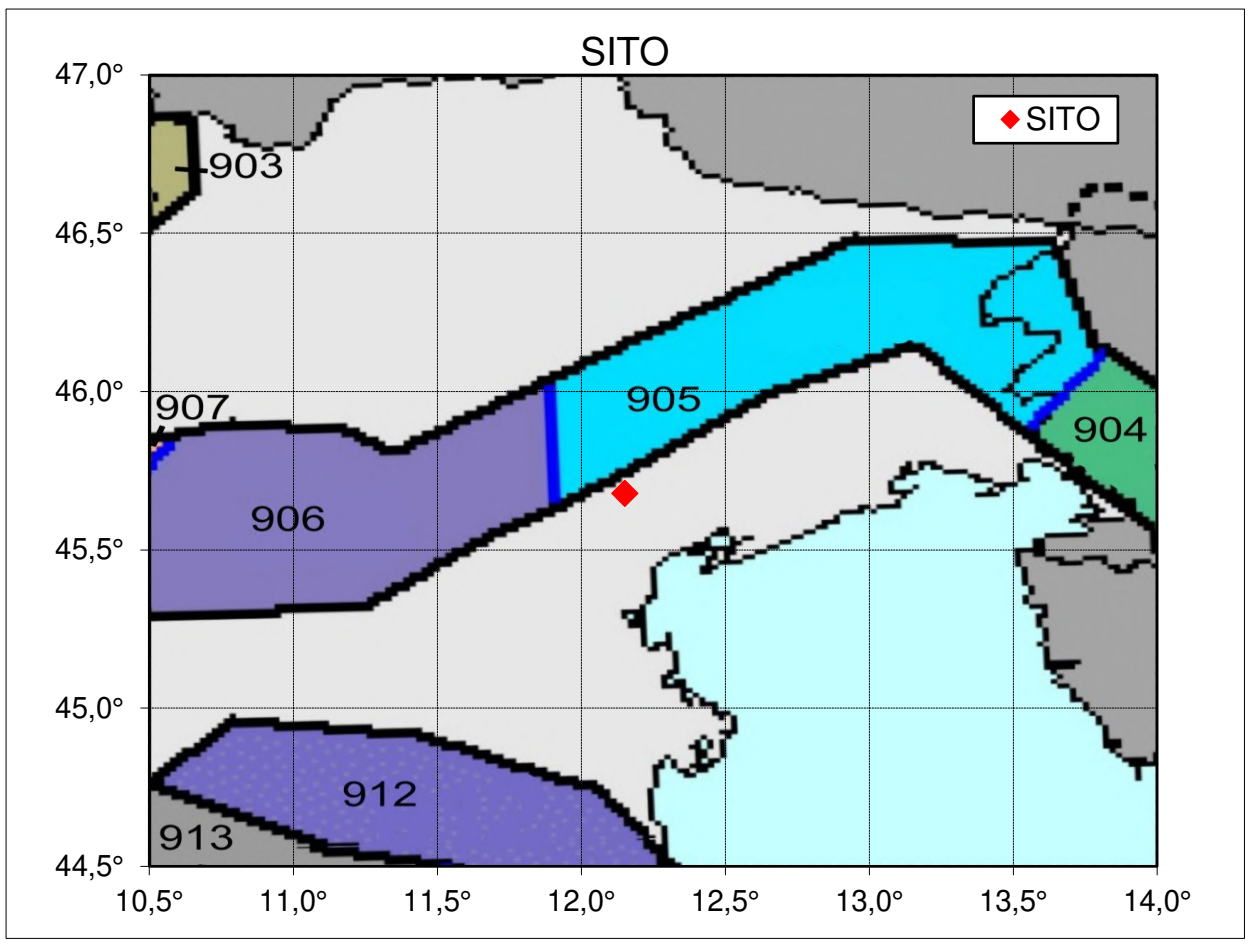
DPSH 2

AZIONE SISMICA - 6: LIQUEFAZIONE - MAGNITUDO ED ESCLUSIONE

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L2				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Magnitudo M

