

DOCUMENTO:	RELAZIONE GEOLOGICA
RIFERIMENTI NORMATIVI	D.M. 17.01.2018 (N.T.C. P.TO 6.2.1) - D.G.R. IX/2616 30.11.2011
DOCUMENTO:	RELAZIONE GEOTECNICA
RIFERIMENTI NORMATIVI	D.M. 17.01.2018 (N.T.C. P.TO 6.2.2)
TIPOLOGIA DI OPERA	PIANO DI RECUPERO L.12/2005 – COSTRUZIONE CIVILE ABITAZIONE
INDIRIZZO	LOCALITA' PIRENEI – POZZOLENGO (BS)
DATA	30/09/2023
COMMITTENTE	SIG. SALVATORE GARGANO C.F. GRGSVT79H04M102H



IL TECNICO DOTT. GEOL. PASINI PAOLO

1. PREMESSA	2
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE	2
3. MODELLO GEOLOGICO	10
4. SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO.....	13
5. MODELLO GEOTECNICO	15
6. VERIFICHE AGLI STATI S.L.U., S.L.V., S.L.E.....	18
7. CONCLUSIONI	28

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

1. PREMESSA

Su incarico e per conto del Sig. Salvatore Gargano C.F. GRGSVT79H04M102H residente in Via Alcide de Gasperi n.33 25019 – Sirmione (BS), è stato eseguito uno studio finalizzato alla definizione delle caratteristiche geologiche dei terreni costituenti il sottosuolo di un lotto sottoposto a Piano di Recupero ai sensi dell'art. 40 della L.12/2005 e smi Lombardia, il quale sarà interessato **dalla costruzione di una civile abitazione**. La presente relazione geologica e geotecnica costituisce uno studio puntuale delle caratteristiche dell'ambiente sottosuolo e idrico, due componenti necessarie alla definizione dello stato dell'ambiente naturale all'interno del quale sarà inserita l'opera in progetto. I criteri e le procedure adottati per la redazione della presente relazione consentono di definire il modello geologico e geotecnico di sito con un approfondimento adeguato alla fase preliminare di studio ed in conformità ai seguenti dispositivi:

- paragrafo 6.2.1 del D.M. 17/01/2018 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Deliberazione Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616

Lo studio dell'area è stato effettuato attraverso il reperimento e l'analisi delle fonti bibliografiche disponibili ed attraverso un rilievo in sito, atto ad inquadrare l'area dal punto di vista geologico e geomorfologico. Sono stati utilizzati i risultati di tre **prove penetrometriche dinamiche** effettuate dallo scrivente in sito, utili per la caratterizzazione lito-stratigrafica e per la parametrizzazione geotecnica dei terreni, riferiti al volume significativo di sottosuolo che verrà influenzato dalle opere di fondazione della nuova struttura. Inoltre per la stima degli effetti di sito e per l'assegnazione della categoria di sottosuolo del terreno è stata utilizzata un'indagine **geofisica HVSR** effettuata sempre dallo scrivente nell'area in esame.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE

L'area oggetto dello studio si colloca a Nord del centro storico di Pozzolengo (BS), ad una altitudine di circa 100 m s.l.m.

Il territorio comunale occupa una superficie complessiva pari a 21.08 km²; dal punto di vista geografico risulta in generale appartenere alla bassa pianura bresciana, caratterizzato da una configurazione plano-altimetrica variabile con rilievi a vario grado di acclività e aree pianeggianti o blandamente ondulate. Il paesaggio è tipico dell'ambiente collinare morenico, con quote che variano da un minimo di 72 a un massimo di 143 m s.l.m.. Nell'ambito del territorio comunale può essere individuata la zona maggiormente urbanizzata in corrispondenza dell'abitato di Pozzolengo a cui si contrappone nella gran parte del territorio il paesaggio rurale che comprende spazi destinati principalmente all'uso agricolo.



Fotografia 1 sito in esame con indicazione delle prove eseguite

2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'evoluzione geologica di tutta la fascia pedemontana è collegata allo sviluppo del processo orogenetico alpino. In particolare, l'imponente fenomeno di sedimentazione che si registra a partire dal Pliocene, è collegato alla presenza dell'avanfossa alpina, che si va a raccordare, oltre i 7.000 di profondità nel sottosuolo della Pianura Padana, con le propaggini dell'avanfossa appenninica. L'evoluzione geologica di tutta la fascia pedemontana è collegata allo sviluppo del processo orogenetico alpino. In particolare, l'imponente fenomeno di sedimentazione che si registra a partire dal Pliocene, è collegato alla presenza dell'avanfossa alpina, che si va a raccordare, oltre i 7.000 di profondità nel sottosuolo della Pianura Padana, con le propaggini dell'avanfossa appenninica. Se nel Pleistocene il bacino padano era occupato da acque marine, periodicamente caratterizzate da fenomeni di regressione e d'ingressione, nel Pleistocene medio – superiore e compiutamente nel Pliocene si va delineando il riempimento ad opera degli scaricatori fluvio – glaciali a Nord e fluviali a Sud. Durante i vari intervalli interglaciali, e soprattutto nel corso dell'ultima fase post glaciale, si va strutturando il progressivo riempimento delle aree esterne agli apparati morenici: le conoidi ciottolose – ghiaiose – sabbiose dell'alta pianura (*sandur*), passano a depositi via via più fini (sabbie, limi e argille) nella media e poi bassa pianura. La gradazione e l'interdigitazione di tali depositi è tipicamente di conoide, con sovrapposizione dei depositi legati alla dinamica fluviale.

Dal punto di vista geologico, il territorio comunale di Pozzolengo è riferibile alle numerose avanzate glaciali e ritiri (Quaternario), nei mesi climatici miti, determinando l'anfiteatro morenico. Le cerchie moreniche segnano le diverse fasi di espansione dei ghiacciai; da un punto di vista cronostratigrafico le cerchie moreniche possiedono in linea generale età crescente allontanandosi dalla linea di riva del Garda. Vengono individuati 5 differenti avanzate glaciali lasciandovi altrettante serie di depositi correlati. L'ultima avanzata glaciale quaternaria, avvenuta nella fase terminale del pleistocene superiore, ha creato il sistema di cerchie moreniche presente nel comune di Pozzolengo.



Fig. 1 estratto carta geologica d'Italia scala 1:100000

Durante lo scioglimento delle masse glaciali si originavano torrenti fluvio-glaciali che smantellavano i cordoni morenici già formati e deponevano il materiale nelle depressioni rimaste entro le diverse cerchie. Tra i rilievi morenici sono presenti ampi ripiani, delimitate da scarpate, che corrispondono a terrazzi di *Kame* formati durante le fasi di ritiro del ghiacciaio. Il dilavamento del fronte delle masse di ghiaccio ad opera delle acque di fusione, ha determinato l'accumulo di materiali a

contatto con le stesse masse glaciali. In alcuni casi il modellamento dei cordoni morenici è avvenuto ad opera degli scaricatori fluvioglaciali, in grado di smantellare parzialmente i rilievi morenici precedentemente depositi. Talora le cerchie moreniche appaiono discontinue a seguito dell'azione di sfondamento praticata dagli stessi corsi d'acqua fluvioglaciali. È preponderante il ritrovamento, nel territorio comunale, di depositi incoerenti di natura glaciale, organizzati morfologicamente in cordoni morenici, terrazzi di Kame e piane retromoreniche. I sedimenti trasportati e depositati da un ghiacciaio si presentano poco selezionati, costituiti da un miscuglio eterogeneo di massi, ghiaia, sabbia e sedimenti fini; mentre i depositi fluvio-glaciali si presentano geometricamente ordinati e sottoposti a una cernita granulometrica.

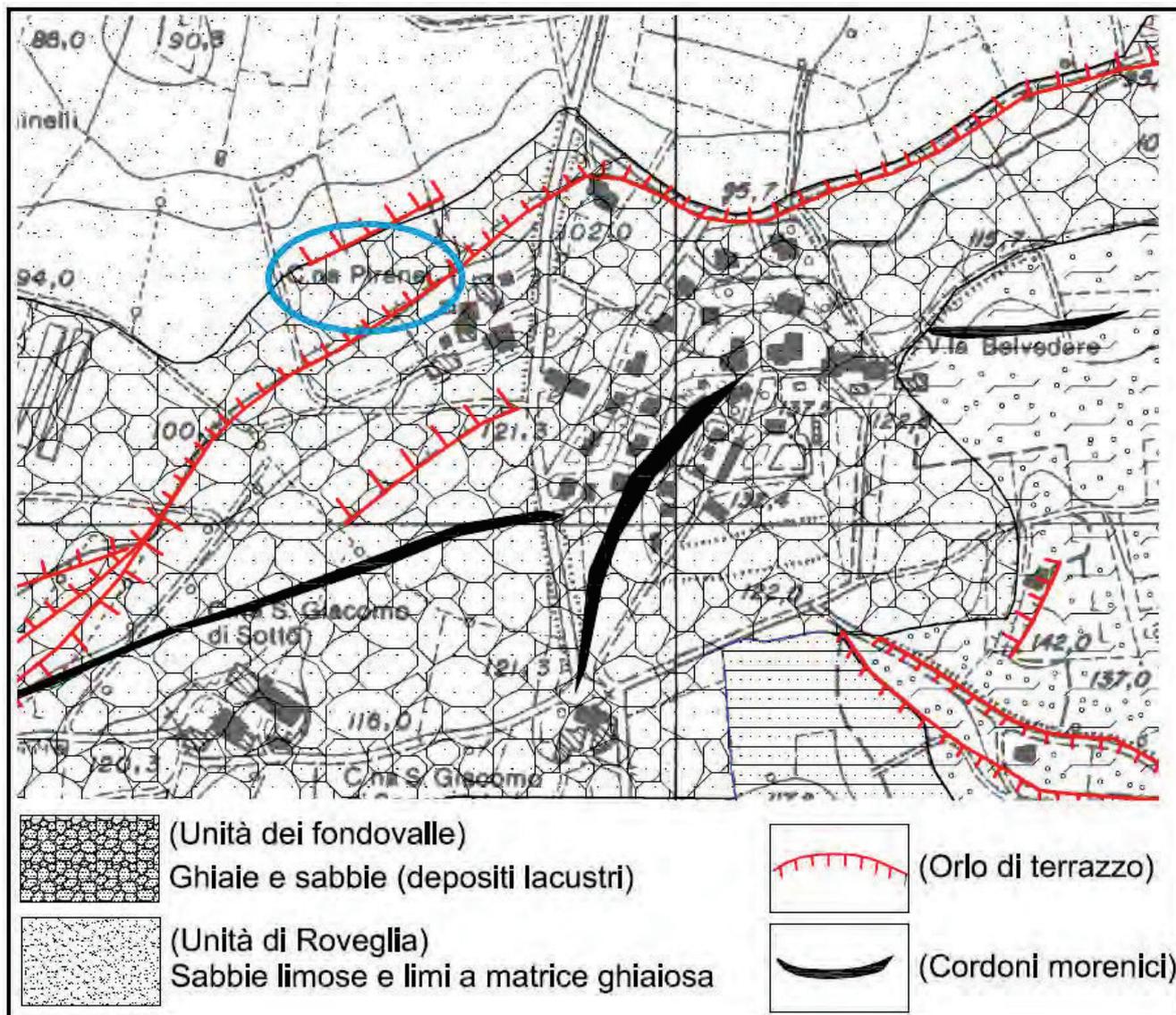


Fig. 2 estratto carta geo litologica da PGT

2.2 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO

L'intero territorio comunale, **dal punto di vista idrografico**, appartiene al bacino del Fiume Mincio; nonostante ciò una parte del territorio posta a nord del cordone morenico (da S. Martino della Battaglia a V. la Belvedere), ha un drenaggio verso il Lago di Garda. Il reticolo idrografico è

estremamente complicato e soffre della mancanza di una cadente naturale sufficiente ad asportare l'acqua dai suoli nelle zone più basse in cui si suddivide il Torrente Redone, che rappresenta l'elemento idrografico principale. Le paludi di Pozzolengo sono originate dal giustapporsi dei cordoni che ha prodotto molte situazioni in cui, non essendo presenti corsi d'acqua sufficientemente alimentati in grado di incidere i materiali morenici, intere porzioni di queste vallecole sono state saturate, creando aree umide. Nella zona delle paludi il corso del Redone si divide all'altezza di C.na Colombara Florio, un ramo risale verso nord-ovest sino alla palude Mantellina per fermarsi contro il gradino di C.na Cobue di sotto evidenziando così la funzione di scaricatore svolta al momento della deposizione della morena di C.na Vestona da parte del ghiacciaio.

2.3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Da un punto di vista geomorfologico il comune di Pozzolengo è inserito nel contesto dell'anfiteatro morenico del Lago di Garda. I lineamenti morfologici sono la diretta conseguenza sia delle glaciazioni sia dall'azione erosiva provocata dai corsi d'acqua. I cordoni morenici rappresentano le morfologie più rilevanti nel territorio; un esempio, di notevole pregio ambientale, è rappresentato dal rilievo che va dal Monte degli Olivi fino al Monte Torricelle; tale cordone viene interrotto dalla incisione della Fossa del Redone. Da un attento rilievo morfologico emergono delle forme minori come quello su cui sorge C.na Facchinetto o il rilievo a nord di C.na Campagnola. A nord, lungo una fascia che va da C.na Celadina fino a C.na Tosini, si estende la piana retromorenica, con notevole presenza di depositi morenici di fondo (limo-argilloso). Vengono riscontrate delle morfologie subpianeggianti o con blande ondulazioni che rappresentano delle terrazze di Kame, formatesi nelle zone antistanti la fronte glaciale, mentre a nord dell'abitato di Pozzolengo si estende la piana retromorenica ricoperta da depositi morenici (limo-argilloso).

Il territorio, in relazione alle aree morfogenetiche omogenee, è stato suddiviso in diverse Unità e Sottounità di Paesaggio che sono:

1. **Cordoni morenici** (Si caratterizzano per la presenza di versanti con acclività variabili (5% - 70%) e superfici subpianeggianti. Molti versanti presentano gradonature per un maggior utilizzo nella coltivazione dei luoghi, mentre le superfici piatte, localizzate sulle creste moreniche, sono di origine antropica). **L'area in esame si trova all'interno di questo contesto**
2. **Terrazzi fluvioglaciali** (Aree costituite da blande ondulazioni appartenenti alle zone interne delle cerchie moreniche; tali superfici costituiscono il 10% del territorio e hanno natura alluvionale e fluvioglaciali, i terreni vengono utilizzati per l'attività agricola);
3. **Pianura di Rovaglia** (Superficie con bassa pendenza costituita da depositi colluviali, fluvioglaciali o di conoide);
4. **Fondovalle** (Aree a morfologia piatta formate da depositi trasportati dalle acque lungo gli scaricatori

fluvioglaciali; successivamente le piane fluvioglaciali sono state incise dall'azione erosiva dei corsi d'acqua costituendo l'attuale reticolo drenante);

5. **Paludi** (Aree molto depresse morfologicamente, rappresentano cavità dovute all'attività estrattiva della torba e costituenti conche lacustre caratterizzate da fenomeni di ristagno idrico).

Riassumendo, la superficie comunale si caratterizza per una morfologia influenzata principalmente da processi legati all'azione glaciale, fluviale e antropica.

2.4 RISCHIO IDRAULICO

Per quanto riguarda l'eventuale insorgenza di rischio idraulico legato ai corsi d'acqua fluenti nel territorio comunale o in sua prossimità, si è fatto riferimento al Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) adottato con delibera del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del fiume Po n.18/2001 del 26.04.2001. La legge 18 maggio 1989 n. 183 recante "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo" ha dato il via alla riorganizzazione di tutta la materia riguardante la difesa del suolo, prevedendo la ripartizione del territorio nazionale in bacini idrografici classificati di rilievo nazionale, interregionale e regionale, nonché l'istituzione delle Autorità di Bacino che devono provvedere alla redazione dei piani di bacino. I piani di bacino hanno valore di piano territoriale di settore e sono prevalenti rispetto agli strumenti di pianificazione comunale. L'intera regione Lombardia è ricompresa nel bacino nazionale del fiume Po. Allo stato attuale è stato approvato il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF), che individua e regola le attività nelle fasce di pertinenza fluviale sull'asta del fiume Po e sui principali affluenti; tale piano non riguarda l'intero bacino, ma solo la parte di pianura, tra cui anche il fiume Chiese. Le fasce fluviali sono classificate in: fascia di deflusso della piena (Fascia A), fascia di esondazione esterna alla precedente (Fascia B) e area di inondazione per piena catastrofica (Fascia C); per ciascuna fascia sono perseguiti obiettivi specifici di tutela e regolamento dell'uso del suolo. Per quanto riguarda il rischio alluvioni, l'area in esame, secondo il Piano per la valutazione e la gestione del rischio di alluvioni (PGRA), adottato ai sensi della Direttiva europea 2007/60/CE, recepita nel diritto italiano con D.Lgs. 49/2010, ricade all'interno del bacino del Po nella **macrozona 3.b. Settore pedemontano e di alta pianura di pertinenza alpina** (*Lungo i corsi d'acqua e la rete irrigua espansione delle piene su superfici globalmente inferiori a 10.000 ha; frane prevalenti per fluidificazione di terreni superficiali localmente concentrate (Biellese e Bresciano) talora con sbarramento dei corsi d'acqua. Lungo i corsi d'acqua fenomeni relativamente impulsivi; frane molto rapide condizionate dalla qualità e intensità della pioggia. Il sistema idrografico è costituito dalla rete idrografica naturale minore a bassa intensità di opere*). In particolare essa fa parte dell'ambito territoriale RP (Reticolo principale) le cui caratteristiche di pericolosità sono sotto illustrate. Valutando le Mappe di pericolosità e rischio approvate dalla Regione Lombardia nel PGRA, allegate alla presente, **l'area ricade all'esterno della**

fascia di probabilità L = poco frequente di alluvioni o scenari di eventi (H=frequente; M=poco frequente; L=raro), con rischio non definibile secondo la classica scala adottata in queste situazioni (R4=molto elevato; R3=elevato; R2=medio; R1=moderato).

Tabella riepilogativa ambiti e soggetti attuatori

AMBITO TERRITORIALE	SOGGETTO ATTUATORE
Reticolo idrografico principale (RP)	Autorità di bacino del fiume Po
Reticolo secondario collinare e montano (RSCM)	Regioni
Reticolo secondario di pianura (RSP)	Regioni con il supporto di URBIM e dei Consorzi di bonifica
Aree costiere lacuali (ACL)	Regioni con il supporto di ARPA e dei Consorzi di regolazione dei laghi
Aree costiere marine (ACM)	Regioni

Tabella riepilogativa scenari di inondazione

Direttiva Alluvioni		Pericolosità	Tempo di ritorno individuato per ciascun ambito territoriale (anni)				
Scenario	TR (anni)		RP	RSCM (legenda PAI)	RSP	ACL	ACM
Elevata probabilità di alluvioni (H = high)	20-50 (frequente)	P3 elevata	10-20	Ee, Ca RME per conoide ed esondazione	Fino a 50 anni	15 anni	10 anni
Media probabilità di alluvioni (M = medium)	100-200 (poco frequente)	P2 media	100-200	Eb, Cp	50-200 anni	100 anni	100 anni
Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi (L = low)	Maggiore di 500 anni, o massimo storico registrato (raro)	P1 bassa	500	Em, Cn		Massimo storico registrato	>> 100 anni

Dal punto di vista neotettonico, non sono presenti in sito faglie capaci e la struttura riconosciuta nel sottosuolo più vicina all'area in esame sono le strutture subducenti del sud alpino, di cui si terrà conto nella definizione degli spettri di progetto ricorrendo ai dati pubblicati dall'INGV.

2.5 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrogeologico, nel territorio di Pozzolengo si possono distinguere due unità che presentano diverso comportamento e diverse caratteristiche di permeabilità:

- a) **Unità delle argille e ghiaie argillose** - Tale unità, costituita da potenti successioni di argille e ghiaie in matrice argilloso-limosa, si riscontra omogeneamente in tutto il sottosuolo del territorio comunale, con spessori massimi di 100-200 m. La circolazione idrica è generalmente scarsa, ad eccezione delle subordinate intercalazioni di ghiaia e conglomerati in cui sono presenti falde libere o semiconfinate, generalmente non utilizzate per scopi potabili a causa delle mediocri caratteristiche idrochimiche e della loro elevata vulnerabilità agli inquinamenti provenienti dalle superficie.
- b) **Unità delle ghiaie e sabbie prevalenti** - Costituita da litologie con ghiaie, ciottoli, trovanti e

conglomerati, a cui si intercalano subordinati orizzonti limoso-argillosi e torbe. L'unità è sede di falde profonde confinate caratterizzate da elevate portate specifiche. I pozzi ad uso idropotabile comunale captano gli acquiferi profondi contenuti nell'unità delle ghiaie e delle sabbie.

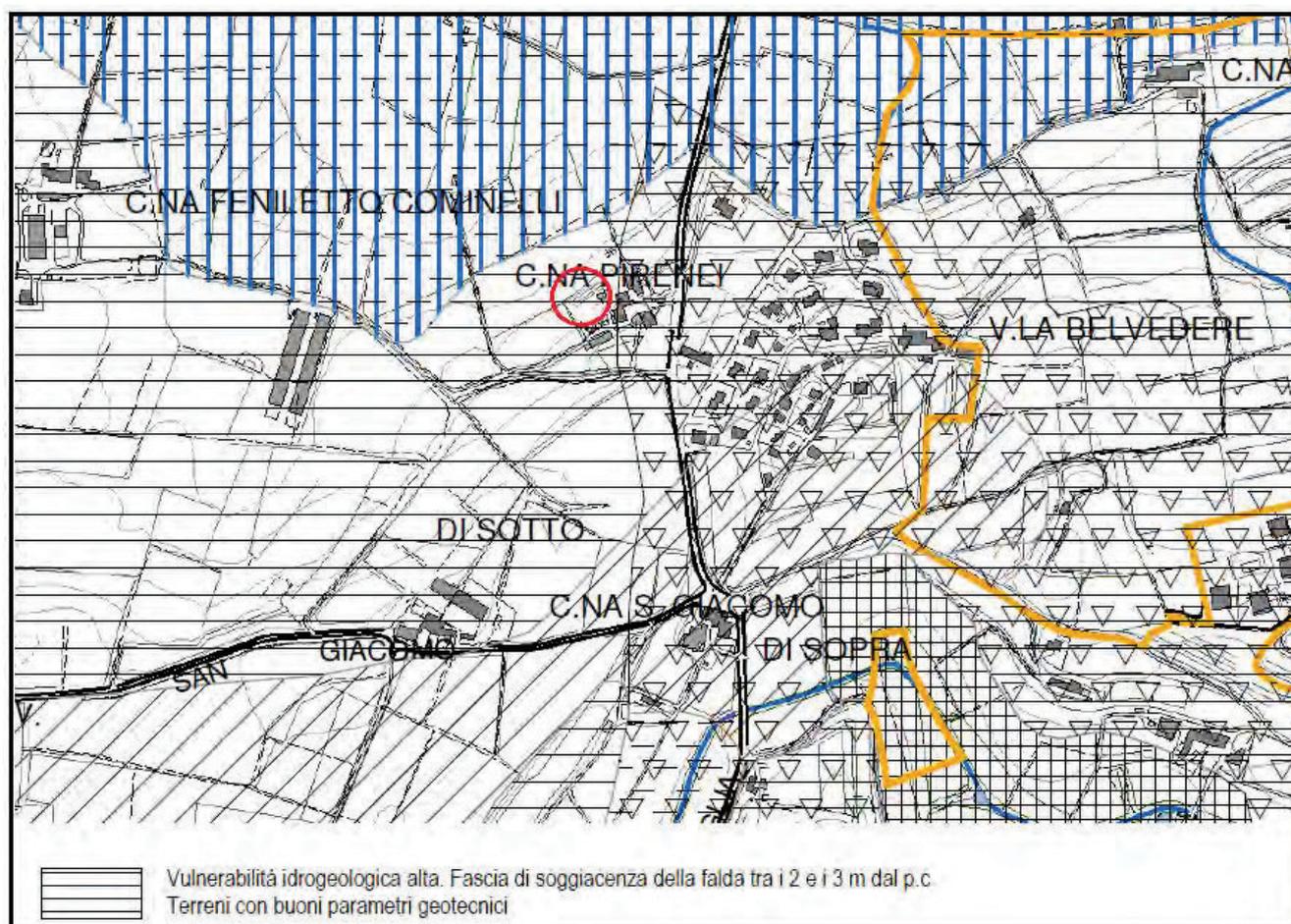


Fig. 3 estratto carta vulnerabilità PGT

La struttura del sistema idrogeologico è contraddistinta da una bassa permeabilità in generale e soprattutto in senso verticale, per la presenza di livelli impermeabili che fungono da ripartitori delle falde. I **depositi morenici discontinui** in superficie sono disposti in strutture a catino, accresciute via via all'interno una dell'altra, ma separate parallelamente da depositi di contatto glaciale di spessore estremamente variabile. Questi depositi in profondità danno luogo ad acquiferi con capacità produttive estremamente diverse; infatti, il Till glaciale, in particolare nella fascia più interna del morenico gardesano, è caratterizzato da forti contenuti in limo ed è spesso compattato dal ghiacciaio; i depositi di contatto, ed ancor più quelli fluvioglaciali, essendo legati ad acque che hanno cernito i materiali, sono caratterizzati da depositi che possono costituire acquiferi estremamente produttivi. Si possono distinguere, nel settore morenico, acquiferi superficiali generalmente discontinui lateralmente e strettamente collegati alle precipitazioni. Gli acquiferi produttivi e con buona protezione sono localizzati a profondità superiori e risultano in pratica isolati dalle falde superficiali da successioni a granulometria fine. In relazione alle unità litologiche, contenenti i corpi

idrici sotterranei, è possibile schematizzare i valori di soggiacenza:

- i depositi fluvioglaciali presenti nelle valli intramoreniche sono sede di falde freatiche superficiali continue e con profondità variabile a seconda delle zone. La piezometrica è bassa mentre la soggiacenza è in media di pochi metri;
- i depositi morenici sono sede di falde sospese a profondità variabili di pochi m dal p.c. essendo alimentate dalle precipitazioni;
- aree torbose si caratterizzano per la presenza di affioramento delle falde;

il sistema acquifero multistrato circolante nei depositi morenici, è caratterizzato da falde semi artesiane localizzate in orizzonti ghiaioso-sabbiose confinate in successioni limoso-argillose.