Collocazione del punto nella mappa della zonazione sismogenetica Zs9



Coordinate geografiche

ED50 Φ	45,68	°
ED50 λ	12,15	°

Zone Zs9 e Magnitudo attesa

ZPS	Mw max	ZPS	Mw max	ZPS	Mw max
901	6,14	913	6,14	925	6,83
902	6,14	914	6,14	926	6,14
903	6,14	915	6,60	927	7,06
904	6,14	916	6,14	928	5,91
905	6,60	917	6,14	929	7,29
906	6,60	918	6,37	930	6,60
907	6,14	919	6,37	931	6,83
908	6,14	920	6,14	932	6,14
909	6,14	921	6,14	933	6,14
910	6,37	922	5,45	934	6,14
911	6,14	923	7,06	935	7,29
912	6,14	924	6,83	936	5,45

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	6,98	3,53	SI	6,60
2^	906	6,60	19,22	4,85	SI	6,60
3^	912	6,14	98,83	6,98	NO	-
4^	904	6,14	110,26	7,13	NO	-
5^	913	6,14	163,27	7,64	NO	-
					Magnitudo attesa - Linee guida DPC:	6,60
					Metodo della disaggregazione - INGV	5,39
					Metodo della disaggregazione - INGV	**5,39** Valore utilizzato

Punto 2 - Profondità della falda dal piano di campagna

P Falda m		Limite P Falda m	verifica?
-	>	15,00	NO

Punto 1 - Accelerazioni massime attese

	Stato Limite	a_{max} (m/s²)	a_{max} (g)		a_{max} NTC (g)	Verifica?
Esercizio	SLO	0,496	0,051	<	0,100	NO
	SLD	0,663	0,068	<	0,100	NO
Ultimo	SLV	1,867	0,190	>	0,100	SI
	SLC	2,483	0,253	>	0,100	SI

Punto 3 - Caratteristiche di resistenza degli strati sabbiosi

	$(N1)_{60}$
Strati sabbiosi sotto falda	0
Limite	30
Strati con valore inferiore al limite	0
Strati sabbiosi da verificare	0
Verifica?	NO

Conclusioni

	Verifica?
Punto 1 - Accelerazioni massime attese	SI
Punto 2 - Profondità della falda dal piano di campagna	NO
Punto 3 - Caratteristiche di resistenza degli strati sabbiosi	NO

La verifica alla liquefazione può essere omessa

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

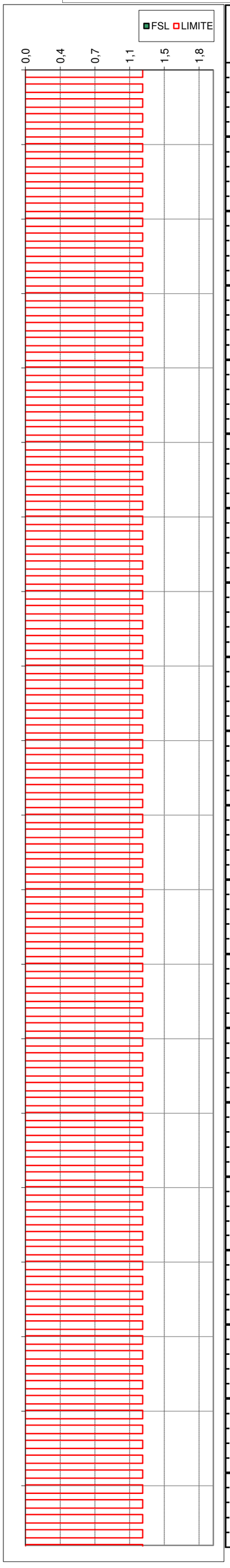
DPSH 2

AZIONE SISMICA - 7: PARAMETRI DINAMICI

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L2				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Parametro utilizzato: (N1)60CS — Solo strati sabbiosi sotto falda