Nel sito in esame **non si rileva presenza di acqua nei fori prova** (settembre 2023) per crollo pareti a circa 2 m da pc attuale.

3. MODELLO GEOLOGICO

La fase di progettazione preliminare e di valutazione della fattibilità dell'intervento ha previsto l'analisi delle limitazioni d'uso del territorio (vincoli) in particolare modo quelli descritti e presenti nella relazione geologica a corredo del vigente **PGT** comunale e quelli relativi alla normativa sovraordinata (PTCP, Ambientale, Regionale e di Bacino).

Dalla visione della **Carta di Fattibilità Geologica** per le azioni di piano si evince che il sito in esame ricade in **classe 2**, "*fattibilità con modeste limitazioni*".

Per quanto riguarda invece gli aspetti sismici, nel PGT è presente un'analisi di 1° livello come richiesto dalla LR 12/05 e smi. Lo scenario di pericolosità sismica locale individuato nel sito è quello corrispondente alla **tipologia Z4c, per le quali ci si aspettano possibili fenomeni di amplificazione litostratigrafica**.

Dallo studio della componente sismica del PGT si evince che la procedura semi quantitativa di 2° livello ha evidenziato che per lo scenario ascrivibile al sito oggetto di intervento la possibile amplificazione sismica risulta **superiore ai valori di soglia** (nell'intervallo 0,1-0,5 s) forniti dalla Regione Lombardia e dalla normativa nazionale e che quindi l'applicazione dello spettro previsto dalla normativa per la categoria di sottosuolo identificata **B** (D.M. 17 gennaio 2018) risulta **insufficiente** a tenere in considerazione i reali effetti di amplificazione litologica.

Allo scopo dovrà essere considerata nei calcoli strutturali la classe superiore, **quindi la C**.

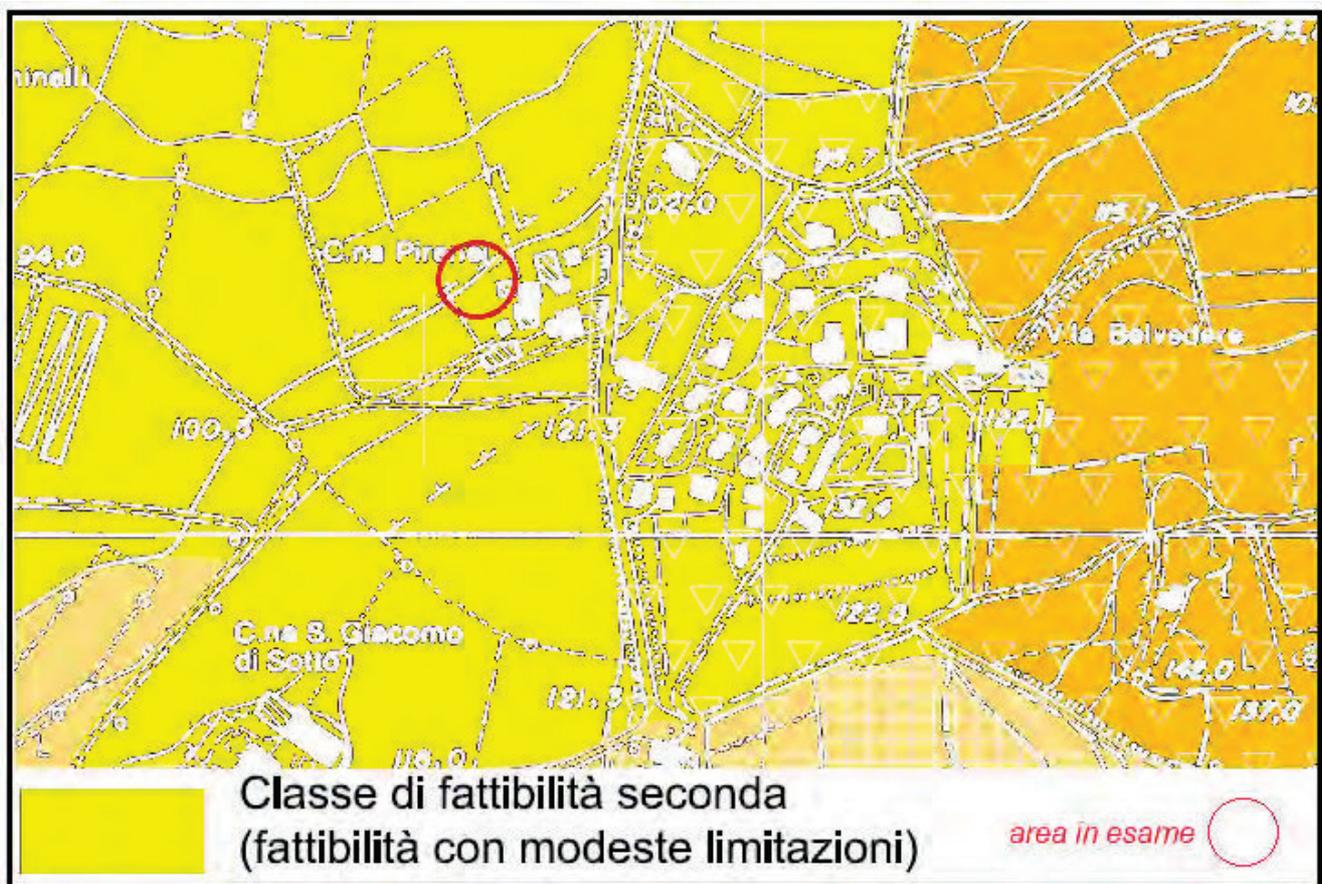


Fig. 4 stralcio carta fattibilità da PGT

Sigla	SCENARIO PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	EFFETTI
Z1a	Zona caratterizzata da movimenti franosi attivi	Instabilità
Z1b	Zona caratterizzata da movimenti franosi quiescenti	
Z1c	Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana	
Z2	Zone con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.) Zone con depositi granulari fini saturi	Cedimenti e/o liquefazioni
Z3a	Zona di ciglio H > 10 m (scarpata, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica, ecc.)	Amplificazioni topografiche
Z3b	Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo: appuntite - arrotondate	
Z4a	Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche
Z4b	Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre	
Z4c	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)	

Per la caratterizzazione della classe di sottosuolo è stata utilizzata una indagine geofisica con tecnica **HVSR per la quale** è stata identificata la categoria di sottosuolo di tipo B. Dalla successiva **analisi di II livello** emerge che, nell'intervallo di periodo compreso tra $0.1 \div 0.5$ e $0.5 \div 1.5$ s, il **valore di Fa** nell'intervallo di interesse **0,5-1,5 s**, risulta superiore a quello di soglia, quindi in questo contesto dovrà essere utilizzata una **categoria di sottosuolo** superiore a quella misurata, pertanto la **C**.

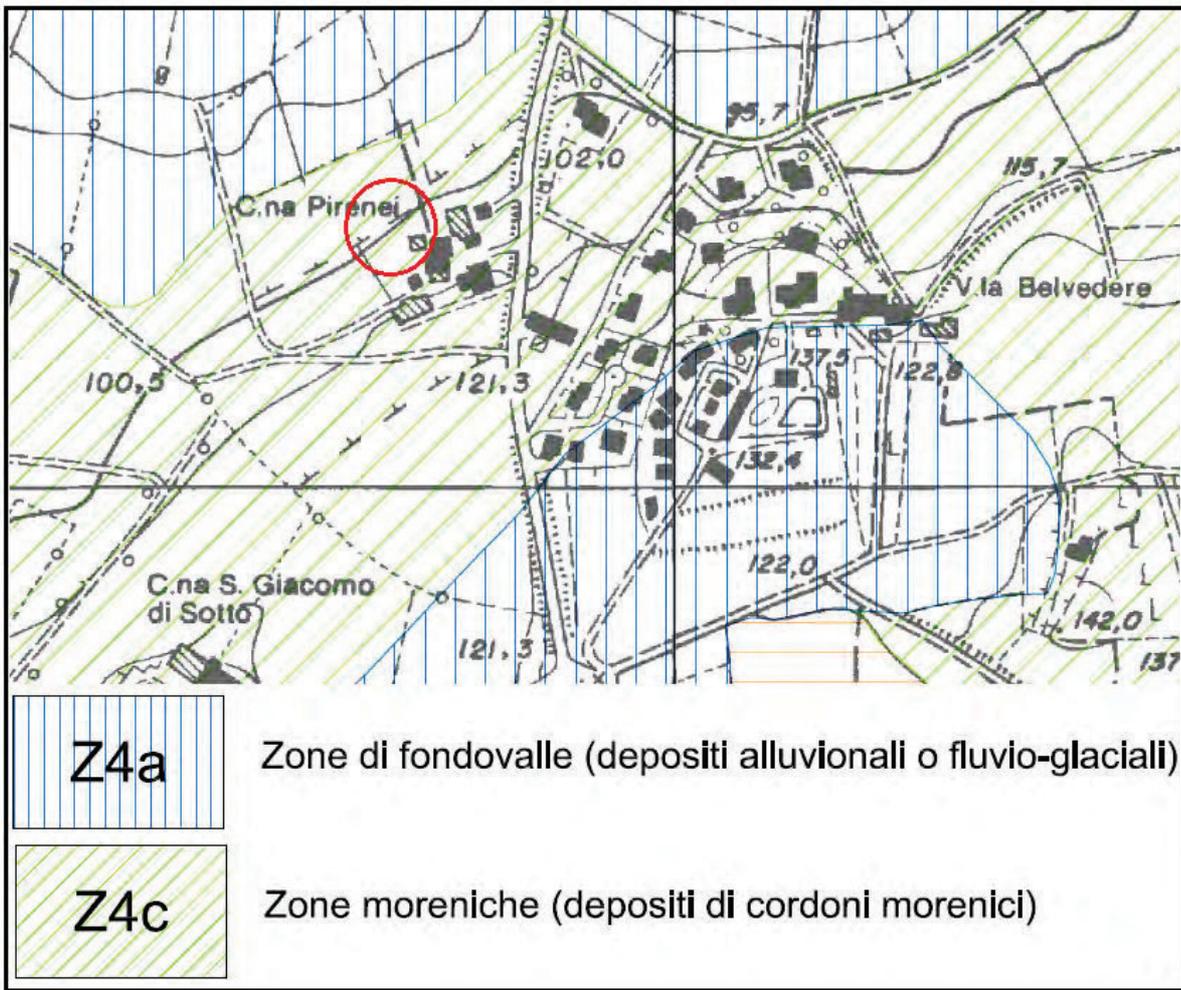


Fig. 5 stralcio carta della PSL 1 livello da PGT

sotto: fotografia 2- indagine HVSR



4. SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO

4.1 Determinazione del sisma di progetto.

La determinazione del sisma di progetto è stata effettuata sulla base della procedura descritta nel D.M. 17.01.2018. (appendice B). Questi i parametri di calcolo impiegati:

Parametro	S.L.V.	S.L.D.
Accelerazione max al bedrock (g): (componente orizzontale)	0,1608	0,0564
Fattore di amplificazione spettrale max:	2,43	2,48
Periodo inizio tratto velocità costante (s):	0,28	0,25

4.2 Determinazione Descrizione parametri sismici di calcolo utilizzati in tabella

Sulla base dei risultati ottenuti attraverso l'indagine geofisica e in base alle indicazioni contenute nel D.M. 17.01.2018, sono stati stimati i parametri sismici da impiegare nelle successive fasi di verifica.

Calcolo di a_{gmax} - accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni

Esso si ottiene dalla seguente relazione:

$$a_g = S_s S_t a_{gbedrock}$$

dove $a_{gbedrock}$ è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock, S_s è il fattore di amplificazione stratigrafica e S_t il fattore di amplificazione topografica. La **classificazione del sottosuolo** si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della **velocità equivalente** di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad \text{con:}$$

- hi spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da $V_S \geq 800$ m/s

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Sulla base del valore calcolato di V_{S30} vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito riportato nel seguito (viene indicata in rosso

quella riferita al terreno in esame). Il valore della $V_{s,eq}$ stimato dalla indagine **HVSR** ha fornito un valore di circa **573,5 m/s** rispetto al p.c. il quale pone il sito, secondo il D.M. 17.01.2018, nella **categoria di sottosuolo B**. Utilizzando questo dato vengono ricavati i valori di F_a (fattori di amplificazione spettrali) pari a: **SUOLO DI CATEGORIA B**

- F_a (nell'intervallo 0.1-0.5 s) = **1,58** > $1,4 \pm 0.1$ (soglia comunale)
- F_a (nell'intervallo 0.5-1.5 s) = **1,70** > $1,7 \pm 0.1$ (soglia comunale)

Quindi nell'analisi di II livello, questi valori sono stati confrontati con quelli di soglia previsti dalla Normativa regionale, nel caso di sottosuolo di tipo **B** per il Comune di **Pozzolengo** ed i **valori di F_a calcolati risultano superiori a quelli di soglia**, quindi in questo contesto viene stabilito che nei calcoli si dovrà usare la **categoria di sottosuolo C**.

LITOLOGIA: SABBIOSA				T(s) = 0,43				
PR	CM	COMUNE	INTERVALLO	B	B _{calc}	C	D	E
17	151	Pozzolengo	0.1 - 0.5	1,4	1,58	1,8	2,2	2,0
			0.5 - 1.5	1,7	1,70	2,4	4,2	3,0
valori FAC < FAS			categoria sottosuolo come calcolato					
valori FAC > FAS			necessità 3° livello o categoria sottosuolo superiore					

Categoria sottosuolo	Descrizione	spessore	$V_{s,eq}$ (m/s)	
		m	da	a
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m .	Qualsiasi	Qualsiasi	≥ 800
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 fra 360 m/s e 800 m/s.	> 30 m	360	800
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 180 e 360 m/s.	> 30 m	180	360
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 100 e 180 m/s.	> 30 m	100	180
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.	Fino a 30 m	D	C

Coefficiente stratigrafico S_s

Viene stimato in funzione della categoria del sottosuolo secondo lo schema seguente:

ESPRESSIONI DI S_s	
Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1.00 < 1.40 - 0.40 F_0 a_{bedrock} < 1.20$
C	$1.00 < 1.70 - 0.60 F_0 a_{bedrock} < 1.50$
D	$0.90 < 2.40 - 1.50 F_0 a_{bedrock} < 1.80$
E	$1.00 < 2.00 - 1.10 F_0 a_{bedrock} < 1.60$

Coefficiente topografico S_t

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,40

Coefficiente sismico orizzontale terreno k_{hk}

È necessario per la valutazione degli effetti cinematici del sisma sul terreno di fondazione e si determina infine moltiplicando il valore di a_g per un fattore correttivo β : $k_{hk} = \beta a_g$

Valore di A_g accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni

$$a_g h_{max}(G) = 0,26 \text{ (*) con } S_t = 1,1$$

4.3 Stima dell'inclinazione del carico dovuta ad eventi sismici

Si evidenzia inoltre che i valori della capacità portante sono comunque subordinati ai cedimenti (vedere capitolo specifico). Si ricorda anche che i valori della capacità portante dipendono dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta. Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo dei carichi ammissibili, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione, effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante. In sostanza la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale. L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza è quello di considerare l'accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni secondo la relazione: $\theta = \arctg a_{gSLV}$, da cui si ricava $\theta = \arctg 0,26 = 14,87^\circ$

5. MODELLO GEOTECNICO

5.1 INDAGINE GEOGNOSTICA IN SITO

Per l'acquisizione dei dati geotecnici, inerenti le caratteristiche del volume di sottosuolo che sarà coinvolto dalle opere di fondazione, sono stati utilizzati i dati derivanti da tre prove DPSH eseguite in sito dallo scrivente, le cui caratteristiche sono illustrate in tabella.

PROVE PENETROMETRICHE ESEGUITE			
PROVA	PROFONDITA' RAGGIUNTA dal piano di camp. att. (m)	PROFONDITA' CHIUSURA FORO dal piano di camp. att. (m)	LIVELLO PIEZOMETRICO dal piano di camp. att. (m) sede di prova
DPSH1	6	- 2	Non rilevata
DPSH2	1,6 (a rifiuto)	1,6	Non rilevata
DPSH3	6	- 0,8	Non rilevata



Fotografia 3 – DPSH1

sotto Fotografia 4: DPSH2





Fotografia 3 – DPSH3

5.2 STIMA DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

L'indagine in sito, tarata come scritto con l'indagine geofisica eseguita nel sito adiacente, ha rilevato una litologia ed una stratigrafia, con conseguente parametrizzazione geotecnica, come nel modello geotecnico di seguito riportato. La valutazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite d'Esercizio, è stata eseguita conformemente alle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7. Considerato il numero sufficiente di dati misurati (valori di **N_p**) si è optato per un approccio statistico, utilizzando una probabilità di superamento del 5%, come indicato nell'Eurocodice 7. Il modello geotecnico è stato ottenuto attraverso la procedura descritta in dettaglio di seguito:

- I singoli valori di **N_p** (poi trasformati in **N_{SPT}**) ottenuti con la prova penetrometrica sono stati inizialmente accorpate in strati omogenei;
- Per ogni strato omogeneo è stata eseguita una stima cautelativa del valore medio di **q_c** con la seguente relazione statistica:

$$p_k = p_m - t_{n-1}^{0,05} \left(\frac{s_p}{\sqrt{n}} \right) \quad \text{dove:}$$

- p_k = valore caratteristico del parametro geotecnico (**q_c**);
- p_m = valore medio del parametro (**q_c**);
- n = numero di misure;
- s_p = deviazione standard delle misure;

$t_{n-1}^{0,05}$ = t di Student per n-1 gradi di libertà e probabilità di superamento del 5%.

I livelli stratigrafici individuati lungo le verticali di prova sono stati correlati fra di loro e i corrispondenti parametri geotecnici mediati. Questa operazione è stata condotta sulla base delle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7: "Se l'edificio è sufficientemente rigido e resistente, il parametro rappresentativo può essere dato dalla media dei valori medi nell'ambito dell'intero volume, o parte del volume stesso, di terreno sottostante l'edificio stesso"

MODELLO GEOTECNICO SEMPLIFICATO

UNITA'	Profondità Base strato (m)	Φ' (°)/Cu	Dr (%)	γ_{nat} (t/m ³)	E'/M (kg/cm ²)
Unità A: limo - argilla	-0,8	0,4	-	1,8	50
Unità B: sabbia limosa	- 1,4	28°	50	1,9	100
Unità C: morenico	> 6	35°	70	2,0	350

Denominazione	Simbolo	Unità misura	Metodo di calcolo
INCOERENTI			
Angolo di attrito	Φ'	(°)	Schmertmann
Densità relativa	Dr	(%)	Kulhawy & Mayne
Peso di volume	γ_{nat}	(t/m ³)	Correlazione con Dr
Modulo di Young	E'	(kg/cm ²)	Schmertmann
COESIVI			
Coesione non drenata	Cu	(kg/cm ²)	Lunne & Kelven - argilla N.C.
Peso di volume	γ_{nat}	(t/m ³)	Correlazione con Cu
Modulo edometrico	M	(kg/cm ²)	Kulhawy & Mayne
Rapporto di sovraconsolidazione	OCR		Kulhawy & Mayne

6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.)

Sono state condotte, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, le seguenti verifiche:

1. verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche;
2. verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione (**SLU, SLV**);
3. verifica agli **SLE**
4. verifica di **stabilità globale**

6.1 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI IN CONDIZIONI SISMICHE

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine 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. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti,

occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

6.1.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. **accelerazioni massime** attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) **minori di 0,1g**;
2. profondità media stagionale della **falda superiore a 15 m** dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

6.1.3 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE NEL SITO IN ESAME

L'applicazione dei quattro criteri previsti dalla Normativa nazionale (D.M. 17.01.2018) non consente di escludere la possibilità di liquefazione nei terreni di fondazione del sito in esame. La magnitudo momento di riferimento per il calcolo è stata ottenuta dalle mappe interattive di pericolosità sismica dell'INGV.

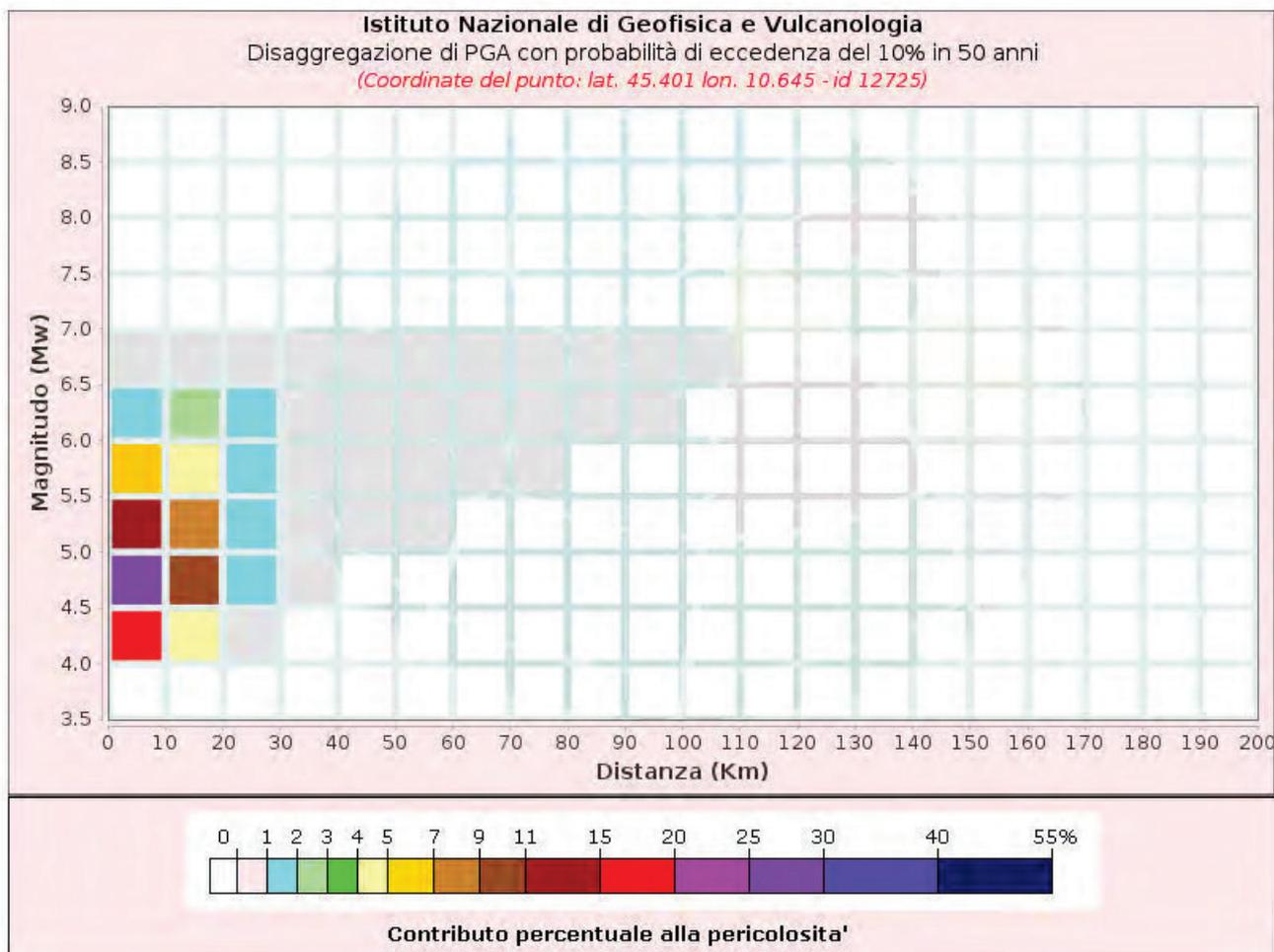
La verifica alla liquefazione, eseguita applicando metodo di Andrus e Stokoe (1997), è basata sui seguenti dati:

✚ È stato assegnato il valore di **magnitudo attesa di 6.4 (Mw max)** in quanto l'area di studio ricade della **Zona Sismogenetica ITSD002 – Subduction Sources (da DISS)**;

✚ È stata attribuita un'accelerazione orizzontale massima in superficie a_{max} pari a 0.26 g;

✚ È stata assegnata una soggiacenza media della falda rispetto **al pc del cordone morenico** su cui sarà costruita l'abitazione pari a 8 m.

Il risultato ha fornito un valore di IL (indice liquefazione) pari < 1 , quindi il sito si pone in una condizione di **rischio molto basso**.



6.2 Verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione (SLU, SLV).

6.2.1 Azioni sulla fondazione.

La verifica allo S.L.U. per il collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione è stata condotta considerando le due combinazioni delle azioni previste dalla Normativa (D.M.17.01.2018):

1. combinazione fondamentale (condizioni statiche) (SLU);
2. combinazione sismica (condizioni dinamiche) (SLV).

6.2.2 Resistenza del terreno

La capacità portante del terreno di fondazione è stata calcolata utilizzando la relazione di **Brinch Hansen**. Si ricorda che il valore della capacità portante dipende dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta e che la **capacità portante non coincide con il carico di esercizio** dell'opera, ma sarà uguale o minore ad esso in stretta relazione con i cedimenti indotti nel terreno. Ricordiamo inoltre che la presenza di sollecitazioni legate al verificarsi di un sisma produce sulle fondazioni, rispetto al caso statico, un incremento di eccentricità e di inclinazione delle forze trasmesse dalla struttura in elevazione, una degradazione della resistenza del terreno e l'insorgenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione. Trascurando, nel caso di fondazioni superficiali poggianti su materiale a comportamento coesivo, i fenomeni di degradazione della resistenza e della forza

d'inerzia del terreno di fondazione, resta da considerare l'effetto inerziale legato alla sovrastruttura, trascurando il momento ma considerando almeno l'inclinazione del carico (o attraverso la definizione di un angolo o attraverso il valore dell'azione di taglio). **In mancanza di informazioni fornite dal progettista, a scopo puramente indicativo** è stata ipotizzata una tipologia di fondazione a **PLATEA** aventi le dimensioni riportate in tabella. I **parametri geotecnici** utilizzati sono quelli indicati nelle tabelle al capitolo 5.

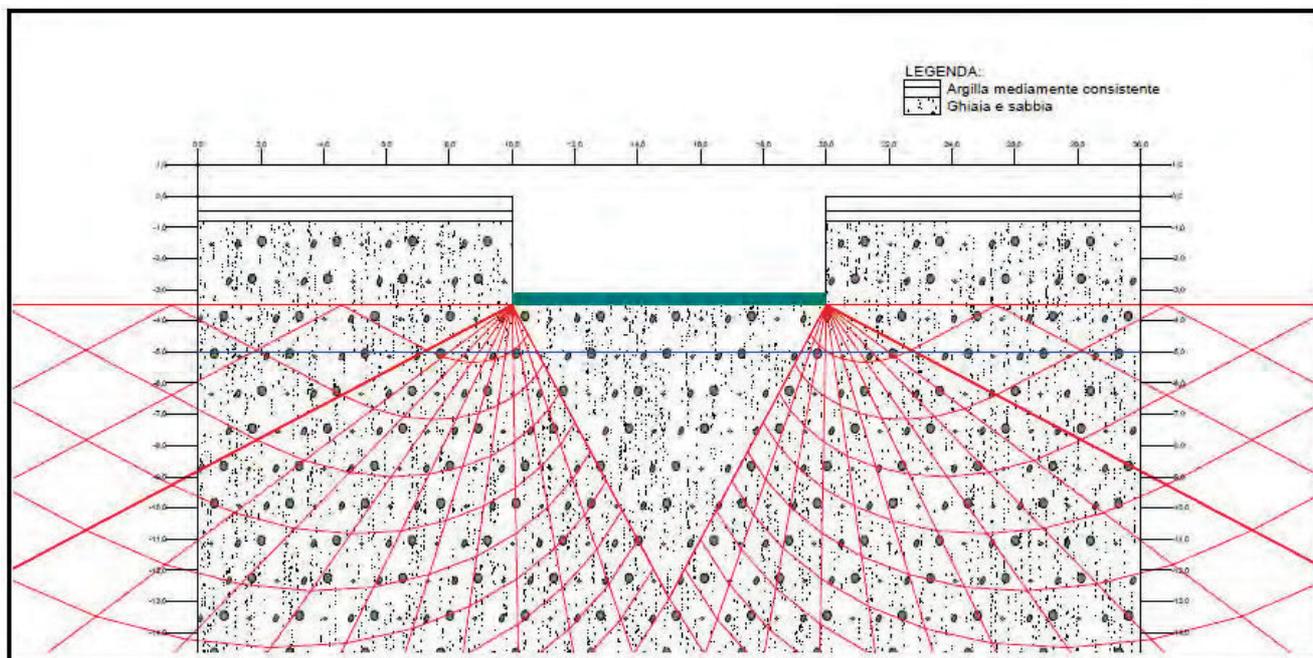
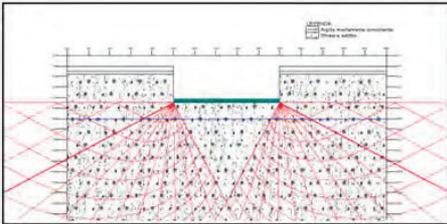


Fig. 7 schema sintetico fondazione

Tabella I - COMBINAZIONE FONDAMENTALE							
FONDAZIONI							
TIPO		L=L'(m)	B = B' (m)	D (m)	carico statico V (kg/cmq)	inclinazione carico cond. sismiche (°)	carico SLU-SLV (kg/cmq)
PLATEA		10	12	-3	5,76	14,87	2,71
APPROCCIO 2 Fs parziale per j:1,00 Fs parziale per c: 1,00 FS globale: 2,30		categoria sismica del terreno = categoria C falda = -8 m da pc - pendio morenico - 15 settembre 2023					
coefficiente di struttura q = 2,5		coefficiente smorzamento struttura: 5%					

Le fondazioni dovranno necessariamente essere impostate sullo strato granulare e qualora si riscontrino dei settori in cui tale strato si rilevi a profondità maggiori, si consiglia di sostituire il materiale scadente con cls magro. Non essendo disponibili i carichi definitivi di progetto la verifica della condizione: $E_d \leq R_d (R_d = Q)$ dove E_d e R_d sono, rispettivamente, i valori di progetto dell'azione e della resistenza, con $R_d = Q$, dovrà essere condotta successivamente dal progettista,

6.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.)

È stata condotta, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, la seguente verifica agli Stati Limite d'Esercizio:

- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno a lungo termine;
- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno in condizioni sismiche.

6.3.1 Calcolo della distribuzione delle tensioni nel terreno di fondazione.

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno. Il carico applicato tende a diffondersi fino al suo completo assorbimento. L'entità dei cedimenti viene ipotizzata a seconda della tipologia di fondazione, delle dimensioni, della profondità d'imposta delle stesse e dei carichi di esercizio. Generalmente si ammette che il sovraccarico si annulli ad una profondità, sotto il piano di posa della fondazione, variabile da 1 a 4 volte B (B = lato corto della fondazione). La normativa esistente in materia (NTC2018 paragrafo 6.4.1) stabilisce la profondità d'indagine z_a solo per civili abitazioni, e la indica in $z_a = b - 1,5b$ della dimensione minore b in pianta del manufatto. Se si fa riferimento alle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7 parte 2 e nelle norme UNI EN 1197-2 essa viene fissata dal massimo tra le due seguenti condizioni:

- $Z_a \geq 6m$
- $Z_a \geq 3b$ per fondazioni isolate superficiali
- $Z_a \geq 6m$
- $Z_a \geq 1,5b$ per fondazioni a platea

E' importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli strati di fondazione, in quanto indispensabile per il successivo calcolo dei cedimenti. È utile ricordare che fondazioni di maggiori dimensioni sopportano carichi al piede maggiori in quanto ripartiscono questo ultimo su una maggiore superficie diminuendo in tal modo il carico di esercizio ma occorre ricordare che allo stesso tempo variano i bulbi delle tensioni trasmesse nel sottosuolo e pertanto sarà compito del tecnico progettista effettuare sia l'opportuno dimensionamento della fondazione sia l'opportuna ripartizione dei carichi.

6.3.2 Cause dei cedimenti

I cedimenti sono dovuti alla **deformazione elastica e plastica** del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione). In quanto le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti. Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di **cedimento assoluto**; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di **cedimento differenziale**. Il cedimento assoluto totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$S_{tot} = S_{imm} + S_{con} + S_{sec}$$

- S_{imm} = **cedimento immediato**, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);
- S_{con} = **cedimento di consolidazione**, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);
- S_{sec} = **cedimento secondario**, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

Proprio per le differenti modalità con cui si manifestano i cedimenti nei **terreni coesivi** ed **incoerenti**, i due casi vanno trattati separatamente.

Cedimenti nei terreni incoerenti. (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità).

Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento.

La relazione è la seguente: $S = DH \times Qz / Ed$ in cui:

DH=spessore dello strato;

Qz=incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato;

Ed=modulo di deformazione dello strato

Cedimenti nei terreni coesivi. (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità).

Ha la stessa espressione per il procedimento relativo a terreni incoerenti; al posto del modulo di deformazione va utilizzato però il modulo edometrico definito come segue:

$$Ed = 1/mv; \quad \text{in cui}$$

mv=modulo di compressibilità volumetrica dello strato.

Cedimenti assoluti e differenziali.

Elevati cedimenti differenziali (dell'ordine di alcuni centimetri in genere, ma a volte anche meno) possono indurre lesioni nell'opera. Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valori limite tollerabili cedimenti assoluti di **2,5 cm** in **terreni incoerenti** (sabbie e ghiaie) e **5 cm** in **terreni coesivi** (limi e argille). La maggiore tolleranza consentita per i materiali dotati di coesione dipende dal fatto che in quest'ultimi i cedimenti sono essenzialmente dovuti alla consolidazione, quindi distribuiti su intervalli di tempo relativamente ampi, fatto che consente alla sovrastruttura di meglio adattarsi alle deformazioni del terreno. Un sistema meno empirico di procedere consiste nello stimare la distorsione angolare fra due o più punti della struttura di cui sia noto il cedimento assoluto del terreno di fondazione:

$$D_{ang} = (S2 - S1)/L12 \quad \text{in cui}$$

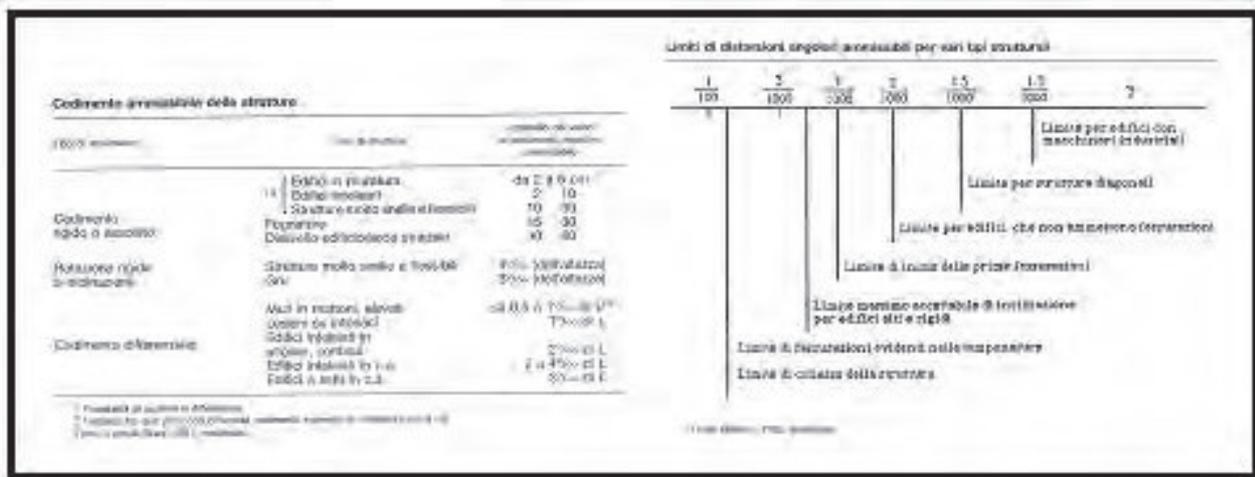
Dang=distorsione angolare;

S2=cedimento assoluto nel punto 2;

S1=cedimento assoluto nel punto 1;

L12=distanza fra i punti 1 e 2.

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo.



6.3.3 Risultati del calcolo.

Il volume significativo di analisi nel calcolo dei cedimenti viene limitato inferiormente dalla profondità alla quale le tensioni indotte dalle fondazioni si dissipano completamente. Sarà compito del tecnico progettista valutare se i cedimenti stimati possono essere ammissibili per l'opera in questione. Per la stima del modulo di reazione o **coefficiente di sottofondazione** (k di Winkler) del terreno di fondazione sono stati applicati i metodi di **Bowles** e di **Vesic semplificato** (in quanto il primo tende normalmente a **soprastimare il valore**). Si definisce pressione di contatto la pressione unitaria che la fondazione esercita in ciascun punto d'appoggio sul terreno di fondazione. Per modulo o coefficiente di sottofondazione si definisce quindi la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno:

$$k = Q/s.$$

Generalmente ci si basa sull'ipotesi che il modulo k sia costante sotto ogni punto della fondazione, come proposto da Winkler e da Westergaard. Se ciò si può verificare nel caso di fondazioni rigide, per fondazioni elastiche l'assunzione non è più valida. L'utilizzo di k anche per il dimensionamento di platee e reticoli di travi rimane nonostante questo ancora diffuso, mancando metodi di calcolo più attendibili e uguale semplicità. Numerose sono le relazioni proposte in letteratura per il calcolo di k. La relazione di **Bowles (1974)** propone la seguente relazione:

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \times Q \times f_c \quad \text{dove}$$

$f_c = 2.54/\text{cedimento della fondazione (cm)}$;

Q=carico di esercizio (kPa)

Mentre quella di **Vesic (semplificata)** la seguente $k \text{ (kg/cm)} = (1/B) \times Et/(1 - p^2)$ dove

B (cm)=lato corto della fondazione

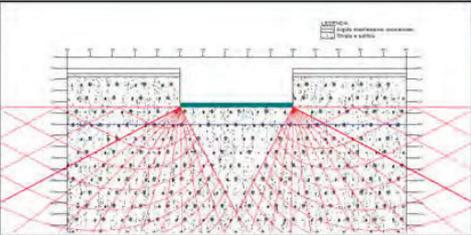
Et (kg/cmq)= modulo di deformazione dello strato di fondazione

p=rapporto di Poisson

6.3.4 Stima agli stati limite di esercizio (S.L.E.)

CEDIMENTI ASSOLUTI

La stima è stata eseguita utilizzando un carico unitario verticale inferiore a quello risultante allo **S.L.V.** (condizioni sismiche). Il volume significativo di analisi nel calcolo dei cedimenti viene limitato inferiormente dalla profondità alla quale le tensioni indotte dalla fondazione si dissipano completamente. Poiché nel sottosuolo, all'interno del volume significativo coinvolto dalla pressione esercitata dalle fondazioni al terreno, sono presenti depositi a comportamento **granulare e coesivo**, sulla base di indicazioni presenti in letteratura, è stato deciso di prendere come cedimento massimo uniforme il valore di **50 mm**.

Tabella II - COMBINAZIONE SISMICA						
FONDAZIONI						
TIPO	L=L'(m)	B = B' (m)	D (m)	carico (kg/cmq) (1)	cedimento SLE (mm)	K winkler kg/cmq
PLATEA		10	12	-3	2,71	0,34 (**)
						52,6
(*) metodo di Bowles (**) metodo di Vesic semplificato (1) carico massimo = carico in condizioni sismiche (utilizzabile come SLE)						

CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Il cedimento differenziale viene in tutti i casi descritto dal valore della distorsione angolare γ prodotta, definita come il rapporto fra la differenza di cedimento ΔS tra due punti e la loro distanza reciproca L, ossia $\gamma = \Delta S/L$: i cedimenti differenziali attesi, considerando i carichi considerati precedentemente risultano essere compresi nei limiti consentiti.

6.3.5 Stima dei cedimenti delle fondazioni superficiali indotte dal sisma.

In terreni sabbiosi sciolti le vibrazioni prodotte da un evento sismico possono condurre ad un aumento del grado di addensamento degli strati incoerenti su cui poggia la fondazione; in questo contesto lito stratigrafico si esclude tale fenomeno.

6.4 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Le procedure di analisi di stabilità di un pendio in terra, attraverso la valutazione dell'equilibrio limite, consistono nella stima di un coefficiente di sicurezza alla traslazione e/o alla rotazione del volume di terra compreso fra la superficie del versante ed una superficie di taglio potenziale imposta. La procedura di calcolo prende in considerazione tutte le forze e/o i momenti agenti lungo il piano di taglio, fornendo una valutazione della stabilità globale attraverso le equazioni d'equilibrio fornite

dalla statica. Il coefficiente di sicurezza globale del pendio viene calcolato attraverso il rapporto fra la resistenza di taglio massima disponibile lungo la superficie di rottura e gli sforzi tangenziali mobilitati lungo tale piano:

$$F_{sic} = T_{max} / T_{mob}; \quad \text{con}$$

F_{sic} = coefficiente di sicurezza;

T_{max} = resistenza di taglio massima;

T_{mob} = sforzo tangenziale mobilitato.

All'equilibrio ($T_{max}=T_{mob}$) F_{sic} deve essere ovviamente uguale a 1. Il pendio potrebbe essere considerato in teoria stabile, quando F_{sic} risulta maggiore di 1 ($T_{max}>T_{mob}$), instabile in caso contrario ($T_{max}<T_{mob}$). In realtà, per tener conto dell'incertezza introdotta dalle ipotesi semplificatrici nella procedura di calcolo e soprattutto dell'approssimazione con cui sono noti i parametri geotecnici del terreno, per Legge e per consuetudine pratica la stabilità può dirsi raggiunta solo nel caso in cui F_{sic} sia maggiore di 1.3 (D.M.11.03.1988) o di 1,1 (D.M.17.01.2018) in condizioni statiche e maggiore di 1.1 (D.M.11.03.1988) o di 1,0 (D.M.17.01.2018) in presenza di sisma. Nell'applicare le equazioni della statica al problema dell'analisi di stabilità di un pendio in terra occorre ipotizzare che siano verificate le seguenti condizioni:

- a) la verifica va eseguita prendendo in esame una striscia di versante di larghezza unitaria (solitamente di 1 metro), trascurando l'interazione laterale fra tale striscia ed il terreno contiguo;
- b) la resistenza al taglio lungo la superficie potenziale di rottura deve essere esprimibile attraverso la legge di Coulomb:

$$T_{max} = c + \gamma h \operatorname{tg} \varphi;$$

con

T_{max} = resistenza di taglio massima del terreno;

c = coesione del terreno;

γ = peso di volume del terreno;

h = profondità della superficie di rottura;

φ = angolo di resistenza al taglio del terreno.

- c) la precisione con cui vengono stimati in sito o in laboratorio i parametri geotecnici coesione e angolo di resistenza al taglio deve essere la stessa: in caso contrario la resistenza al taglio mobilitata dovrebbe essere espressa nel seguente modo:

$$T_{mob} = (c/F_{sicc}) + (\gamma h \operatorname{tg} \varphi/F_{sicp});$$

con

F_{sicc} = coefficiente di sicurezza legato a c ;

F_{sicp} = coefficiente di sicurezza legato a φ ;

Con il D.M.11.03.1988 i due fattori di sicurezza parziali vanno posti uguali a 1, mentre nel D.M.17.01.2018 sono uguali rispettivamente a (Approccio I combinazione 2):

✚ $F_{sicc} = 1,25$ (coesione drenata) o $1,40$ (coesione non drenata);

✚ $F_{sicp} = 1,25$.

d) deve aversi una distribuzione omogenea degli sforzi tangenziali mobilitati (T_{mob}) lungo la superficie potenziale di rottura. Questo significa che in ogni punto del piano ipotetico di scivolamento i parametri dell'equazione di Coulomb c , φ , γ ed h devono avere lo stesso valore.

Per limitare l'errore introdotto nel calcolo da quest'ultima ipotesi, la superficie di scivolamento viene, nella maggior parte delle procedure di calcolo note in letteratura, suddivisa in più settori (conci), all'interno dei quali si considera realizzata la condizione di omogeneità di T_{mob} .

Nella pratica i limiti dei conci vengono fatti cadere dove vi sia una variazione significativa di γ , c e φ del terreno o in corrispondenza di variazioni significative nel profilo topografico del versante. Questo modo d'impostare il problema conduce però all'introduzione nella risoluzione analitica di nuove incognite che esprimono il modo in cui interagiscono fra loro, lungo le superfici divisorie, i vari conci. In definitiva nel calcolo del valore di F_{sic} intervengono le seguenti incognite (n =numero dei conci preso in considerazione):

- a) le forze normali (N) agenti sulla base del concio (n incognite);
- b) le forze tangenziali (T) agenti sulla base dei conci (n incognite);
- c) i punti, sulla base del concio, di applicazione delle forze normali e tangenziali (n incognite);
- d) le forze orizzontali agenti lungo le superfici di separazione dei conci ($n-1$ incognite);
- e) le forze verticali agenti lungo le superfici di separazione dei conci ($n-1$ incognite);
- f) i punti di applicazione, sulle superfici di separazione dei conci, delle forze d) ed e) ($n-1$ incognite);
- g) il coefficiente di sicurezza F_{sic} (1 incognita).