PROF. m	LITOLOGIA	FS_L Limite 1,25	CRR eq	CSR SLV	FS_L	Sabbie	Falda	da verif.
0,20	Limo argilloso sabbioso	1,25						
0,40	Limo argilloso sabbioso	1,25						
0,60	Sabbia limosa	1,25						
0,80	Sabbia limosa	1,25						
1,00	Sabbia limosa	1,25						
1,20	Ghiaia sabbiosa	1,25						
1,40	Ghiaia sabbiosa	1,25						
1,60	Ghiaia sabbiosa	1,25						
1,80	Ghiaia sabbiosa	1,25						
2,00	Ghiaia sabbiosa	1,25						
2,20	Ghiaia sabbiosa	1,25						
2,40	Ghiaia sabbiosa	1,25						
2,60	Ghiaia sabbiosa	1,25						
2,80	Ghiaia sabbiosa	1,25						
3,00	Ghiaia sabbiosa	1,25						
3,20		1,25						
3,40		1,25						
3,60		1,25						
3,80		1,25						
4,00		1,25						
4,20		1,25						
4,40		1,25						
4,60		1,25						
4,80		1,25						
5,00		1,25						
5,20		1,25						
5,40		1,25						
5,60		1,25						
5,80		1,25						
6,00		1,25						
6,20		1,25						
6,40		1,25						
6,60		1,25						
6,80		1,25						
7,00		1,25						
7,20		1,25						
7,40		1,25						
7,60		1,25						
7,80		1,25						
8,00		1,25						
8,20		1,25						
8,40		1,25						
8,60		1,25						
8,80		1,25						
9,00		1,25						
9,20		1,25						
9,40		1,25						
9,60		1,25						
9,80		1,25						
10,00		1,25						
10,20		1,25						
10,40		1,25						
10,60		1,25						
10,80		1,25						
11,00		1,25						
11,20		1,25						
11,40		1,25						
11,60		1,25						
11,80		1,25						
12,00		1,25						
12,20		1,25						
12,40		1,25						
12,60		1,25						
12,80		1,25						
13,00		1,25						
13,20		1,25						
13,40		1,25						
13,60		1,25						
13,80		1,25						
14,00		1,25						
14,20		1,25						
14,40		1,25						
14,60		1,25						
14,80		1,25						
15,00		1,25						
15,20		1,25						
15,40		1,25						
15,60		1,25						
15,80		1,25						
16,00		1,25						
16,20		1,25						
16,40		1,25						
16,60		1,25						
16,80		1,25						
17,00		1,25						
17,20		1,25						
17,40		1,25						
17,60		1,25						
17,80		1,25						
18,00		1,25						
18,20		1,25						
18,40		1,25						
18,60		1,25						
18,80		1,25						
19,00		1,25						
19,20		1,25						
19,40		1,25						
19,60		1,25						
19,80		1,25						
20,00		1,25						



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 2

MODELLO GEOTECNICO E PARAMETRI GEOTECNICI (M1 - M2)

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L2				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Approssimazione 1 | Percentile 0,05 | Applicata la liquefazione? NO | Dominio tensioni SLE: 80%

Livello	PROF. m	DESCRIZIONE	Cod,	MG		Valori sperimentali φ °	c' kPa	c_u kPa	γ''/γ' t/m³	Valori caratteristici $φ_k$ °	c' kPa	c_u kPa	γ''/γ' t/m³	P_{inf} (m) SLU n.d.	SLE 2,60	Prof. m
1	0,20	LIMO - ARGILLA (Limo argilloso sabbioso)	L	✓		25	2	15	1,76	25	2	16	1,76			0,20
	0,40		L	✓		25	2	17	1,76							0,40
2	0,60	SABBIA (Sabbia limosa)	S	✓		25	0	0	1,66	26	0	0	1,66			0,60
	0,80		S	✓		29	0	0	1,67							0,80
	1,00		S	✓		33	0	0	1,71							**1,00**
3	1,20	GHIAIA (Ghiaia sabbiosa)	G	✓		39	0	0	1,77	40	0	0	1,78			1,20
	1,40		G	✓		42	0	0	1,83							1,40
	1,60		G	✓		42	0	0	1,82							1,60
	1,80		G	✓		41	0	0	1,80							1,80
	2,00		G	✓		41	0	0	1,81							**2,00**
	2,20		G	✓		41	0	0	1,81							2,20
	2,40		G	✓		41	0	0	1,82							2,40
	2,60		G	✓		44	0	0	1,90							2,60
	2,80		G	✓		47	0	0	2,00							2,80
	3,00		G	✓		43	0	0	1,88							**3,00**
	F.P.	**CONTINUAZIONE DEL BANCO GHIAIOSO (da bibliografia)**		✓												3,20
				✓												3,40
				✓												3,60
				✓												3,80
				✓												**4,00**
				✓												4,20
				✓												4,40
				✓												4,60
				✓												4,80
				✓												**5,00**
				✓												5,20
				✓												5,40
				✓												5,60
				✓												5,80
				✓												**6,00**
				✓												6,20
				✓												6,40
				✓												6,60
				✓												6,80
				✓												**7,00**
				✓												7,20
				✓												7,40
				✓												7,60
				✓												7,80
				✓												**8,00**
				✓												8,20
				✓												8,40
				✓												8,60
				✓												8,80
				✓												**9,00**
				✓												9,20
				✓												9,40
				✓												9,60
				✓												9,80
				✓												**10,00**
				✓												10,20
				✓												10,40
				✓												10,60
				✓												10,80
				✓												**11,00**
				✓												11,20
				✓												11,40
				✓												11,60
				✓												11,80
				✓												**12,00**
				✓												12,20
				✓												12,40
				✓												12,60
				✓												12,80
				✓												**13,00**
				✓												13,20
				✓												13,40
				✓												13,60
				✓												13,80
				✓												**14,00**
				✓												14,20
				✓												14,40
				✓												14,60
				✓												14,80
				✓												**15,00**
				✓												15,20
				✓												15,40
				✓												15,60
				✓												15,80
				✓												**16,00**
				✓												16,20
				✓												16,40
				✓												16,60
				✓												16,80
				✓												**17,00**
				✓												17,20
				✓												17,40
				✓												17,60
				✓												17,80
				✓												**18,00**
				✓												18,20
				✓												18,40
				✓												18,60
				✓												18,80
				✓												**19,00**
				✓												19,20
				✓												19,40
				✓												19,60
				✓												19,80
				✓												**20,00**

F.P.: Fine Prova

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 2

VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/1 - CAMPO STATICO - SISMICO

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L2				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Verifica nei confronti dello stato limite ultimo (SLU) Campo statico e Campo sismico
"Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno"
Fondazioni superficiali

Descrizione fondazione: **PLATEA**
Tipologia: **Rettangolare**

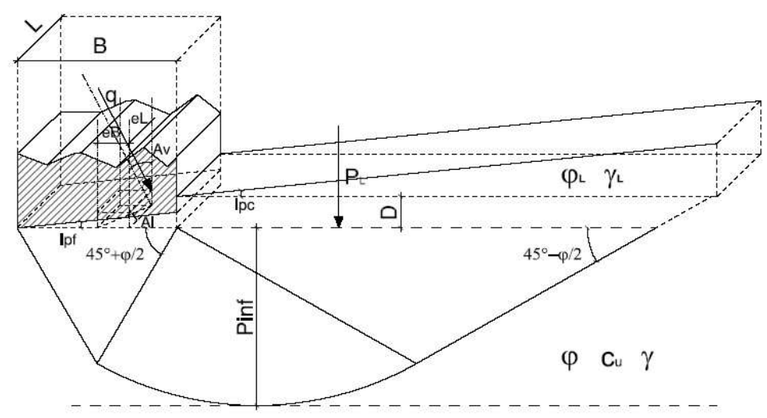
Profondità piano di appoggio (D): **0,40** m — Laghezza (B): **12,60** m — Eccentricità (eB): **0,00** m

Lunghezza (L): **13,80** m — Eccentricità (eL): **0,00** m

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

Inclinaz. del piano di fondazione (Ipf): **0** ° — Inclinaz. del piano di campagna (Ipc): **0** °

Coefficiente sismico orizzontale (Kh): **0,046** — Coefficiente sismico verticale (Kv): **0,023**