In totale il problema comporta l'introduzione di $6n-2$ incognite. Per la sua risoluzione sono disponibili:

- a) $3n$ equazioni d'equilibrio;
- b) n equazioni del tipo:

$$T = (c l + N \operatorname{tg} \varphi) / F_{sic};$$

con

l = lunghezza del concio;

che collegano fra loro, per ogni concio, le incognite N , T ed F_{sic} .

- c) n equazioni ottenute ponendo che il punto di applicazione di N e T cada a meta' della base del concio.

In totale quindi sono disponibili 5n equazioni per la soluzione analitica del problema. Perché si possa arrivare alla determinazione di F_{SIC} occorrerebbero ovviamente tante equazioni quante sono le incognite. In realtà perché il problema sia staticamente determinato, e quindi risolvibile, mancano ancora n-2 equazioni (la differenza fra il numero delle incognite, 6n-2, ed il numero delle equazioni disponibili, 5n). Le equazioni mancanti possono essere ottenute introducendo nell'analisi ulteriori ipotesi semplificatrici. Tali ipotesi riguardano generalmente la distribuzione delle forze lungo le superfici di separazione dei conci. Le varie procedure di risoluzione del problema differiscono essenzialmente per la schematizzazione che viene fatta di questa distribuzione. Una volta ricostruita la geometria del pendio in esame, ed applicato ad esso la situazione litostratigrafica desunta dalle prove eseguite in sito e dalle risultanze di letteratura, si è proceduto alla verifica del FS minimo con i metodi di *Janbu semplificato*, *Fellenius e Bishop*. I risultati ottenuti, considerato il sovraccarico ipotizzato (in mancanza di indicazioni fornite dal committente) pari a circa 270 kPa, conducono ad una situazione di sostanziale stabilità con Fs minimo > 2.

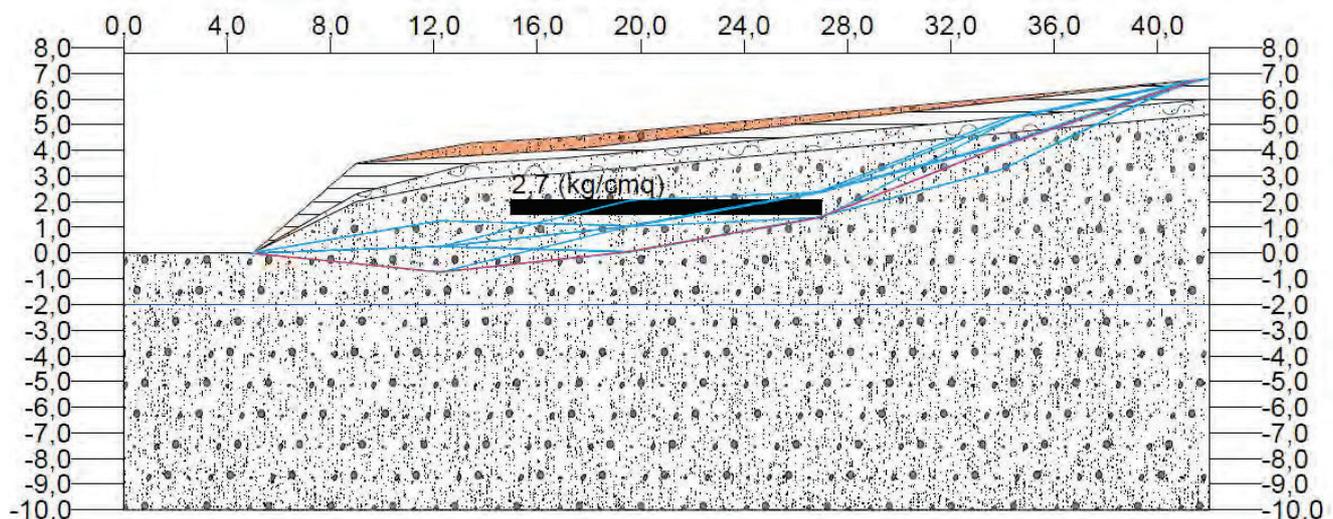


Fig. 14 situazione del pendio

7. CONCLUSIONI

L'indagine geologica ha permesso di definire la natura e le caratteristiche dei terreni presenti nell'area esaminata, come descritto nel paragrafo dedicato. I rilievi hanno evidenziato l'assenza di processi geomorfologici in atto e sulla base delle considerazioni e dei calcoli geotecnici svolti nei paragrafi precedenti si traggono le seguenti conclusioni:

- Ricordiamo che, in base alla **D.g.r. 11 luglio 2014 – n. X/2129**, il Comune di **Pozzolengo (BS)** viene classificato in **zona sismica 2**;

- Da una indagine sismica eseguita con metodologia **HVSR** ed a seguito dell'**analisi di II livello** è stata assegnata al terreno sito al di **sotto del piano di posa delle fondazioni** la **categoria di sottosuolo C** (secondo il D.M. 17.01.2018);
- La **verifica alla liquefazione dei terreni** è stata eseguita utilizzando i dati della prova **HVSR** eseguita dallo scrivente nel sito in esame con il metodo di Andrus e Stokoe (1997) da cui risulta un **rischio molto basso**
- I valori stimati della capacità portante ammissibile per carico unitario non sono da assumere come caratteri intrinseci dei terreni indagati, in quanto essa cambia in relazione alle caratteristiche quali geometria, dimensioni e profondità di imposta delle fondazioni stesse. Essa dovrà essere considerata dal progettista in riferimento ai cedimenti assoluti e differenziali attesi;
- Nella presente relazione ci si limita a fornire al progettista le stratigrafie e i parametri caratteristici del terreno e le resistenze di progetto del terreno per fondazioni superficiali del tutto ipotetiche in modo che il progettista possa confrontare le azioni verticali con una **“resistenza tipo”** del terreno; verifiche complete di capacità portate agli stati limite e la valutazione dell'entità dei cedimenti in relazione alle caratteristiche strutturali dell'opera dovranno essere eseguite in una fase successiva dal progettista
- in sito **non è rilevata** presenza di acqua di falda nei fori prova: in relazione essa viene **ipotizzata come suggerito da PGT** (- 2 m da p.c. base scarpata)
- Se durante **l'esecuzione dei lavori dovessero manifestarsi situazioni che si discostano da modello previsto e utilizzato per la redazione della presente relazione**, è obbligo del progettista avvalersi del disposto della circolare del CSLPP del febbraio 2019 al fine di richiedere indagini integrative

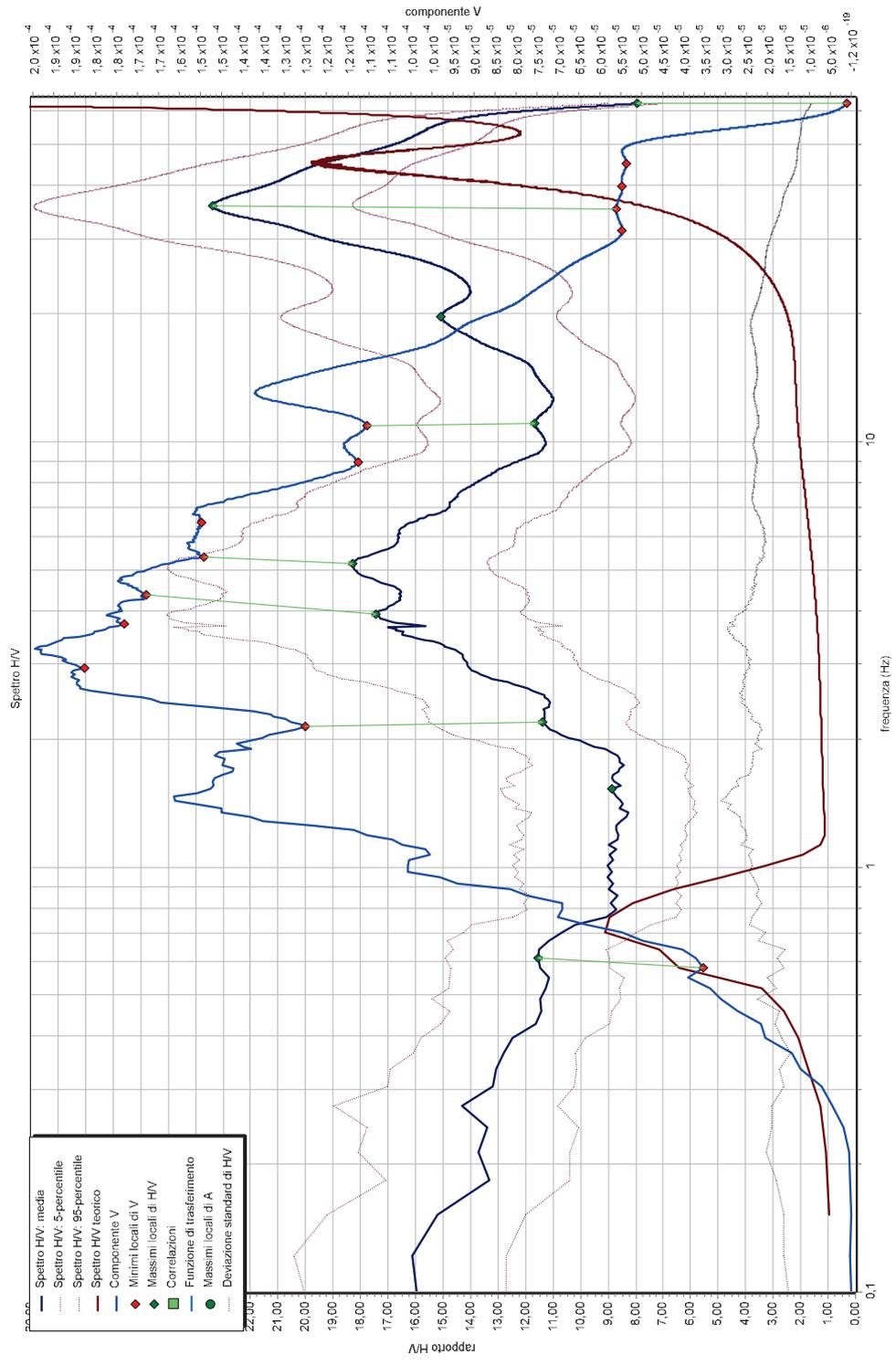
Sarginesco (MN), 14/10/2023

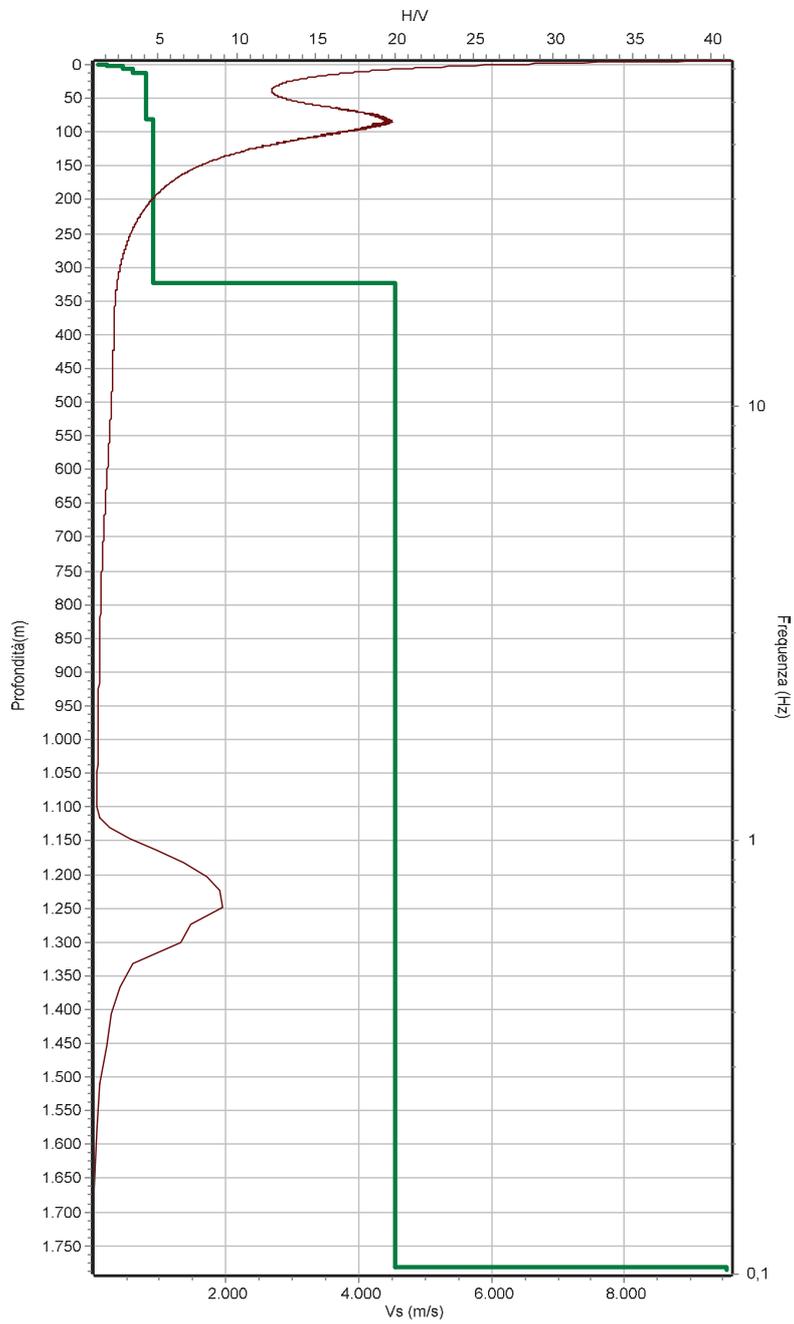


IL TECNICO
 DOTT. GEOL. PAOLO PASINI

INDAGINE HVSR



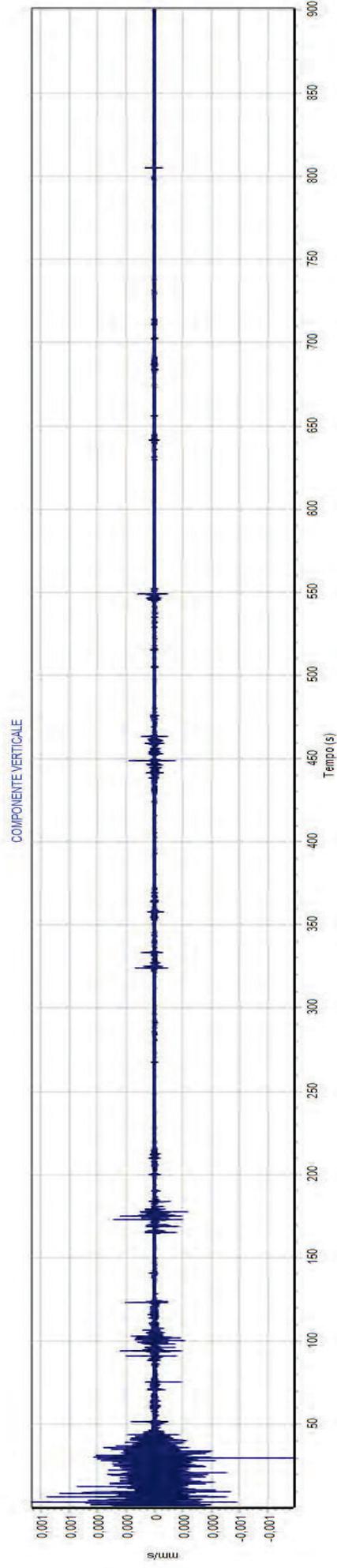
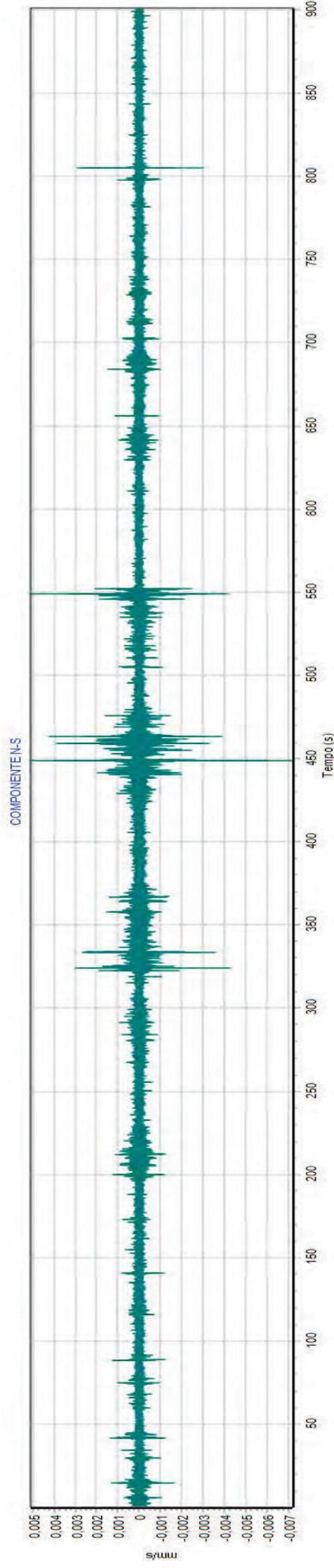
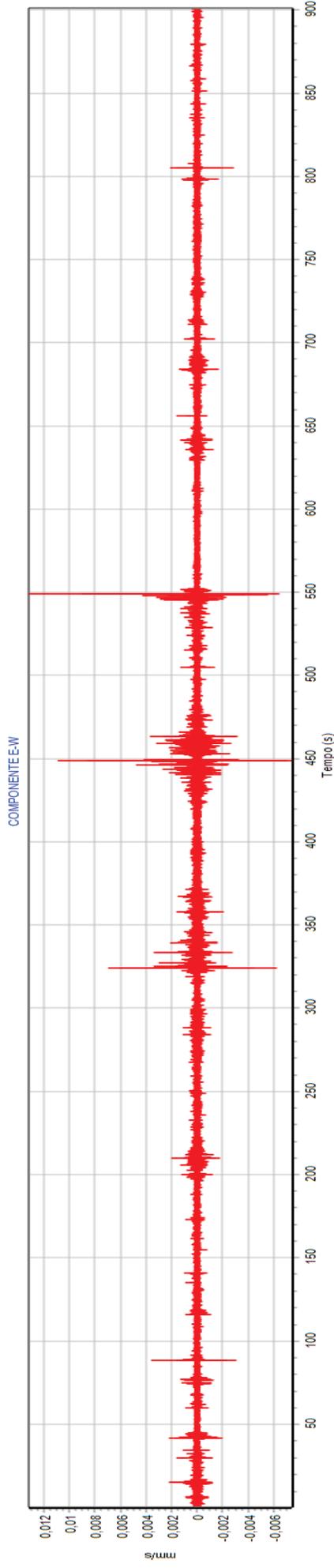




— Vs media — Spettro HV teorico

Classe sito: B - Vseq.(m/s)= 573,5

Acquisizione di campagna HVSR V1



H/V Spectral ratio



Analysis site: **POZZOLENGO CONTRINI**

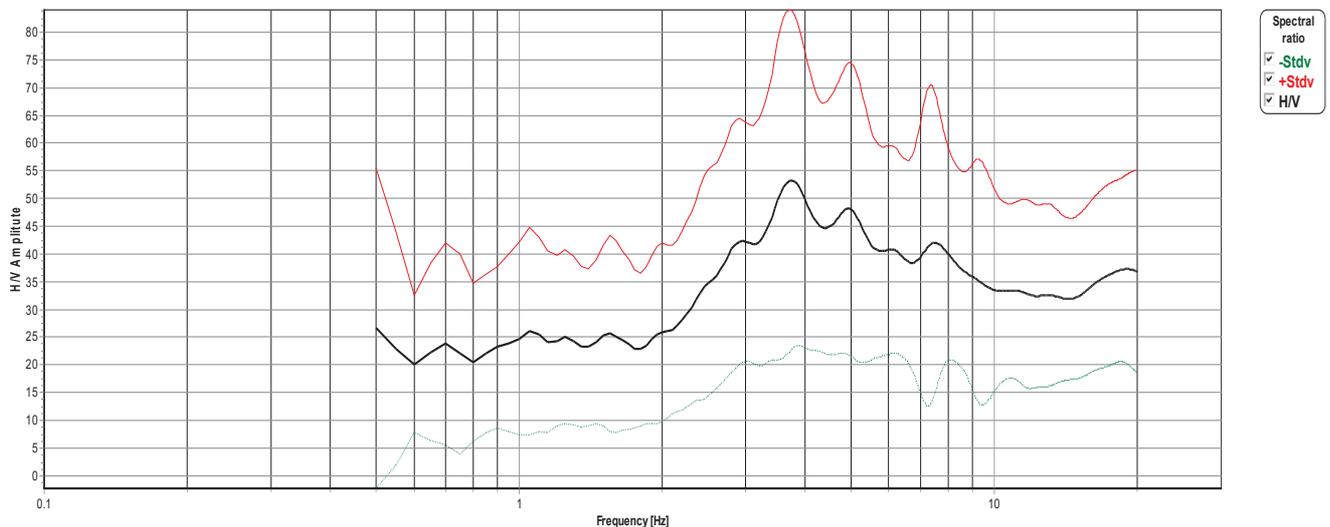
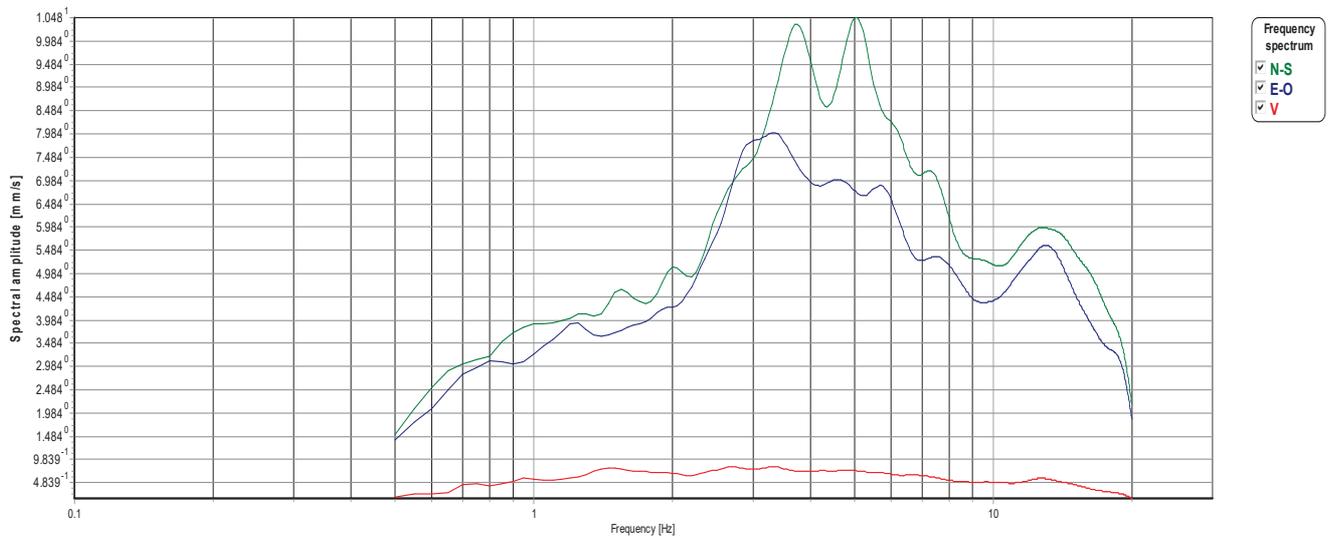
Date: **24/09/2023**

Measure point: **default**

Note:

Analysis parameters			
Sample frequency [Hz]:	125.00	Start recordings:	30/12/1899 12:59:24
Automatic spike removal:	No	Stop recordings:	30/12/1899 13:14:25
LTA [s]:	5.0	High pass frequency [Hz]:	0.50
STA [s]:	0.5	Low pass frequency [Hz]:	20.00
Ratio:	1.9	Nw number of windows:	50
Lw Windows [s]:	20	Recording length [s]:	1000
Overlap Windows s]:	2.0	Discarded windows:	0
Konno-Ohmachi parameter:	40		

Analysis results			
H/V peak frequency f_0 [Hz]:	3.951	Standard deviation [Hz]:	2.927



H/V Spectral ratio



Analysis site: **POZZOLENGO CONTRINI**

Date: **24/09/2023**

Measure point: **default**

Criteria for a reliable H/V curve		
$f_0 > 10/Lw$	3.95 \geq 0.50	Yes
$Nc(f_0) > 200$	3951.00 \geq 200.00	Yes
$\sigma A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$	exceeded 119 out of 119	No
Criteria for a clear H/V peak		
Exists f in $[f_0/4, f_0]$ where $A(f) < A_0/2$	1.000	Yes
Exists f in $[f_0, 4f_0]$ where $A(f) < A_0/2$	Not exist	No
$A_0 > 2$	50.81 $>$ 2.00	No
Criteria for a stable H/V peak		
$F_{peak}[A(f) \pm \sigma A(f)] = f_0 \pm \%$	6.35% $>$ 5.00%	No
$\sigma f < \varepsilon(f_0)$	2.9273 $>$ 0.1975	No
$\sigma A(f_0) < \theta(f_0)$	27.5671 $>$ 1.5800	No

Lw	window length
Nw	number of windows used in the analysis
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σf	standard deviation of H/V peak frequency
$Nc = f_0 \times Lw \times Nw$	number of significant cycles
AH/V(f)	H/V curve amplitude at frequency f
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$\sigma A(f)$	standard deviation of AH/V(f)
$\sigma A(f_0)$	standard deviation of AH/V(f) at f_0 frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma f < \varepsilon(f_0)$
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma A(f_0) < \theta(f_0)$
$F_{peak}[A(f) \pm \sigma A(f)] = f_0 \pm \%$	maximum deviation from the f_0 peak, expressed as a percentage

Threshold values for σf and $\sigma A(f_0)$					
f_0 frequency 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	0.1 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ for $\sigma A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58

H/V Spectral ratio



Analysis site: **POZZOLENGO CONTRINI**

Date: **24/09/2023**

Measure point: **default**

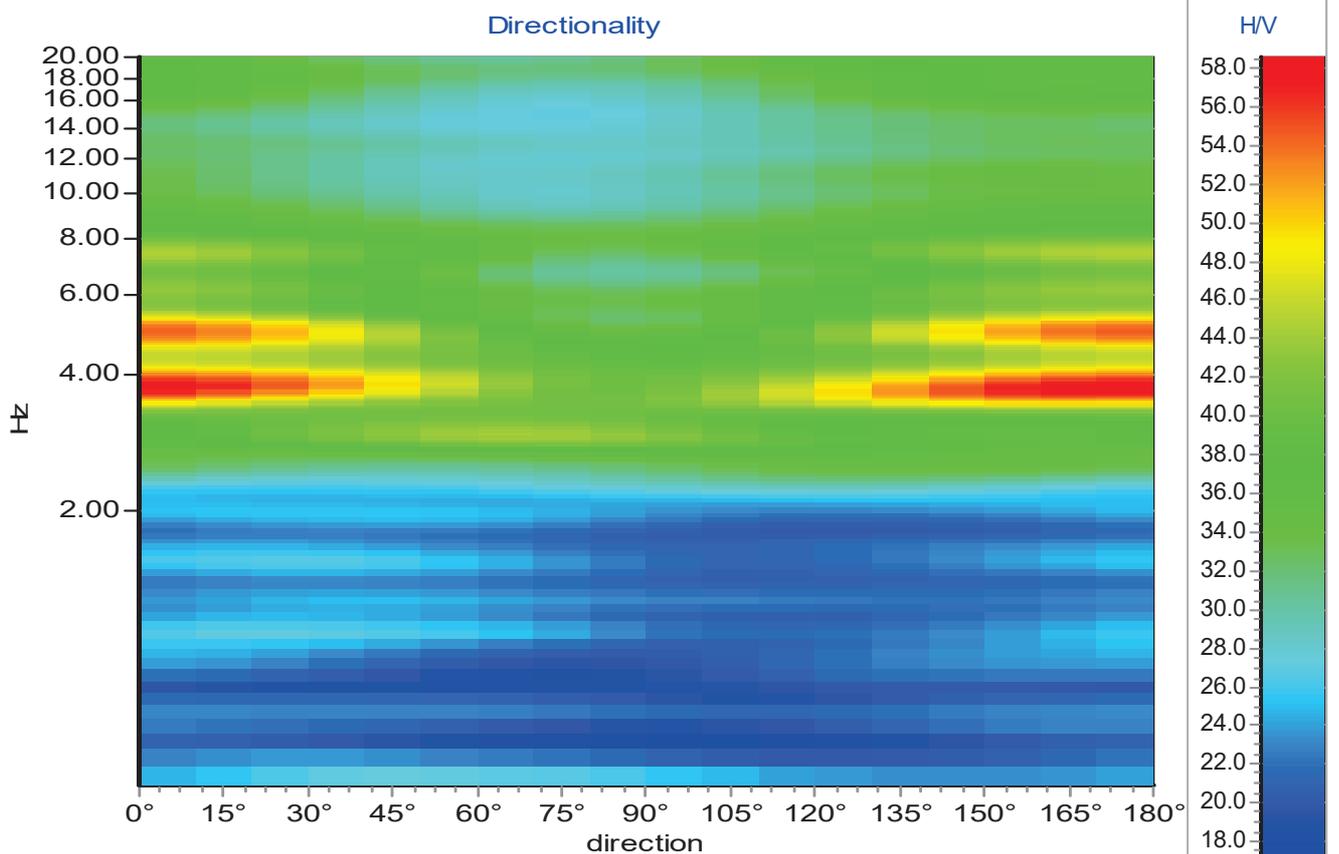
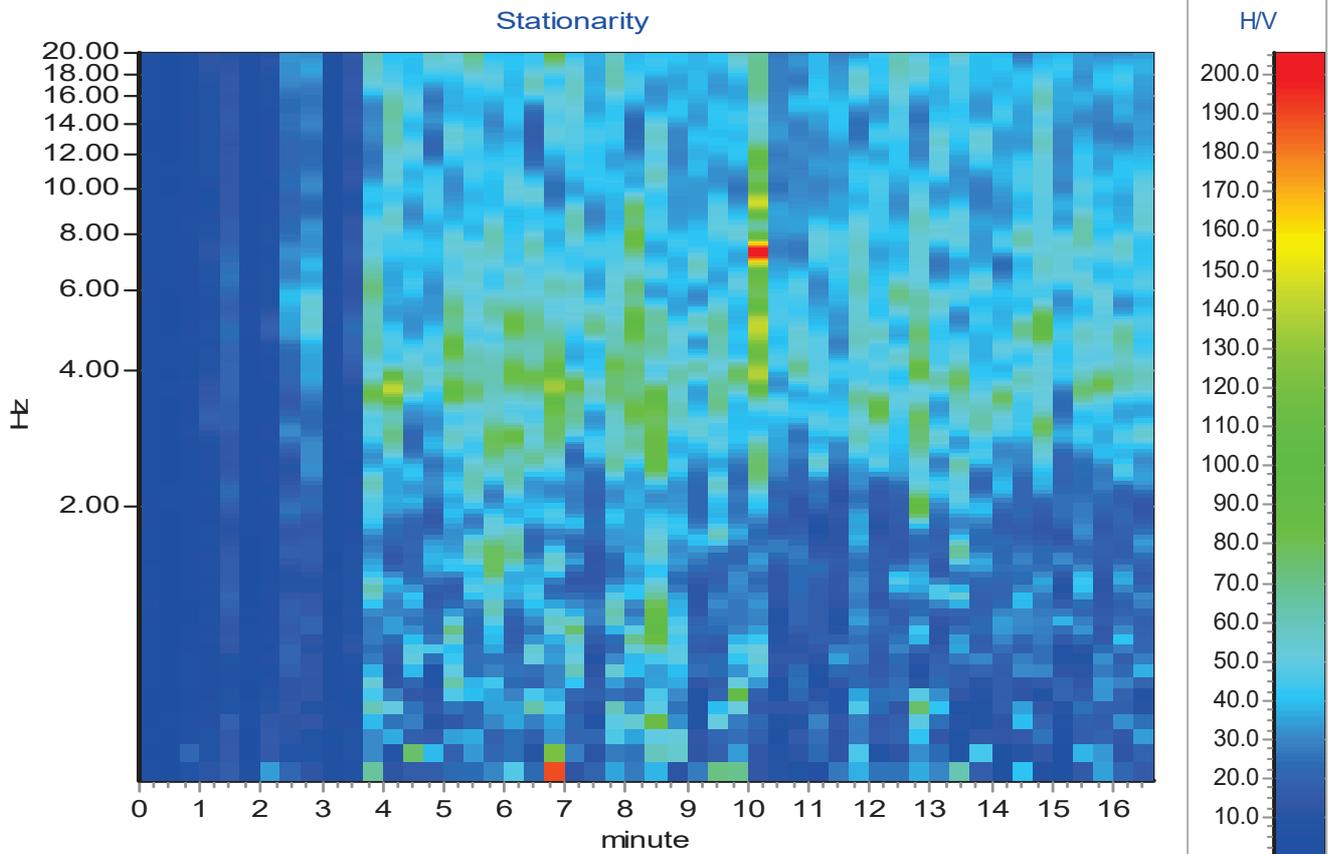


Tabella parametri picchi stratigrafici da spettro H/V delle onde di Rayleigh e Love V1

Criteri SESAME (2005) per una curva H/V attendibile S1: $fp > 10/Lw$ - S2: $Lw \times Nw \times fp > 200$ - S3: $sa < 2$ per $0.5fp < f < 2fp$

LEGENDA: Lw =lunghezza della finestra (s) - $Nw=n$. finestre - $fp(Hz)$ =frequenza del picco stratigrafico - sa =deviazione standard

N.	fz(Hz)	H/V	Kg	H1(m)	H2(m)	H3(m)	S1	S2	S3
1	0,61	11,55	218,4	104,74	61,0	51,63	Si	Si	No
2	2,2	11,39	59,0	18,99	11,06	9,36	Si	Si	No
3	3,94	17,44	77,24	8,73	5,08	4,3	Si	Si	No
4	5,16	18,28	64,76	6,09	3,55	3,0	Si	Si	No
5	11,08	11,67	12,3	2,2	1,28	1,08	Si	Si	No
6	35,86	23,37	15,24	0,46	0,27	0,23	Si	Si	No
7	62,5	7,93	1,01	0,22	0,13	0,11	Si	Si	No

Tabella parametri geotecnici per basse deformazioni da HVSR V1

N.	Da (m)	a (m)	dz (m)	Vs(m/s)	Gamma(kN/mc)	Smorzamento	Vp(m/s)	G0(Mpa)	Ed(Mpa)	Kv(Mpa)	Ey(Mpa)
1	0,0	0,28	0,28	70	16,73	0,05	146	8,35	36,2	25,06	22,56
2	0,28	1,48	1,2	210	19,41	0,05	427	87,26	359,94	243,59	233,85
3	1,48	6,48	5,0	450	21,11	0,05	743	435,73	1187,0	606,02	1054,48
4	6,48	11,48	5,0	600	21,58	0,05	980	791,91	2111,75	1055,87	1900,57
5	11,48	81,48	70,0	800	21,47	0,05	1306	1400,65	3735,08	1867,54	3361,57
6	81,48	322,56	241,08	900	20,87	0,05	1470	1723,01	4594,7	2297,35	4135,23
7	322,56	1780,87	1458,31	4539	25,56	0,05	7412	53681,34	143150,22	71575,11	128835,2
8	0	0	0,0	9545	27,88	0,05	15587	258909,44	690425,19	345212,63	621382,69

Legenda: Vs=velocità onde S; gamma=peso di volume; Vp=velocità onde P; G0=modulo di taglio; Ed=modulo edometrico; Kv=modulo di compressibilità volumetrica; Ey=Modulo di Young.

PROVE ESEGUITE



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

DIN

1

Riferimento **023-2023**

Certificato

n verb. acct.

Committente **Sig. Salvatore Gargano**

Cantiere **Pozzolengo (BS)**

Località **Località Pirenei n.45**

U.M.: **kg/cm²**

Data esec. 11/10/2023

Data certificato 11/10/2023

Pagina 1

Elaborato

Falda Non rilevata

H m	asta n°	punta colpi	riv colpi	qcd kg/cm ²	H m	asta n°	punta colpi	riv colpi	qcd kg/cm ²
0,20	1	3		22,35					
0,40	1	4		20,23					
0,60	1	6		30,34					
0,80	1	10		50,57					
1,00	2	11		55,63					
1,20	2	15		75,86					
1,40	2	27		136,54					
1,60	2	19		96,09					
1,80	2	15		75,86					
2,00	3	17		85,97					
2,20	3	17		109,39					
2,40	3	15		96,52					
2,60	3	18		115,82					
2,80	3	14		90,08					
3,00	4	15		90,36					
3,20	4	18		108,44					
3,40	4	13		78,32					
3,60	4	13		78,32					
3,80	4	11		66,27					
4,00	5	13		73,62					
4,20	5	21		118,93					
4,40	5	17		96,28					
4,60	5	14		79,29					
4,80	5	16		90,61					
5,00	6	18		96,18					
5,20	6	21		112,20					
5,40	6	23		122,89					
5,60	6	22		117,55					
5,80	6	21		112,20					
6,00	7	24		121,37					

H = profondità

L1 = asta

L2 = punta

L3 = riv

qcd = Resistenza dinamica punta



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

DIN**2**Riferimento **023-2023**

Certificato

n verb. acct.

Committente **Sig. Salvatore Gargano**Cantiere **Pozzolengo (BS)**Località **Località Pirenei n.45**U.M.: **kg/cm²**

Data esec. 11/10/2023

Data certificato 11/10/2023

Pagina 1

Elaborato

Falda Non rilevata

H m	asta n°	punta colpi	riv colpi	qcd kg/cm ²	H m	asta n°	punta colpi	riv colpi	qcd kg/cm ²
0,20	1	3		22,35					
0,40	1	4		27,62					
0,60	1	4		27,62					
0,80	1	5		34,52					
1,00	2	11		75,95					
1,20	2	10		69,05					
1,40	2	12		82,85					
1,60	2	50		345,23					

H = profondità

L1 = asta

L2 = punta

L3 = riv

qcd = Resistenza dinamica punta



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

DIN

3

Riferimento **023-2023**

Certificato

n verb. acct.

Committente **Sig. Salvatore Gargano**
Cantiere **Pozzolengo (BS)**
Località **Località Pirenei n.45**

U.M.: **kg/cm²**
Pagina **1**
Elaborato

Data esec. **11/10/2023**
Data certificato **11/10/2023**
Falda **Non rilevata**

H m	asta n°	punta colpi	riv colpi	qcd kg/cm ²	H m	asta n°	punta colpi	riv colpi	qcd kg/cm ²
0,20	1	3		22,35					
0,40	1	3		15,17					
0,60	1	2		10,11					
0,80	1	4		20,23					
1,00	2	8		40,46					
1,20	2	11		55,63					
1,40	2	14		70,80					
1,60	2	14		70,80					
1,80	2	12		60,69					
2,00	3	15		75,86					
2,20	3	14		70,80					
2,40	3	14		70,80					
2,60	3	16		80,91					
2,80	3	13		65,74					
3,00	4	15		75,86					
3,20	4	9		45,51					
3,40	4	8		40,46					
3,60	4	9		45,51					
3,80	4	9		45,51					
4,00	5	13		65,74					
4,20	5	20		101,14					
4,40	5	22		111,26					
4,60	5	16		80,91					
4,80	5	14		70,80					
5,00	6	15		75,86					
5,20	6	22		111,26					
5,40	6	24		121,37					
5,60	6	20		101,14					
5,80	6	23		116,31					
6,00	7	26		131,49					

H = profondità
L1 = asta
L2 = punta
L3 = riv

qcd = Resistenza dinamica punta



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA

DIN

1

Riferimento **023-2023**

Certificato

n verb. acct.

Committente **Sig. Salvatore Gargano**

Cantiere **Pozzolengo (BS)**

Località **Località Pirenei n.45**

U.M.: **kg/cm²**

Scala: **1:50**

Pagina **1**

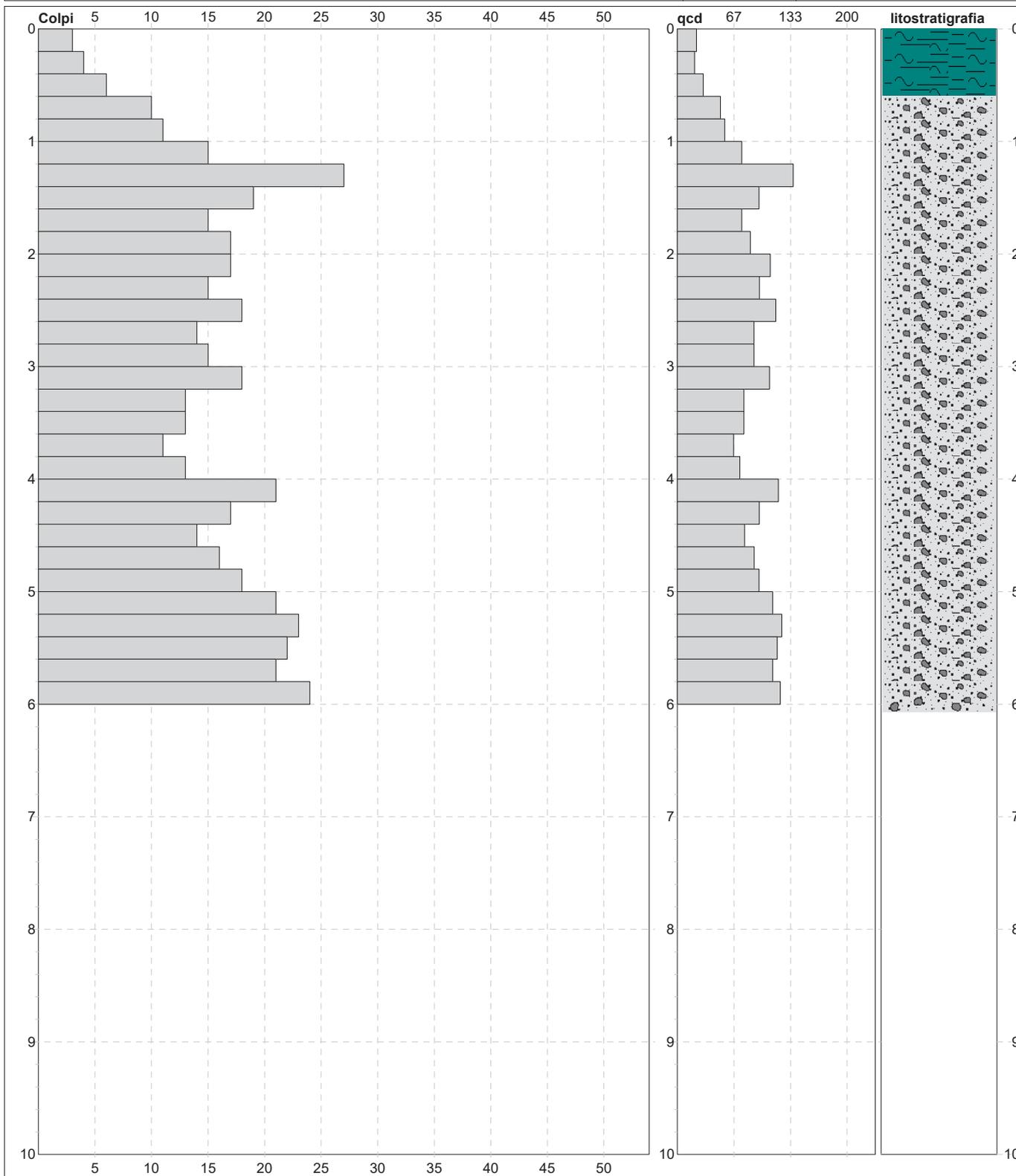
Elaborato

Data esec. **11/10/2023**

Data certificato **11/10/2023**

Quota inizio: **Piano Campagna**

Falda **Non rilevata**



Penetrometro: **DPSH (S. Heavy)**

Massa Battente **63,50 kg**

Altezza caduta **0,75 m**

Avanzamento **0,20 m**

sist.litologico: **Personalizzata**

Responsabile::

Assistente::

preforo **m**

Corr.astine: **: kg/ml**

Cod.ISTAT: **017151**



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA

DIN

2

Riferimento **023-2023**

Certificato

n verb. acct.

Committente **Sig. Salvatore Gargano**

Cantiere **Pozzolengo (BS)**

Località **Località Pirenei n.45**

U.M.: **kg/cm²**

Scala: **1:50**

Pagina **1**

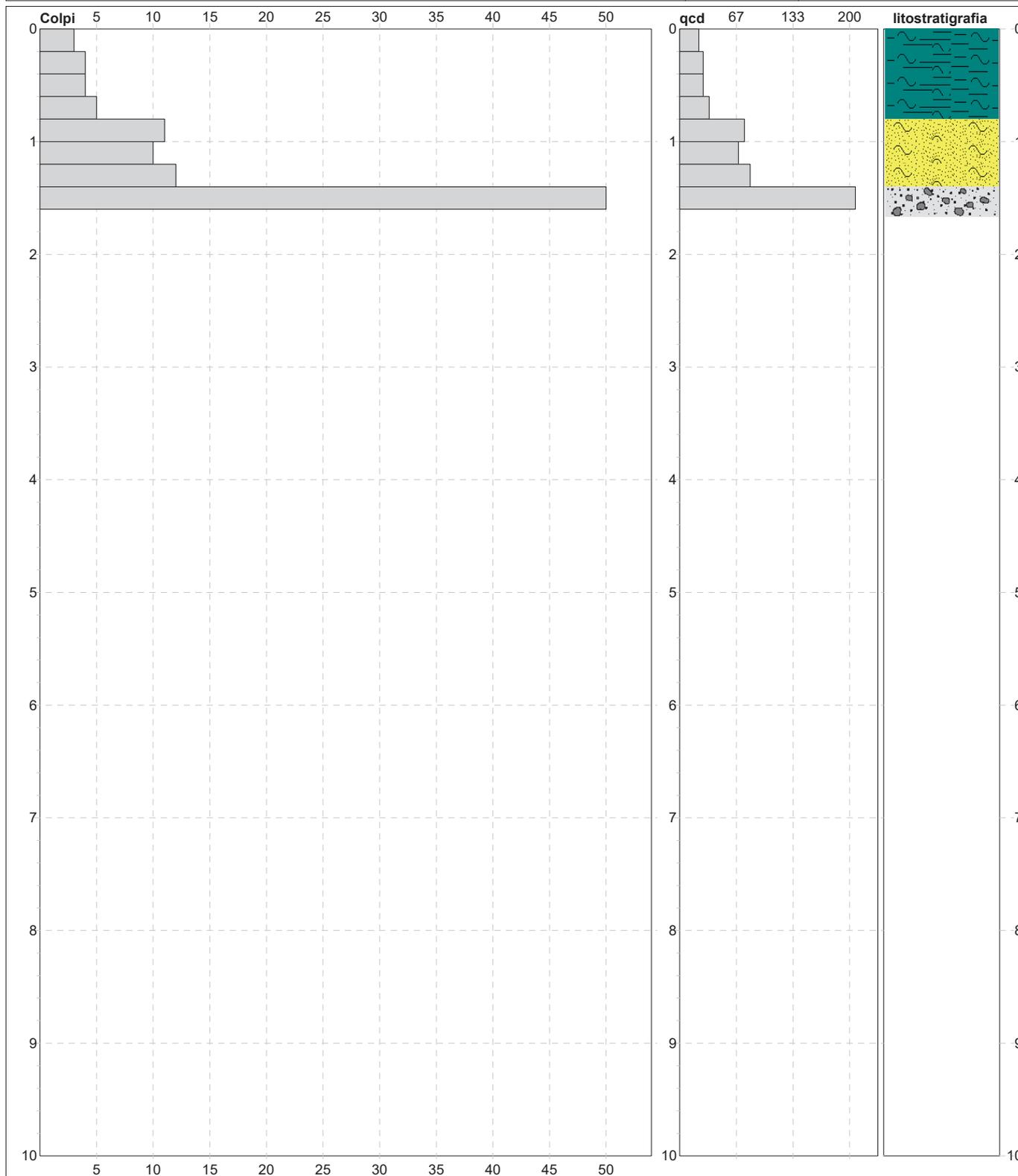
Elaborato

Data esec. **11/10/2023**

Data certificato **11/10/2023**

Quota inizio: **Piano Campagna**

Falda **Non rilevata**



Penetrometro: **DPSH (S. Heavy)**

Massa Battente **63,50 kg**

Altezza caduta **0,75 m**

Avanzamento **0,20 m**

sist.litologico: **Personalizzata**

Responsabile::

Assistente::

preforo **m**

Corr.astine: **: kg/ml**

Cod.ISTAT: **017151**



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA

DIN

3

Riferimento **023-2023**

Certificato

n verb. acct.