Prof. d'influenza P_{inf} - da calcolo analitico: **19,77** m — da Modello Geotecnico: **17,98** 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	$\tan \varphi'_k$		0,844	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	**0,844**	$\gamma_{\varphi'}$	1,25	**0,676**
Coesione efficace	c'_k	kPa	0,0	$\gamma_{c'}$	1,00	**0,0**	$\gamma_{c'}$	1,25	**0,0**
Resistenza non drenata	c_{uk}	kPa	-	γ_{cu}	1,00	**-**	γ_{cu}	1,40	**-**
Peso dell'unità di volume	γ	ton/m^3	1,8	γ_γ	1,00	**1,8**	γ_γ	1,00	**1,8**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio terreno laterale*	$\tan \varphi'_{LK}$		0,460	$\gamma_{\varphi L'}$	1,00	**0,460**	$\gamma_{\varphi L'}$	1,25	**0,368**
Peso dell'unità di volume terreno laterale	γ_L	ton/m^3	1,8	$\gamma_{\gamma L}$	1,00	**1,8**	$\gamma_{\gamma L}$	1,00	**1,8**

*) Utilizzato solo per i fattori di profondità

Carico limite qlim

Condizione della verifica: Drenate

φ =	n	c =	n

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

CAMPO STATICO

	analitico	MG	MG (M1)	MG (M2)	
N_c	148,093	76,765	76,765	42,321	1 - Terzaghi
N_q	153,256	65,826	65,826	29,591	1 - Terzaghi
N_γ	234,803	82,115	82,115	28,973	3 - Brinch Hansen (1970)
s_c	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
s_q	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
s_γ	1,000	1,000	1,000	1,000	1 - Non applicato
dc	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_y	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)	310,69	98,19	**98,19**	**35,09**	

n.a = non applicabile

CAMPO SISMICO — **SLV**

Metodo: 3 - Maugeri e Novità (2006)

	analitico	MG	MG (M1)	MG (M2)
N_c	148,541	76,477	76,477	41,927
N_q	134,207	58,080	58,080	26,250
N_γ	190,565	67,399	67,399	23,879
s_c	1,000	1,000	1,000	1,000
s_q	1,000	1,000	1,000	1,000
s_γ	1,000	1,000	1,000	1,000
dc	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_y	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)	252,85	80,88	**80,88**	**29,05**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 2

VERIFICA DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)/2 - CAMPO STATICO - SISMICO

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L2				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

Verifica nei confronti dello Stato Limite Ultimo (SLU) Campo statico e Campo sismico
"Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno"
Fondazioni superficiali

Descrizione fondazione: **PLATEA**
Tipologia: **Rettangolare**

Profondità piano di appoggio (D): **0,40** m — Larghezza (B): **12,60** m

Azione E_d (A1 o A2): **1,00** kg/cm^2 — Lunghezza (L): **13,80** m

Coefficienti parziali γ_R R3: **2,3**

CAMPO STATICO

Approccio 2

A1 + M1 + R3

qlim (M1): **98,19** kg/cm^2 — R_d (R3): **42,69** kg/cm^2 — E_d (A1): **1,00** kg/cm^2

R_d > E_d — **Verifica soddisfatta**

CAMPO SISMICO Stato limite: SLV — Liquefazione applicata?

Approccio 2

A1 + M1 + R3

qlim (M1): **80,88** kg/cm^2 — R_d (R3): **35,16** kg/cm^2 — E_d (A1): **1,00** kg/cm^2

R_d > E_d — **Verifica soddisfatta**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 63

DPSH 2

VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) - CAMPO STATICO

Provincia:	Treviso	*Comune:*	Paese	Quota inizio:	0,00 m
Località:	Via divisione cadore			Prof. Falda:	- m
Opera:	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - Realizzazione edificio L2				
Committente:	Mattarollo Renato			Data:	07/02/25
Riferimenti catastali				Coefficiente teorico di energia Q/Qspt - bt:	1,49
Foglio:	28	Mappali:	692, 693		
Note:	Non rilevata la presenza di venute d'acqua				

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

Descrizione fondazione: **PLATEA**
Tipologia: **Rettangolare**

Profondità piano di appoggio (D): **0,40** m — Larghezza (B): **12,60** m

Carico applicato - Azione (E_d): **1,00** kg/cm^2 — Lunghezza (L): **13,80** m

Profondità d'influenza: **14,60** m — Minima tensione indotta dalla fondazione: **20%**

Cedimento immediato S_i

Formula generale S_i =	1,45 cm	*v*= 0,29	E= 84.206 kPa	Coeff. di Giraud.	
Metodo di Bowles (1987) S_i =	0,22 cm	*v*= 0,29	E= 84.206 kPa	Coeff. di Steinbrenner e Fox.	
Gazetas (1985) S_i =	0,94 cm	*v*= 0,29	E= 84.206 kPa	Con attrito laterale.	
Deformazione laterale impedita S_i =	1,24 cm		E= vari		
Deformazione laterale libera S_i =	1,45 cm	*v*= vari	E= vari kg/cm^2		
Christian e Carrier (terreni coesivi) S_i =	0,00 cm		E= 84.206 kPa	Con parametri di forma.	
Poulos e Davis (1974) S_i =	1,28 cm	*v*= 0,29	E= 84.206 kPa	β= 1,05	
S_i =	1,24 cm				

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

Prakash - Coeff carico eccentrico C_{S1} = **1,00** — S_1 = **1,24** cm — In corrispondenza del carico eccentrico.

Prakash - Coeff carico eccentrico C_{S2} = **1,00** — S_2 = **1,24** cm — In corrispondenza del margine della fondazione.

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

Mediana — S_i = **0,99** cm — Valore utilizzato.

Cedimento di consolidazione S_i

Formula con M S_c =	0,85 cm	M= vari kg/cm^2
Formula con C_c S_c =	0,00 cm	C_c= vari
Egorov (1949) S_c =	0,74 cm	
Tsytovitch (1951) S_c =	1,44 cm	
Janbu (1963 – 1965) S_c =	10,29 cm	
S_c =	0,85 cm	

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

Mediana — S_c = **0,69** cm — Valore utilizzato.