Committente **Sig. Salvatore Gargano**

Cantiere **Pozzolengo (BS)**

Località **Località Pirenei n.45**

U.M.: **kg/cm²**

Scala: **1:50**

Pagina **1**

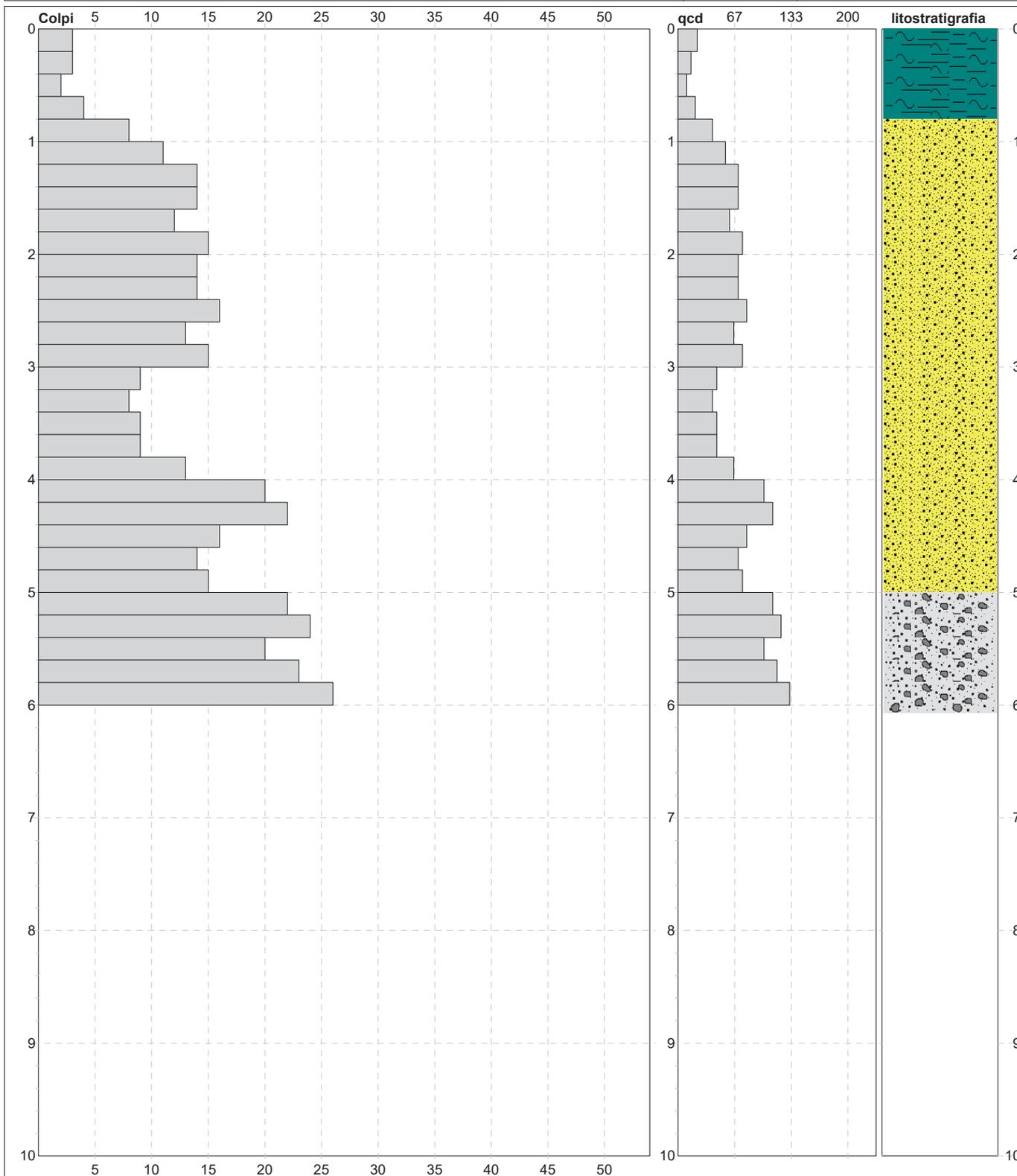
Elaborato

Data esec. **11/10/2023**

Data certificato **11/10/2023**

Quota inizio: **Piano Campagna**

Falda **Non rilevata**



Penetrometro: **DPSH (S. Heavy)**

Massa Battente **63,50 kg**

Altezza caduta **0,75 m**

Avanzamento **0,20 m**

sist.litologico: **Personalizzata**

Responsabile::

Assistente::

preforo **m**

Corr.astine: **: kg/ml**

Cod.ISTAT: **017151**



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUDDIVISIONE GEOTECNICA	DIN	1
	Riferimento	023-2023
	Certificato	
	n verb. acct.	

Committente	Sig. Salvatore Gargano	U.M.:	kg/cm²	Data esec.	11/10/2023
Cantiere	Pozzolengo (BS)	Pagina	1	Data certificato	11/10/2023
Località	Località Pirenei n.45	Elaborato		Falda	Non rilevata

PARAMETRI GENERALI

n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β -	Nspt colpi	qcd kg/cm ²	qc kg/cm ²	Vs m/sec	G kg/cm ²	Q kg/cm ²	natura	descrizione
1	0,00 : 0,60	Media	4	1,52	7	24	23	54	76	1,22	Coesiva	Argilla limosa
2	0,60 : 6,00	Media	17	1,52	26	94	102	165	163	4,72	Granulare	Ghiaia e Ciottoli

NATURA COESIVA

NATURA GRANULARE

n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm ²	Ysat t/m ²	W %	e -	Mo kg/cm ²	Dr %	ϕ °	E' kg/cm ²	Ysat t/m ²	Yd t/m ²	Mo kg/cm ²	Liq. -
1	0,00 : 0,60	7	0,44	1,86	36	0,97	39	---	---	---	---	---	---	---
2	0,60 : 6,00	26	---	---	---	---	---	59	35	392	2,03	1,65	348	---



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
SUDDIVISIONE GEOTECNICA

DIN 2

Riferimento **023-2023**

Certificato

n verb. acct.

Committente **Sig. Salvatore Gargano**
Cantiere **Pozzolengo (BS)**
Località **Località Pirenei n.45**

U.M.: **kg/cm²**

Data esec. 11/10/2023

Data certificato 11/10/2023

Pagina 1
Elaborato

Falda Non rilevata

PARAMETRI GENERALI

n°	profondità m	statistica	VCA colpi	• -	Nspt colpi	qcd kg/cm ²	qc kg/cm ²	Vs m/sec	G kg/cm ²	Q kg/cm ²	natura	descrizione
1	0,00 : 0,80	Media	4	1,52	6	28	21	49	78	1,40	Coesiva	Argilla limosa
2	0,80 : 1,40	Media	11	1,52	17	76	76	124	116	3,80	Granulare	Sabbia limosa
3	1,40 : 1,60	Media	50	1,52	76	345	345	186	384	17,26	Granulare	Ghiaia e Ciottoli

NATURA COESIVA

NATURA GRANULARE

n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm ²	Ysat t/m ²	W %	e -	Mo kg/cm ²	Dr %	φ °	E' kg/cm ²	Ysat t/m ²	Yd t/m ²	Mo kg/cm ²	Liq. -
1	0,00 : 0,80	6	0,38	1,85	37	1,00	36	---	---	---	---	---	---	---
2	0,80 : 1,40	17	---	---	---	---	---	46	32	322	1,97	1,56	67	---
3	1,40 : 1,60	76	---	---	---	---	---	95	44	777	2,21	1,94	863	---



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
SUDDIVISIONE GEOTECNICA

DIN

3

Riferimento **023-2023**

Certificato

n verb. acct.

Committente **Sig. Salvatore Gargano**
Cantiere **Pozzolengo (BS)**
Località **Località Pirenei n.45**

U.M.: **kg/cm²**
Pagina **1**
Elaborato

Data esec. **11/10/2023**
Data certificato **11/10/2023**
Falda **Non rilevata**

PARAMETRI GENERALI

n°	profondità m	statistica	VCA colpi	• -	Nspt colpi	qcd kg/cm ²	qc kg/cm ²	Vs m/sec	G kg/cm ²	Q kg/cm ²	natura	descrizione
1	0,00 : 0,80	Media	3	1,52	5	17	16	43	76	0,85	Coesiva	Argilla limosa
2	0,80 : 5,00	Media	13	1,52	20	68	86	154	132	3,38	Granulare	Sabbia e Ghiaia
3	5,00 : 6,00	Media	23	1,52	35	116	123	209	206	5,82	Granulare	Ghiaia e Ciottoli

NATURA COESIVA

NATURA GRANULARE

n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm ²	Ysat t/m ²	W %	e -	Mo kg/cm ²	Dr %	φ °	E' kg/cm ²	Ysat t/m ²	Yd t/m ²	Mo kg/cm ²	Liq. -
1	0,00 : 0,80	5	0,31	1,83	39	1,06	33	---	---	---	---	---	---	---
2	0,80 : 5,00	20	---	---	---	---	---	50	33	345	1,99	1,59	286	---
3	5,00 : 6,00	35	---	---	---	---	---	70	37	461	2,08	1,73	441	---



LEGENDA SPECIFICHE TECNICHE PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

DIVERSE TIPOLOGIE DI PENETROMETRI DINAMICI

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

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti :

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

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

DIVERSE TIPOLOGIE DI PENETROMETRI DINAMICI Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici

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

Per la visione delle caratteristiche tecniche dei penetrometri, si rimanda alla sezione EDITOR PENETROMETRI.

I PENETROMETRI dinamici in uso in Italia risultano essere i seguenti (non rientranti però nello Standard ISSMFE) :

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 30 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento $\Delta \leq 10$ cm, punta conica ($\alpha \leq 60-90^\circ$),
diametro D = 35.7 mm, area base cono A = 10 cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 20 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento $\Delta \leq 10$ cm, punta conica ($\alpha \leq 60-90^\circ$),
diametro D = 35.7 mm, area base cono A = 10 cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SCPT) (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 73 kg, altezza di caduta H = 0.75 m, avanzamento $\Delta \leq 30$ cm, punta conica ($\alpha \leq 60^\circ$),
diametro D = 50.8 mm, area base cono A = 20.27 cm² rivestimento : previsto secondo precise indicazioni

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
massa battente M = 63.5 kg, altezza caduta H = 0.75 m, avanzamento $\Delta \approx 20-30$ cm, punta conica ($\alpha \leq 60^\circ$),
diametro D = 50.5 mm , area base cono A = 20 cm², rivestimento / fango bentonitico : talora previsto .



PROVE PENETROMETRICHE MECCANICHE / ELETTRICHE

SCHEMA PENETROMETRO

Riferimento **023-2023**

n verb. acct.

Committente **Sig. Salvatore Gargano**

Cantiere **Pozzolengo (BS)**

Località **Località Pirenei n.45**

DPSH (S. Heavy)

DPSH (S. Heavy)

Sigla	DPSH (S. Heavy)	Descrizione
Beta eff.	1,80	Coefficiente Effettivo suggerito dal costruttore del penetrometro
M(massa)	63,5 kg	Massa del Maglio Battente agente sulla batteria di aste
H(maglio)	0,75 m	Altezza di caduta o corsa del maglio (toll. da 0.01m a 0.02m)
L(aste)	1,00 m	Lunghezza delle aste utilizzabili, variabile da 1.00m a 2.00m (toll. da 0.1% a 0.2%)
M(aste)	8,00 kg	Peso al metro lineare delle aste (N.B. indipendente dalla lunghezza delle aste)
M(sistema)	30 kg	Massa del complesso asta di guida - testa di battuta
A(punta)	20,00 cm ²	Area della superficie laterale del cono della punta
Alfa(punta)	90 °	Angolo di apertura della punta conica variabile tra 60° e 90°
Prf.(1°asta)	0,80 m	Profondità di giunzione della prima asta infissa
N	0,20 m	Penetrazione standard, tratto di penetrazione per quale sono necessari Nx colpi
Rivest.	Si	Previsto uso di rivestimento delle aste o uso di fanghi
ø(punta)	50,50 mm	Diametro della punta conica integra, cioè non soggetta ad usura (toll. da 0.3 a 0.5mm)
MaxCE%	50,00 %	Massima compressione elastica consentita rispetto alla penetrazione
L/DM	2,00	Rapporto tra la lunghezza e il diametro del maglio di battuta
D(tb)	100,00 mm	Diametro della testa di battuta.
DEV(a)[<5m]	2,00 °	Deviazione massima delle aste dalla verticale nei primi 5.00 metri
DEV(a)[>5m]	1,00 °	Deviazione massima delle aste dalla verticale oltre i 5.00 metri
ECCmax(a)	0,02 mm	Massima eccentricità consentita alle aste
Dest(aste)	32,00 mm	Diametro esterno delle aste (toll. max 0.2mm)
Dint(aste)		Diametro interno delle aste cave (toll. da 0.2mm a 0.3mm)
Dmin(punta)	49,00 mm	Minimo diametro consentito per la punta conica usurata
hcl(punta)	50,50 mm	Altezza del cilindro alla base del cono della punta (toll. da 1.00mm a 2.00mm)
Ras(punta)	11,00 mm	Rastremazione del cono nella parte alta
Hc(punta)		Altezza della parte conica della punta non soggetta ad usura (toll. da 0.1mm a 0.4mm)
RangeCP	5 - 100	Massimo numero di colpi utile
Spinta	t	Spinta nominale strumento



LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI SPECIFICHE TECNICHE

VALUTAZIONI STATISTICHE - CORRELAZIONI N / N_{spt}

Il sottosuolo indagato viene suddiviso in strati .

Prima definizione della profondità di ciascuno strato , il programma effettua (con riferimento al numero di colpi N) una serie di elaborazioni statistiche dei dati in memoria, valutando :

valore minimo m , massimo Max , media M, scarto quadratico medio s, valore medio/minimo $(M+m)/2$
media-scarto quadratico medio (M-s)

Ciò considerato , si potrà adottare il valore caratteristico VCA per N più adatto , a seconda delle esigenze, impostando uno dei valori elaborati sopra citati o un valore a scelta.

Successivamente , con riferimento al valore caratteristico assunto per il numero di colpi N , si potrà avviare un tentativo di correlazione con il numero di colpi N_{spt} della prova SPT : $N_{spt} = \alpha \cdot N$ [ove per il coefficiente α si potrà introdurre un valore sperimentale a piacere (vedi note illustrative), ovvero il coefficiente teorico di energia $\alpha \cdot t$ fornito dal programma] .

VALUTAZIONE RESISTENZA DINAMICA E COEFFICIENTE DI ENERGIA

La resistenza alla punta dinamica qcd viene comunemente valutata in base alla formula Olandese :

$$qcd = (M^2 H) / [A e (M + P)] \text{ ove :}$$

N = n. colpi per avanzamento α qcd = resist.dinam.punta [area A] M = massa battente [altezza caduta H]

e = avanzamento per colpo = α/N P = peso tot. sistema battente e aste ,

ovvero in base alla formula semplificata :

$$qcd = (M H) / (A \alpha) = (M H) N / (A \alpha) = Q N ,$$

ove : $Q = (M H) / (A \alpha) =$ energia specifica teorica per colpo .

Ciò considerato, volendo riferire la prova in esame (N,Q) alla prova SPT (N_{spt},Q_{spt}),

dall'uguaglianza dei valori di resistenza dinamica relativi alle due prove, si ricava teoricamente :

$$qcd = Q N = Q_{spt} N_{spt} \Rightarrow N_{spt} = N [Q/Q_{spt}] = \alpha \cdot t N ,$$

ove il rapporto $\alpha \cdot t = Q/Q_{spt}$ viene definito coefficiente teorico di energia della prova in esame ,

relativamente alla prova SPT (Q_{spt} = 7.83 kg/cm² = 0.768 MPa) per M = 63.5 kg, H = 0.75 m, D = 50.8 mm,

A = 20.27 cm², d = 0.30 m) .

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al valore del numero dei colpi SPT equivalente

prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

N_{spt} -> Dr DENSITA' RELATIVA (Terreni granulari) - TERZAGHI & PECK (1948-1967)

N_{spt} -> ϕ' ANGOLO DI ATTRITO EFFICACE (Terreni granulari) - PECK-HANSON-THORBURN (1953-1974)

N_{spt} -> E' MODULO DI DEFORMAZIONE DRENATO (Terreni granulari) - D'APPOLONIA e altri (1970)

N_{spt} -> Cu COESIONE NON DRENATA (Terreni coesivi) - TERZAGHI & PECK (1948-1967)

N_{spt} -> Y PESO DI VOLUME

TERRENI GRANULARI (Terzaghi-Peck 1948/1967) [e.max = 1 e.min = 1/3 G = 2.65]

TERRENI COESIVI (Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967) [p.specifico G = 2.70]

qcd -> Qd CAPACITA' PORTANTE DINAMICA Herminier, Tchong & Lebegue(1965)

α TENSIONE LITOSTATICA al centro del banco

N_{spt} -> Vs VELOCITA' ONDE S di propagazione delle onde sismiche (Corya e Stokoe 1983)

N_{spt} -> G MODULO DI TAGLIO DINAMICO $G = A \times N_{spt}^B$ (Ohsaki & Iwasaki mod.)

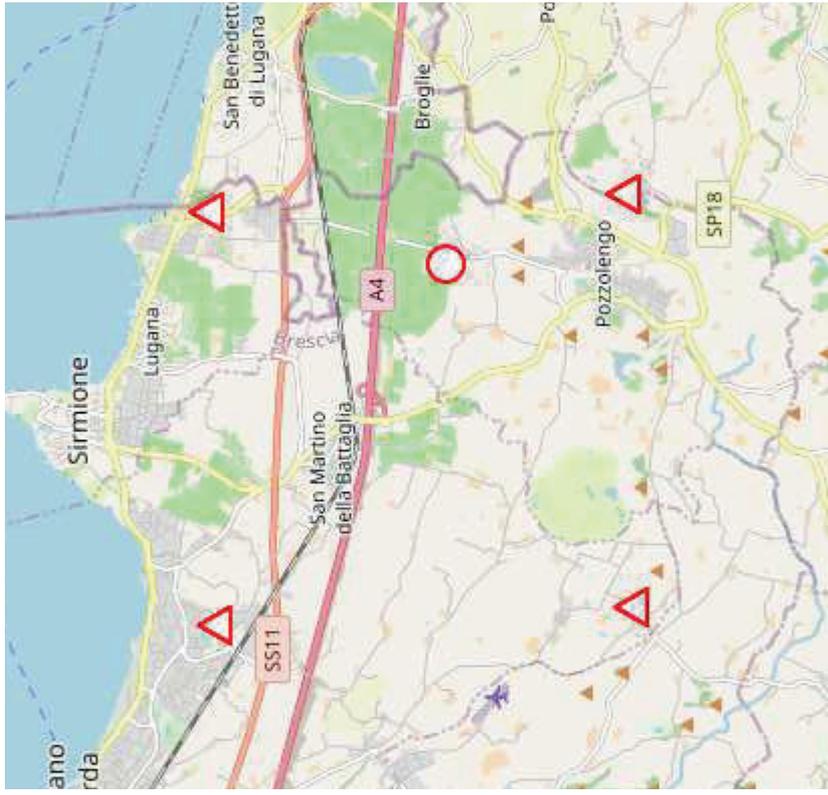
N_{spt} -> MO MODULO DEFORMAZIONE Coesivo e Granulare (Begemann 1974)

F.L. FATTORE DI LIQUEFAZIONE [NON ATTIVO]

accelerazione al suolo che può causare liquefazione (terreni granulari)

(g = accelerazione gravità)(Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : (Amax/g)]

ALLEGATI VARI e di CALCOLO

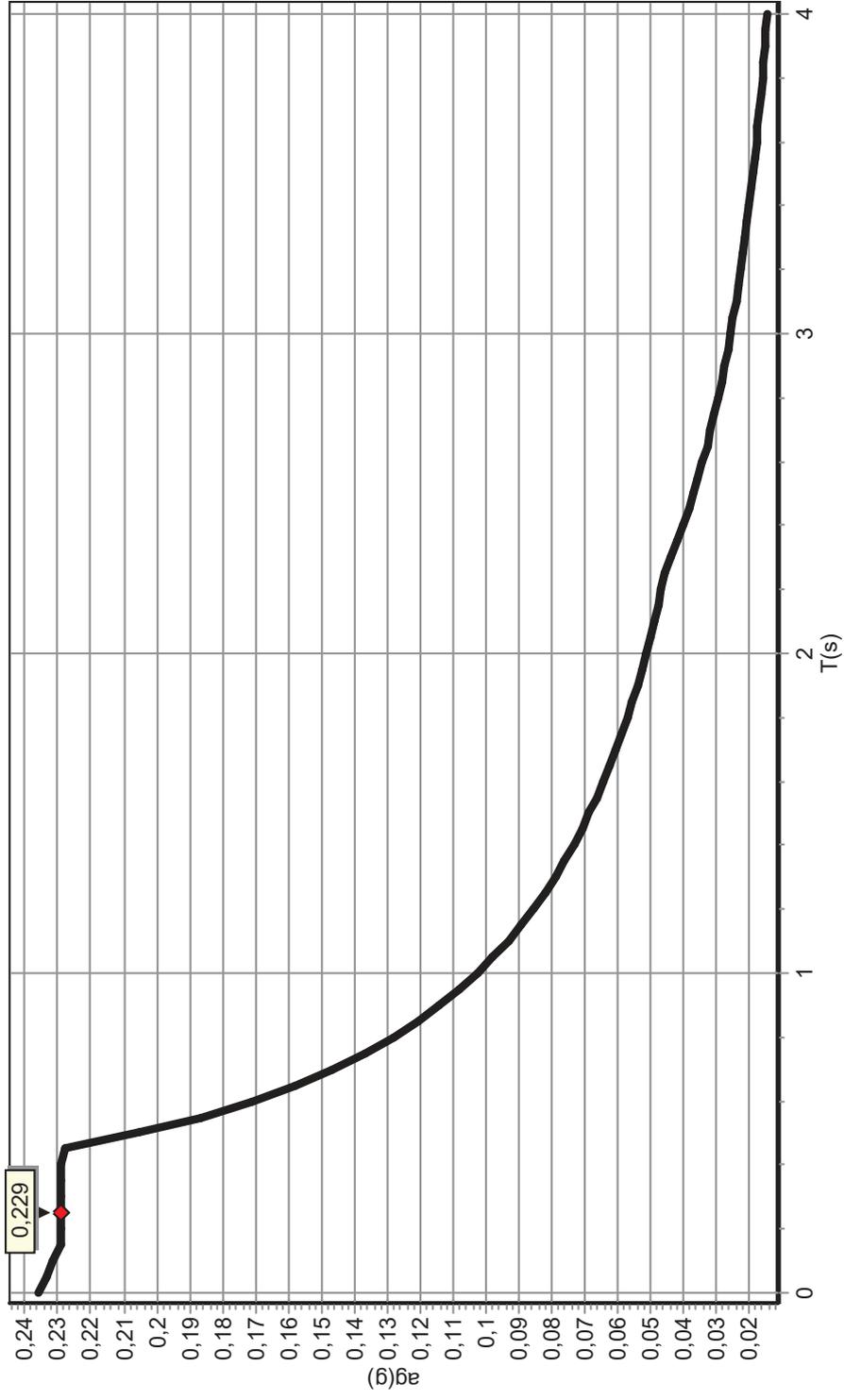


Sistema:	WGS84	Legenda:	
Latitudine°	45,422277	agh base:	Accelerazione sismica orizzontale di base;
Longitudine°	10,633078	F0:	Max fattore di amplificazione spettrale orizzontale;
Stato limite	S.L.V.	Tc*:	Periodo inizio tratto a velocità costante;
Vita nominale opera (anni)	50	agv base:	Accelerazione sismica verticale di base;
Classe opera	II	Fv:	Max fattore di amplificazione spettrale verticale;
Coef. di smorzamento %	5,0	Tr:	Tempo di ritorno;
Fattore di struttura orizz. le q	2,5	Pr:	Probabilità di superamento;
Fattore di struttura vert. le qv	1,5	agh max:	Accelerazione sismica orizzontale in superficie;
Categoria sottosuolo	B	agv max:	Accelerazione sismica verticale in superficie;
Categoria topografica	T1	khs:	Coefficiente sismico orizzontale del terreno;
Altezza totale dell'opera (m):	5	kvs:	Coefficiente sismico verticale del terreno;
Tipo opera:	Opera in c.a.	beta:	Coefficiente di riduzione di agh max.
Contesto geotecnico:	Fondazione	khi:	Coefficiente sismico orizzontale dell'opera;
ID nodo 1	12502	kvi:	Coefficiente sismico verticale dell'opera;
ID nodo 2	12503	T:	Periodo di risonanza dell'opera;
ID nodo 3	12724		
ID nodo 4	12725		

Stato	agh base(g)	F0	Tc*	agv base(g)	Fv	Tr(anni)	Pr(%)	agh max(g)	agv max(g)	khs	kvs	beta	khi	kvi	T(s)
S.L.C.	0,2085	2,48	0,28	0,2085	1,53	975	0,05	0,2488	0,2085	0,070	0,035	0,28	0,247	0,127	0,25
S.L.V.	0,1608	2,43	0,28	0,1608	1,32	475	0,1	0,1929	0,1608	0,046	0,023	0,24	0,188	0,085	0,25
S.L.D.	0,0564	2,48	0,25	0,0564	0,8	50	0,63	0,0677	0,0564	0,014	0,007	0,20	0,168	0,027	0,25
S.L.O.	0,0419	2,55	0,23	0,0419	0,7	30	0,81	0,0503	0,0419	0,010	0,005	0,20	0,128	0,018	0,25

Parametri sismici secondo le NTC2018

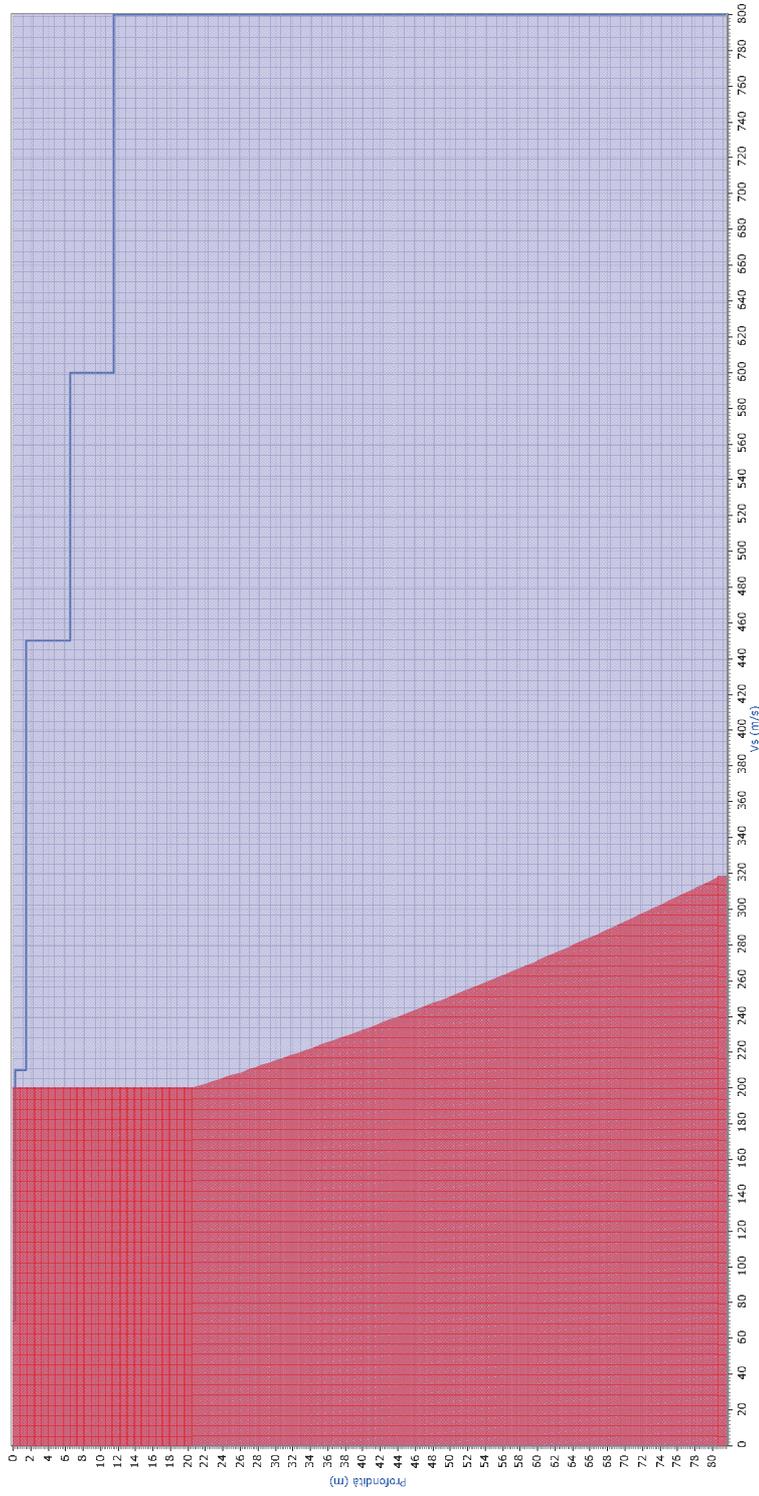
SPETTRO DI PROGETTO componente orizzontale



Accel.sismica max terreno(g):0,236 Coef.sismico orizzontale struttura (khi)(g):0,229 Inclinazione del carico dovuta al sisma($^{\circ}$):12,915
Categoria sottosuolo:C Categoria topografica:T1 Fattore di amplificazione spettrale F0:2,43 Periodo inizio velocità costante $t_c^*(s)$:0,28

Amplificazione sismica stratigrafica con il criterio della Regione Lombardia

— Profilo vs sperimentale Campo di velocità Campo di non velocità



$T(s) = 0,43 Fa(0,1-0,5) = 1,58 Fa(0,5-1,5) = 1,7$



Pasini Dott. Paolo geologo

Teatrino n. 6-46014 - Sarginesco di Castellucchio (MN)-cell. 3478374658

Committente: Sig. Gargano Salvatore

Località: Pirenei - Pozzolengo (BS)

Data: settembre 2023

Riferimenti: costruzione nuova abitazione

Riassunto del calcolo dei cedimenti

Fondazione n. 1

Verifica allo Stato Limite d'Esercizio

Larghezza della fondazione (m):	10
Lunghezza della fondazione (m):	12
Carico applicato sulla fondazione (kg/cmq):	2,71

Livelli incoerenti

Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli incoerenti:	Teoria dell'elasticità
Tempo di calcolo dei cedimenti secondari (anni):	30
Carico statico o pulsante (Burland e Burbridge):	n.c.
Nspt crescente o decrescente (Burland e Burbridge):	n.c.

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento immediato (mm):	0	52,6	0
Cedimento secondario (mm):	0	0	0
Somma ced. incoerenti (mm):	0	52,6	0

Livelli coesivi

Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli coesivi:	Teoria dell'elasticità
Tempo di calcolo cedimenti di consolidazione(anni):	20

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Ced.di consolidazione (mm):	0	0	0
Cedimento secondario (mm):	0	0	0
Somma ced. coesivi (mm):	0	0	0

Cedimenti complessivi (incoerenti+coesivi)

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento complessivo (mm):	0	52,6	0
Max cedim. differenziale(mm):	0		
Massima distorsione (%):	0		

Fondazione rigida o flessibile: Fondazione rigida

Verifica allo Stato Limite di Danno

Cedimento indotto dal sisma (mm): 0



Pasini Dott. Paolo geologo

Teatrino n. 6-46014 - Sarginesco di Castellucchio (MN)-cell. 3478374658

Committente: Sig. Gargano Salvatore

Località: Pirenei - Pozzolengo (BS)

Data: settembre 2023

Riferimenti: costruzione nuova abitazione

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo NTC2008/NTC2018 App.II Combinazione: sismica

Fondazione n.	1
Larghezza della fondazione (m):	10
Lunghezza della fondazione (m):	12
Profondità di posa lato destro (m):	3,5
Profondità di posa lato sinistro (m):	3,5

Metodo di calcolo:

Fattori di forma

Sc: Sq: Sy:

Fattori di profondità

Dc: Dq: Dy:

Fattori inclinazione carico da sisma

Ic: Iq: Iy:

Fattori inclinazione pendio

Gc: Gq: Gy:

Fattori inclinazione base

Bc: Bq: By:

Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

Zc: Zq: Zy:

RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2,3
Correzione di Terzaghi:	applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	2,71
Profondità del cuneo efficace (m):	9,4
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,236



Pasini Dott. Paolo geologo

Teatrino n. 6-46014 - Sarginesco di Castellucchio (MN)-cell. 3478374658

Committente: Sig. Gargano Salvatore

Località: Pirenei - Pozzolengo (BS)

Data: settembre 2023

Riferimenti: costruzione nuova abitazione

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo NTC2008/NTC2018 App.II Combinazione: fondamentale

Fondazione n.	1
Larghezza della fondazione (m):	10
Lunghezza della fondazione (m):	12
Profondità di posa lato destro (m):	3,5
Profondità di posa lato sinistro (m):	3,5

Metodo di calcolo:

Fattori di forma

Sc: Sq: Sy:

Fattori di profondità

Dc: Dq: Dy:

Fattori inclinazione carico da sisma

Ic: Iq: Iy:

Fattori inclinazione pendio

Gc: Gq: Gy:

Fattori inclinazione base

Bc: Bq: By:

Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

Zc: Zq: Zy:

RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2,3
Correzione di Terzaghi:	applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	5,76
Profondità del cuneo efficace (m):	9,4
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,236



Pasini Dott. Paolo geologo

Teatrino n. 6-46014 - Sarginesco di Castellucchio (MN)-cell. 3478374658

Committente: Sig. Gargano Salvatore

Località: Pirenei - Pozzolengo (BS)

Data: settembre 2023

Riferimenti: costruzione nuova abitazione

Modulo di reazione del terreno di fondazione

Fondazione n.	1
Larghezza della fondazione (m):	10
Lunghezza della fondazione (m):	12

Metodo di Vesic completo

Modulo elastico medio del terreno (kg/cmq):	301,2
Coef. di Poisson medio del terreno (kg/cmc):	0,35
Modulo elastico della fondazione(kg/cm ²):	0
Momento d'inerzia della fondazione (cm ⁴):	0

Metodo di Vesic semplificato

Modulo elastico medio del terreno (kg/cm ²):	301,2
Coef. di Poisson medio del terreno (kg/cmc):	0,35

Metodo di Terzaghi (da SPT)

Nspt medio nel terreno di fondazione :	0
Lato o diametro della piastra di prova (cm):	0

Metodo di Terzaghi (da piastra)

k misurato nella prova di carico (kg/cm ²):	0
Lato o diametro della piastra di prova (cm):	0

Metodo di Bowles

Cedimento del terreno di fondazione (cm):	5,26
Carico applicato sulla fondazione (kg/cm ²):	2,64

RISULTATI

Metodo di calcolo utilizzato:	Metodo di Bowles
Modulo di reazione (kg/cm ²):	1,5



Pasini Dott. Paolo geologo

Teatrino n. 6-46014 - Sarginesco di Castellucchio (MN)-cell. 3478374658

Committente: Sig. Gargano Salvatore

Località: Pirenei - Pozzolengo (BS)

Data: settembre 2023

Riferimenti: costruzione nuova abitazione

Modulo di reazione del terreno di fondazione

Fondazione n.	1
Larghezza della fondazione (m):	10
Lunghezza della fondazione (m):	12

Metodo di Vesic completo

Modulo elastico medio del terreno (kg/cmq):	301,2
Coef. di Poisson medio del terreno (kg/cmc):	0,35
Modulo elastico della fondazione(kg/cmq):	0
Momento d'inerzia della fondazione (cm4):	0

Metodo di Vesic semplificato

Modulo elastico medio del terreno (kg/cmq):	301,2
Coef. di Poisson medio del terreno (kg/cmc):	0,35

Metodo di Terzaghi (da SPT)

Nspt medio nel terreno di fondazione :	0
Lato o diametro della piastra di prova (cm):	0

Metodo di Terzaghi (da piastra)

k misurato nella prova di carico (kg/cmc):	0
Lato o diametro della piastra di prova (cm):	0

Metodo di Bowles

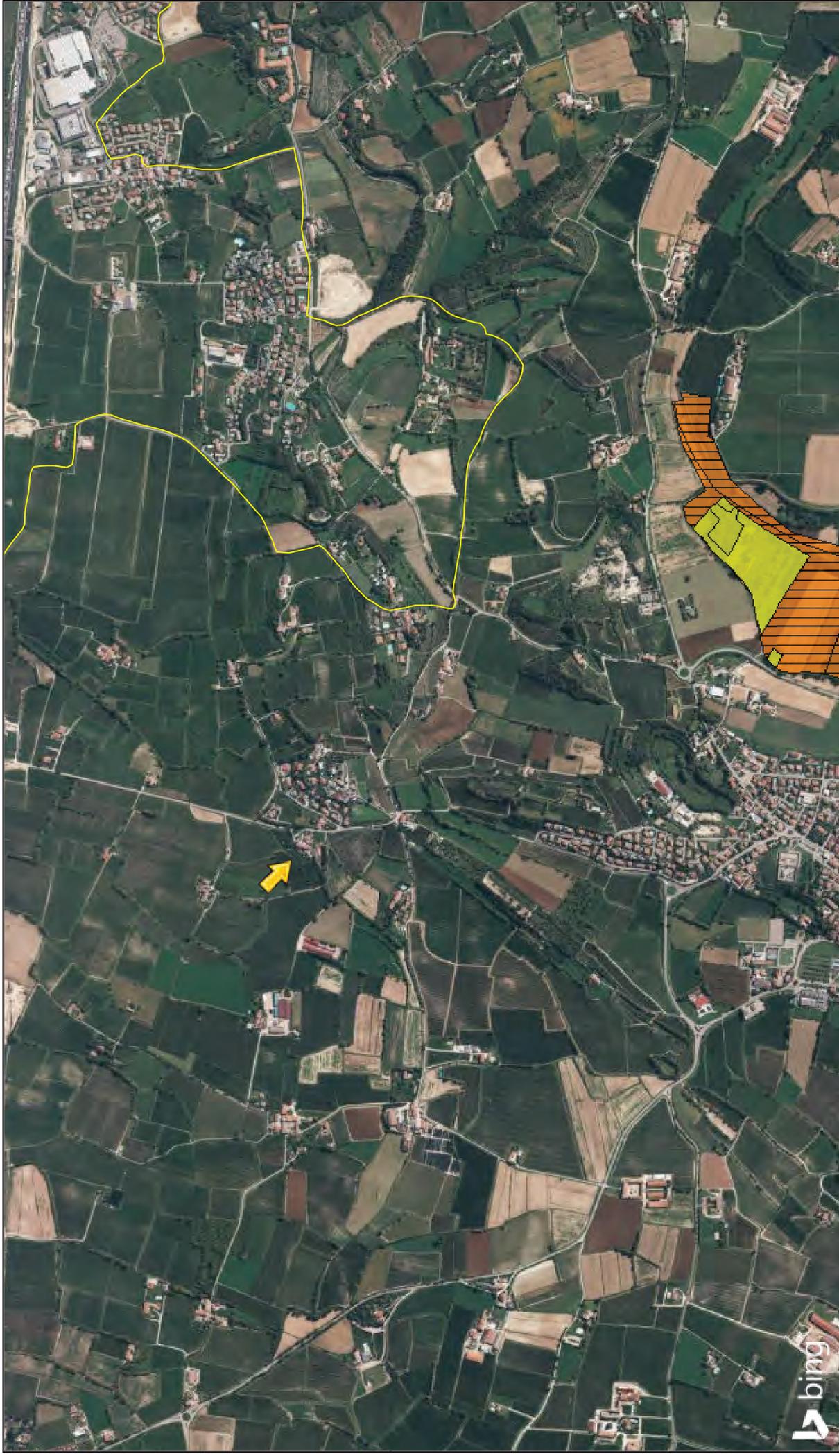
Cedimento del terreno di fondazione (cm):	0
Carico applicato sulla fondazione (kg/cmq):	0

RISULTATI

Metodo di calcolo utilizzato:	Metodo di Vesic semplificato
Modulo di reazione (kg/cmc):	0,34

RISCHIO IDRAULICO

RISCHIO



14/10/2023, 14:39:35

-  Regione_8184
-  Rischio molto elevato - R4
-  Rischio moderato - R1
-  Rischio medio - R2
-  Rischio elevato - R3
-  Strutture strategiche e sedi di attività collettive
-  Infrastrutture strategiche
-  Categorie di elementi esposti - poligonali
-  Zone urbanizzate
-  Attività produttive

1:25,000

0 0.15 0.3 0.6 mi
0 0.23 0.45 0.9 km

© 2023 Microsoft Corporation © 2023 Maxar ©CNES (2023) Distribution Airbus DS

Regione Lombardia
© 2023 Microsoft Corporation, © 2023 Maxar, ©CNES (2023) Distribution Airbus DS |

PERICOLOSITA'



14/10/2023, 14:37:59

- Regione_8184
- Pericolosità ACL scenario raro - L
- Pericolosità RSCM scenario raro - L
- Pericolosità RP scenario raro - L
- Pericolosità ACL scenario poco frequente - M
- Pericolosità RSP scenario poco frequente - M
- Pericolosità RSCM scenario poco frequente - M
- Pericolosità RP scenario poco frequente - M
- Pericolosità ACL scenario frequente - H
- Pericolosità RSP scenario frequente - H
- Pericolosità RSCM scenario frequente - H
- Pericolosità RP scenario frequente - H

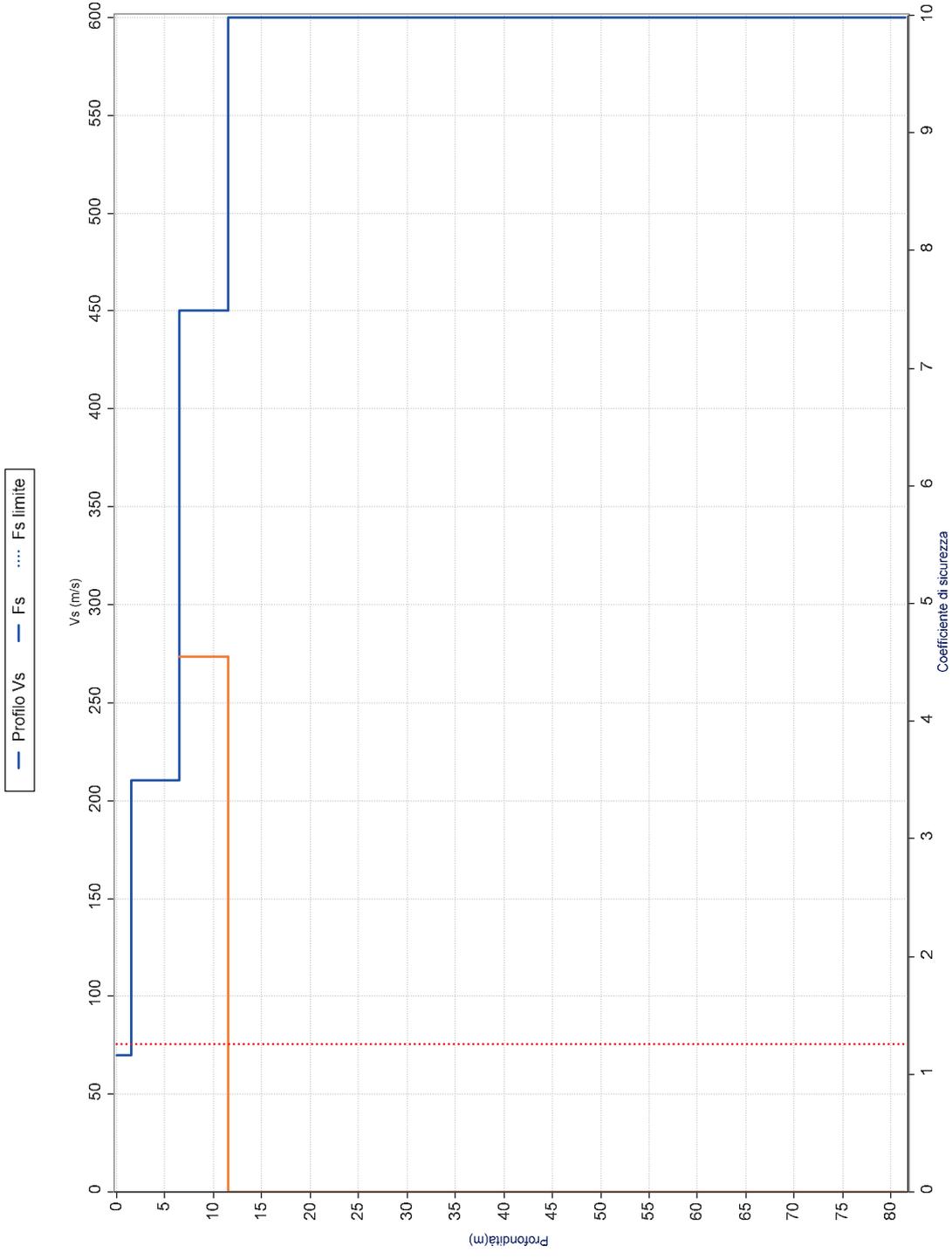
1:25,000

0 0.15 0.3 0.45 0.6 mi

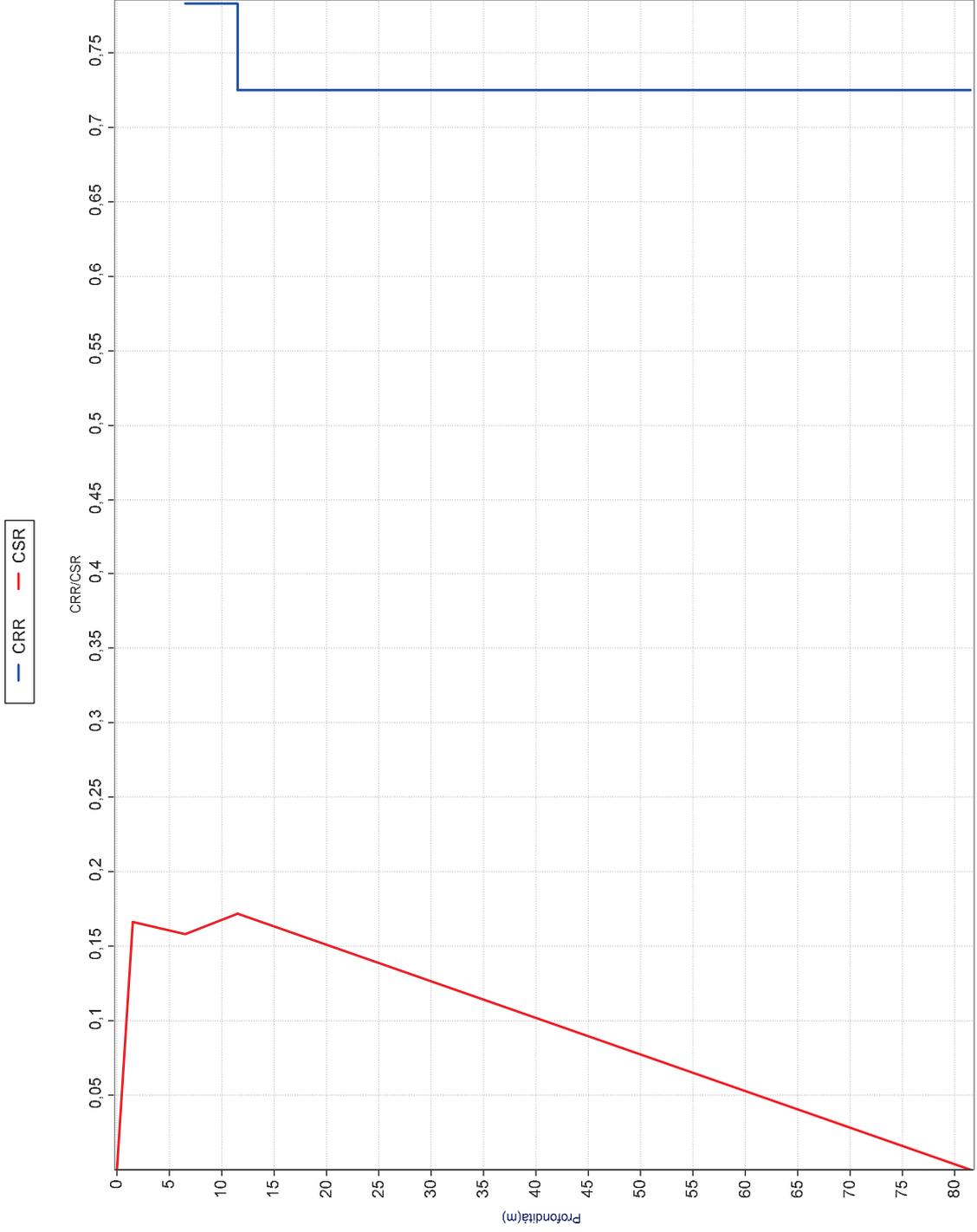
0 0.23 0.45 0.9 km

© 2023 Microsoft Corporation © 2023 Maxar ©CNES (2023) Distribution Airbus DS

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE



Indice di liquefazione=0,0 rischio molto basso
 Sig. Salvatore Gargano Località Pirenei Pozzolengo (BS) Piano di recupero - costruzione abitazione