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

S_{tot} = 0,99 + 0,69 = **1,68** cm — E_d ⇒ **1,68** cm

Cedimento ammesso C_d

C_d ⇒ **4,00** cm

Verifica

E_d	<	C_d

Verifica soddisfatta

Allegato 6
ELABORAZIONE PROVA HVSR

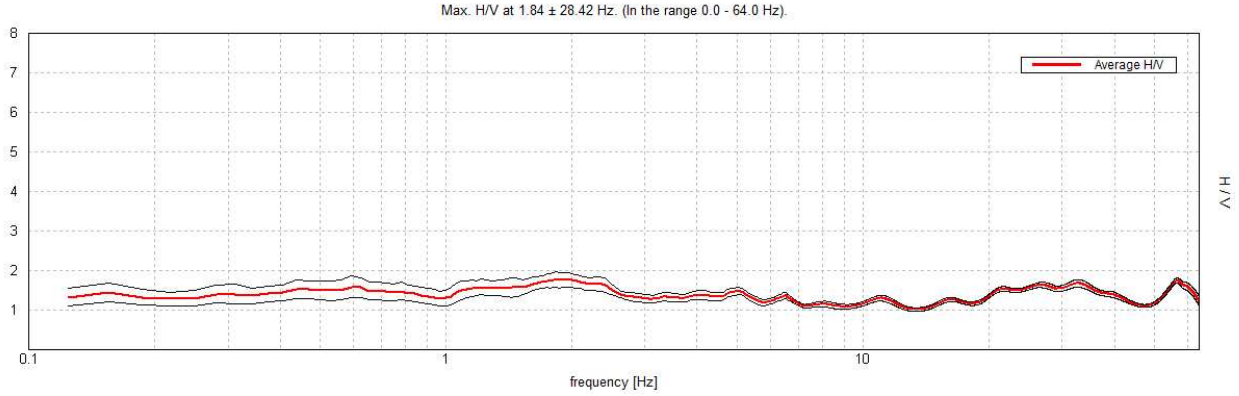
www.moho.world

PAESE, VIA LONGHIN

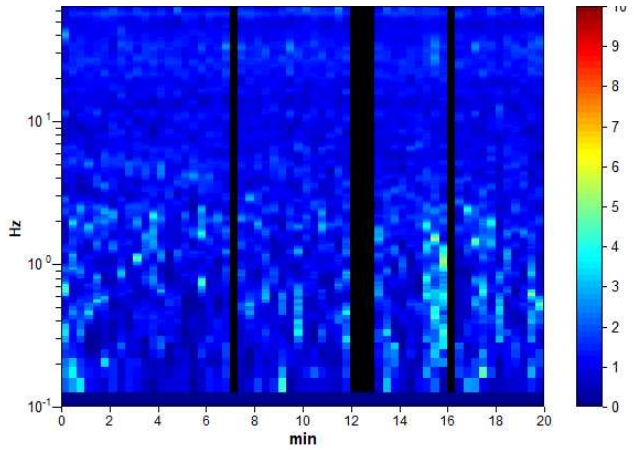
Instrument: TRZ-0084/01-10
Data format: 16 bit
Full scale [mV]: 51
Start recording: 28/02/25 15:09:39 End recording: 28/02/25 15:29:38
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analyzed 92% trace (manual window selection)
Sampling rate: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing type: Triangular window
Smoothing: 10%

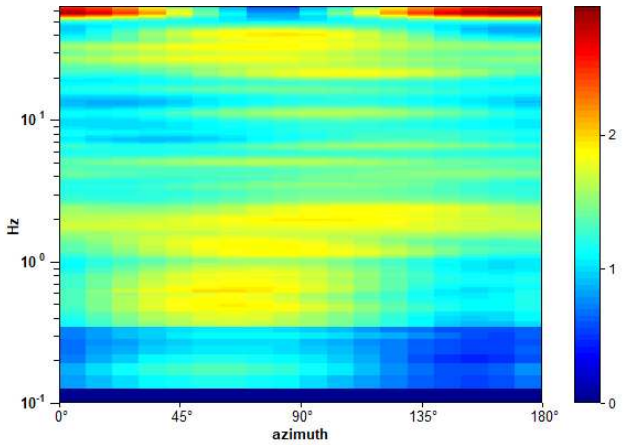
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



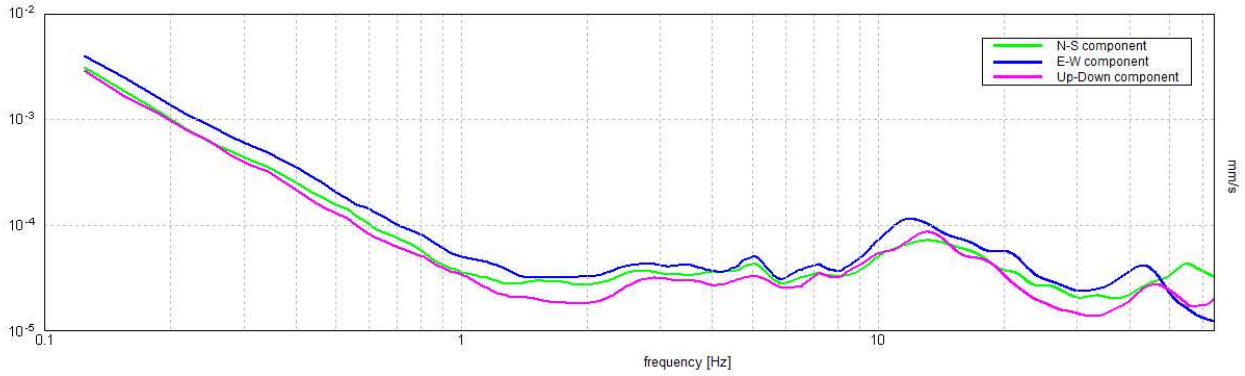
H/V TIME HISTORY



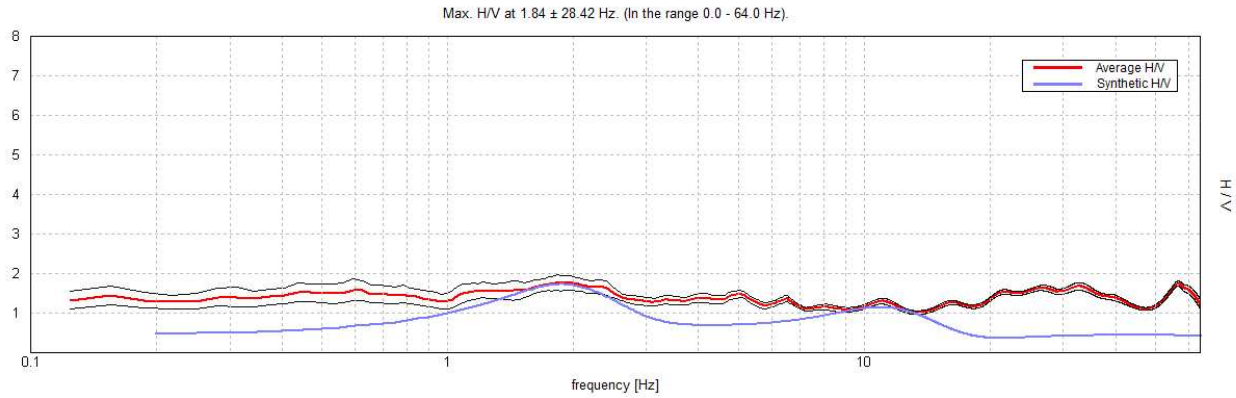
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

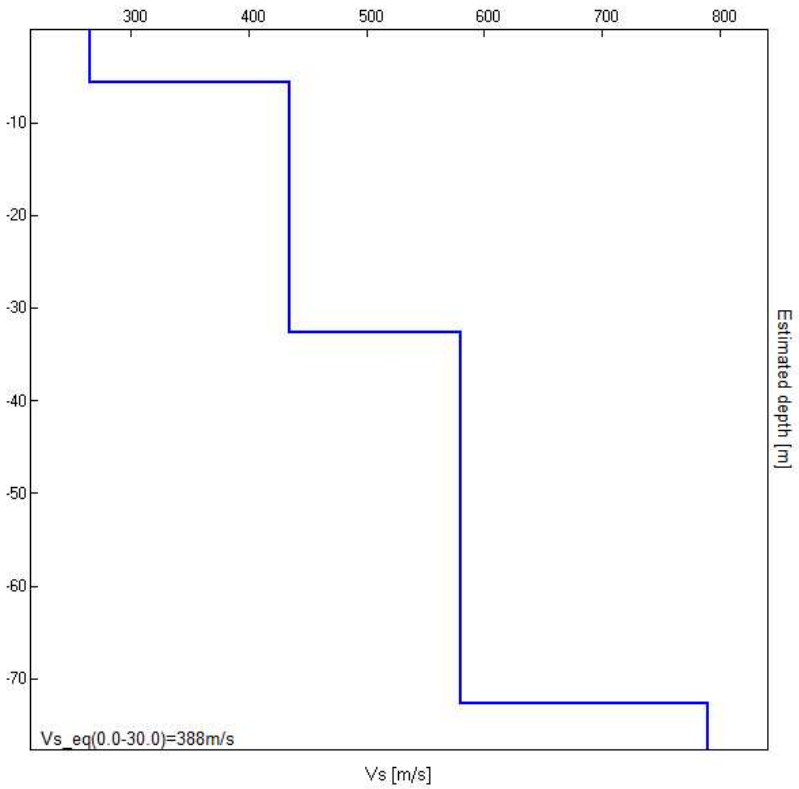


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
5.60	5.60	265	0.45
32.60	27.00	435	0.45
72.60	40.00	580	0.45
inf.	inf.	790	0.45

Vs_eq(0.0-30.0)=388m/s



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

Max. H/V at 1.84 ± 28.42 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve [All 3 should be fulfilled]			
$f_0 > 10 / L_w$	1.84 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	2028.1 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5$Hz **$\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5$Hz**	Exceeded 0 out of 90 times	OK	
Criteria for a clear H/V peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ | $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ | $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	1.78 > 2		NO
$f_{peak}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	|15.41352| < 0.05		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	28.41868 < 0.18438		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.1903 < 1.78	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
$\sigma_{logH/V}(f)$	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 $\sigma_{logH/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Documentazione fotografica