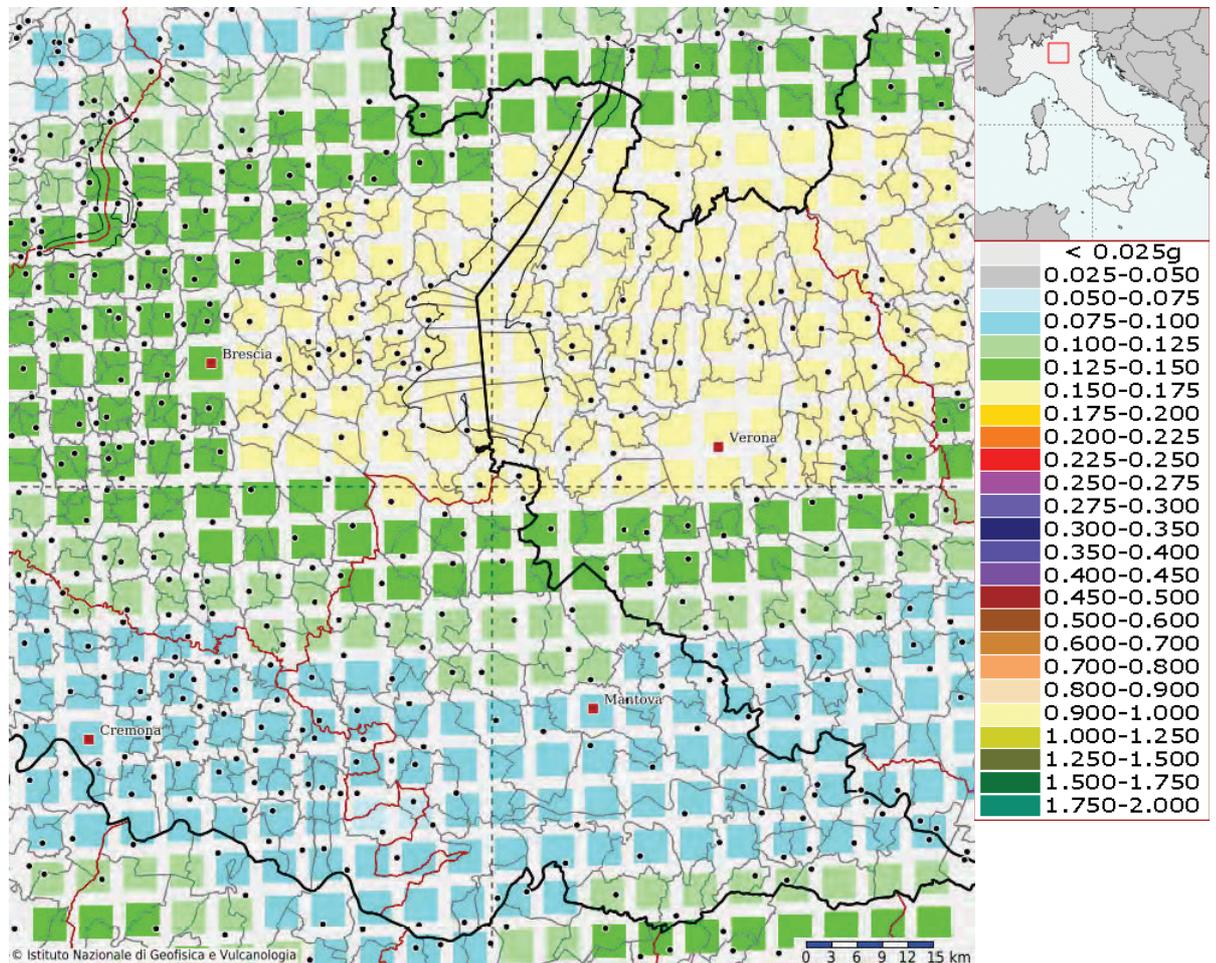


Sig. Salvatore Gargano Località Pirenei Pozzolengo (BS) Piano di recupero - costruzione abitazione



Modello di pericolosità sismica del territorio nazionale MPS04-S1 (2004)

Informazioni sul nodo con ID: 12725 - Latitudine: 45.401 - Longitudine: 10.645



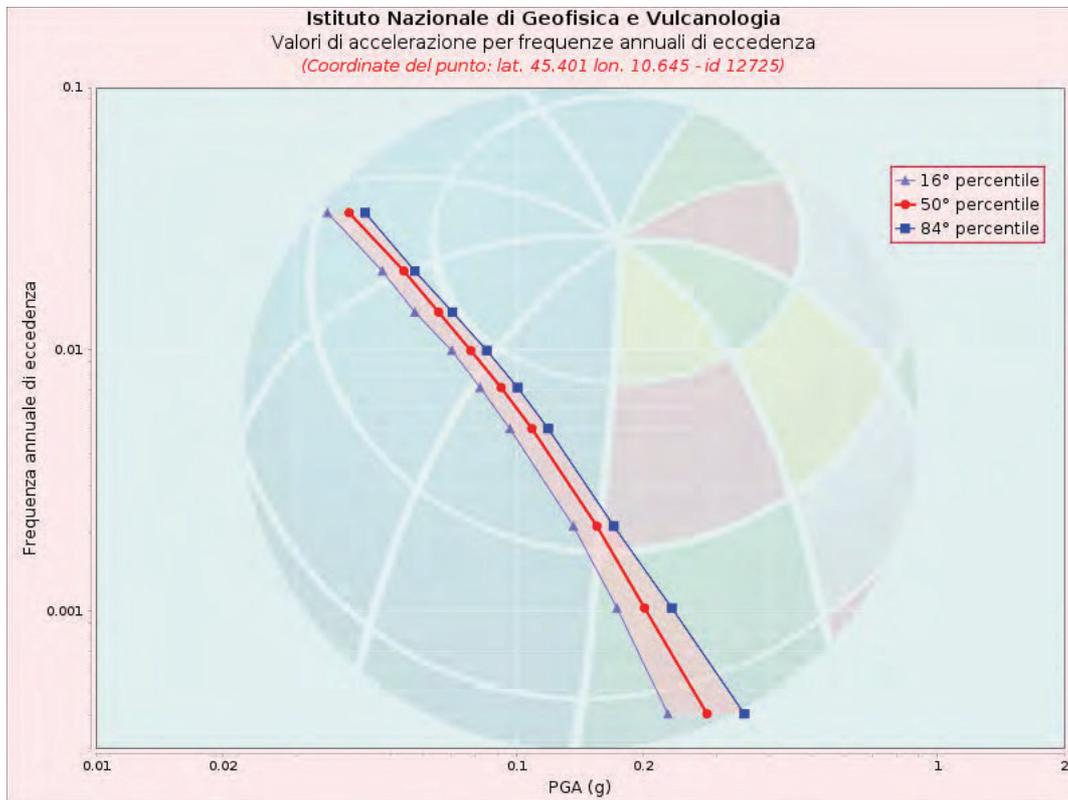
La mappa rappresenta il modello di pericolosità sismica per l'Italia e i diversi colori indicano il valore di scuotimento (PGA = Peak Ground Acceleration; accelerazione di picco del suolo, espressa in termini di g, l'accelerazione di gravità) atteso con una probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni su suolo rigido (classe A, $V_{s30} > 800$ m/s) e pianeggiante.

Le coordinate selezionate individuano un nodo della griglia di calcolo identificato con l'ID **12725** (posto al centro della mappa). Per ogni nodo della griglia sono disponibili numerosi parametri che descrivono la pericolosità sismica, riferita a diversi periodi di ritorno e diverse accelerazioni spettrali.



Curva di pericolosità

La pericolosità è l'insieme dei valori di scuotimento (in questo caso per la PGA) per diverse frequenze annuali di eccedenza (valore inverso del periodo di ritorno). La tabella riporta i valori mostrati nel grafico, relativi al valore mediano (50mo percentile) ed incertezza, espressa attraverso il 16° e l'84° percentile.



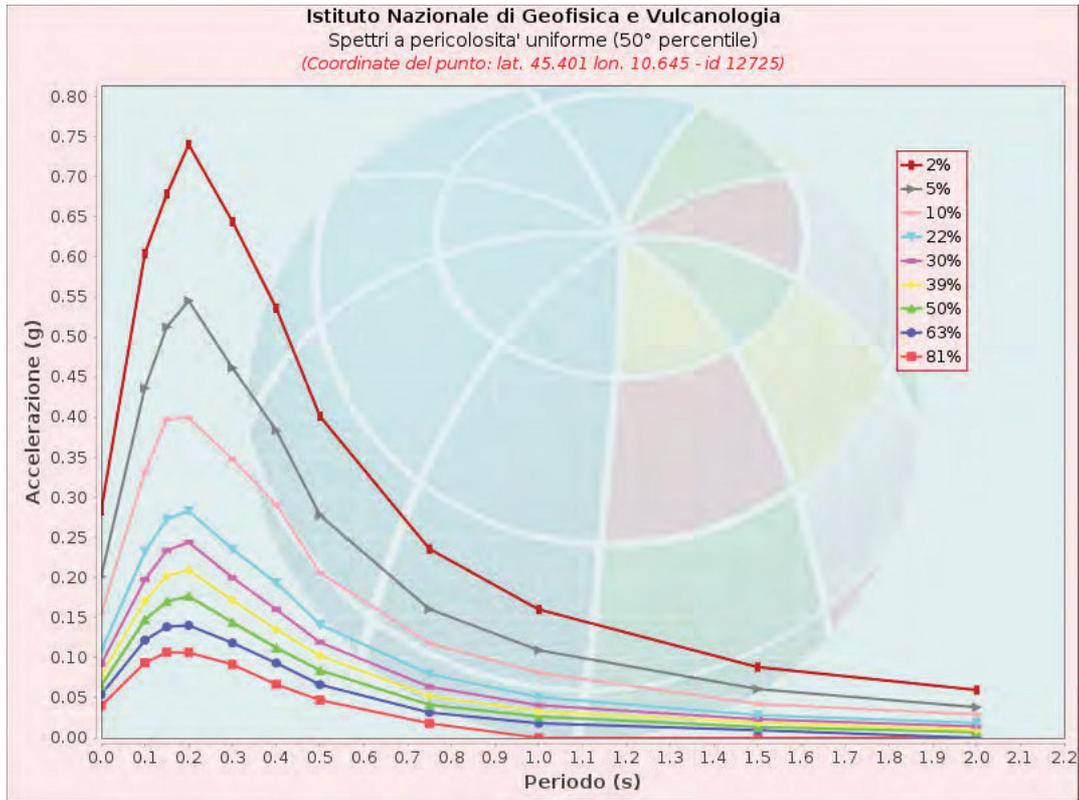
Valori di accelerazione per frequenze annuali di eccedenza			
Frequenza annuale di ecc.	PGA (g)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.229	0.283	0.348
0.0010	0.173	0.201	0.234
0.0021	0.136	0.155	0.170
0.0050	0.096	0.109	0.119
0.0071	0.082	0.092	0.101
0.0099	0.070	0.078	0.085
0.0139	0.057	0.065	0.070
0.0199	0.048	0.054	0.057
0.0332	0.036	0.040	0.044



Spettri a pericolosità uniforme

Gli spettri indicano i valori di scuotimento calcolati per 11 periodi spettrali, compresi tra 0 e 2 secondi. La PGA corrisponde al periodo pari a 0 secondi. Il grafico è relativo alle stime mediane (50mo percentile) proposte dal modello di pericolosità.

I diversi spettri nel grafico sono relativi a diverse probabilità di eccedenza (PoE) in 50 anni. La tabella riporta i valori mostrati nel grafico.



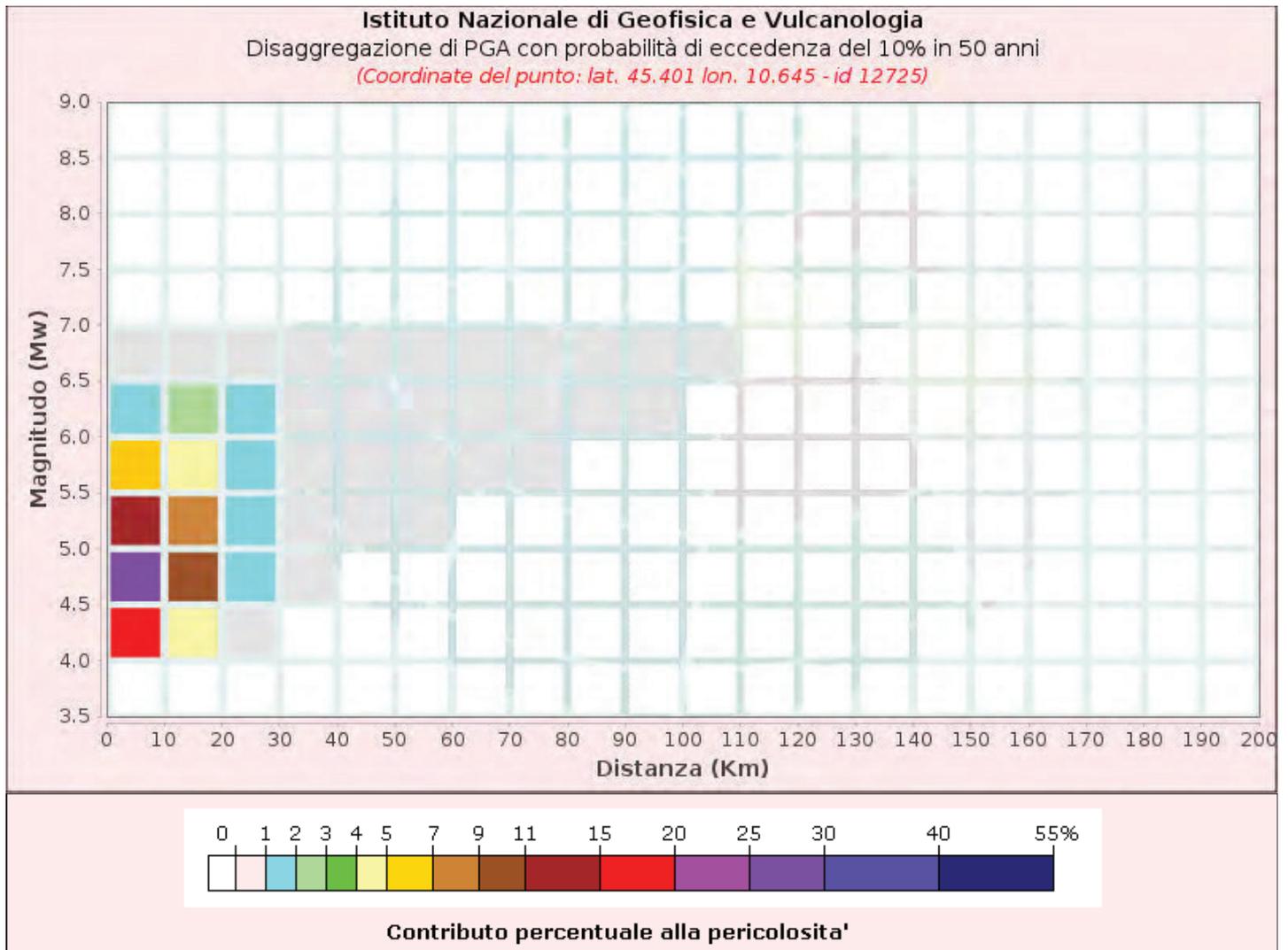
Spettri a pericolosità uniforme (50° percentile)											
PoE	Accelerazione (g)										
in 50	Periodo (s)										
anni	0.0	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
2%	0.283	0.605	0.678	0.740	0.644	0.536	0.401	0.236	0.160	0.088	0.060
5%	0.201	0.437	0.513	0.545	0.462	0.384	0.278	0.161	0.109	0.061	0.038
10%	0.155	0.332	0.397	0.399	0.348	0.291	0.206	0.118	0.081	0.042	0.029
22%	0.109	0.232	0.273	0.283	0.235	0.194	0.141	0.080	0.051	0.028	0.019
30%	0.092	0.197	0.234	0.244	0.200	0.160	0.119	0.064	0.041	0.023	0.014
39%	0.078	0.171	0.202	0.209	0.172	0.135	0.102	0.052	0.033	0.019	0.010
50%	0.065	0.148	0.170	0.177	0.144	0.112	0.084	0.041	0.027	0.014	0.007
63%	0.054	0.122	0.139	0.140	0.119	0.093	0.066	0.032	0.018	0.010	0.000
81%	0.040	0.094	0.107	0.106	0.092	0.067	0.047	0.018	0.000	0.000	0.000



Grafico di disaggregazione

Il grafico rappresenta il contributo percentuale delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza epicentrale alla pericolosità del nodo, rappresentata in questo caso dal valore della PGA mediana, per una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

La tabella riporta i valori mostrati nel grafico ed i valori medi di magnitudo, distanza ed epsilon.





Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni

Distanza in Km	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	16.6000	27.0000	12.6000	5.1200	1.8300	0.1780	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	4.0300	9.7700	7.5700	4.6800	2.3700	0.2820	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.1880	1.2000	1.7200	1.6000	1.1400	0.1670	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0536	0.3730	0.5030	0.4210	0.0713	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0420	0.1560	0.1570	0.0303	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0004	0.0381	0.0630	0.0136	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0052	0.0209	0.0050	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0052	0.0017	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0012	0.0008	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi: magnitudo = 4.99 ; distanza = 9.55 ; epsilon = 0.66



Riferimenti

La descrizione della costruzione del modello di pericolosità sismica MPS04 è contenuta nel sito <http://zonesismiche.mi.ingv.it>

La descrizione della stima di tutti i parametri è contenuta nel sito <http://esse1.mi.ingv.it> , da cui si può accedere anche alle mappe interattive.

Per quanto riguarda le analisi di disaggregazione, i dettagli sono disponibili nella pagina del deliverable D14 del progetto S1 (<http://esse1.mi.ingv.it/d14.html>).

La pubblicazione scientifica di riferimento è:

Stucchi M., Meletti C., Montaldo V., Crowley H., Calvi G.M., Boschi E., 2011. Seismic Hazard Assessment (2003-2009) for the Italian Building Code. Bull. Seismol. Soc. Am. 101(4), 1885-1911. DOI: 10.1785/0120100130.

Profilo CRR da Vs

N.	da (m)	a (m)	Vs(m/s)	%fine	Gamma(kN/mc	Vs1(m/s)	CSR	CRR	Fs
1	0	1,48	70	55	16,73	98,0	0,166		
2	1,48	6,48	210	35	19,41	227,0	0,158		
3	6,48	11,48	450	35	21,11	397,1	0,172	0,783	4,552
4	11,48	81,48	600	35	21,58	382,5	0,0	0,725	INF

VERIFICA STABILITA' PENDIO

Superf.	Fs minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghez za m	Inclina zione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm du (m)
---------	--------------	-------------------	--------	-------------	-------------	-----------------	--------------------	--------------	---------	--------------------	--------------	--------------	---------	-------------------

LEGENDA

Carichi N= Carichi normali (kg) Carichi T= Carichi tangenziali (kg)

Phi= Angolo di resistenza al taglio (°) C= Coesione (kg/cmq)

Accelerazione sismica orizzontale (g):..... 0,26

Coefficiente beta.....:0,5

Accelerazione sismica verticale (g):..... 0,13

Pasini Paolo geologo

Teatrino n. 6-Sarginesco di Castellucchio (MN)-3478374658

Committente: Sig. Gargano Salvatore

Località: Pirenei - Pozzolengo (BS)

Data: settembre 2023

Riferimenti: costruzione nuova abitazione

Analisi di stabilità: riepilogo dei coefficienti di sicurezza

N.	X valle m	Y valle m	X monte m	Y monte m	Fellenius	Bishop	Janbu	G.L.E.	Sarma	Spencer	Kc
1	4,9	0	41,53	6,76	4,407	4,385	4,327				
2	4,96	0	41,45	6,75	3,818	3,798	3,739				
3	4,91	0	41,67	6,77	4,046	3,999	3,963				
4	4,91	0	41,84	6,79	4,229	4,236	4,132				
5	4,97	0	41,29	6,73	3,435	3,365	3,353				
6	4,91	0	41,55	6,76	4,537	4,504	4,47				
7	4,91	0	41,22	6,73	4,035	4,021	3,964				
8	4,97	0	41,99	6,8	3,503	3,441	3,42				
9	4,97	0	41,51	6,75	3,336	3,292	3,261				
10	4,93	0	41,18	6,72	3,422	3,368	3,349				

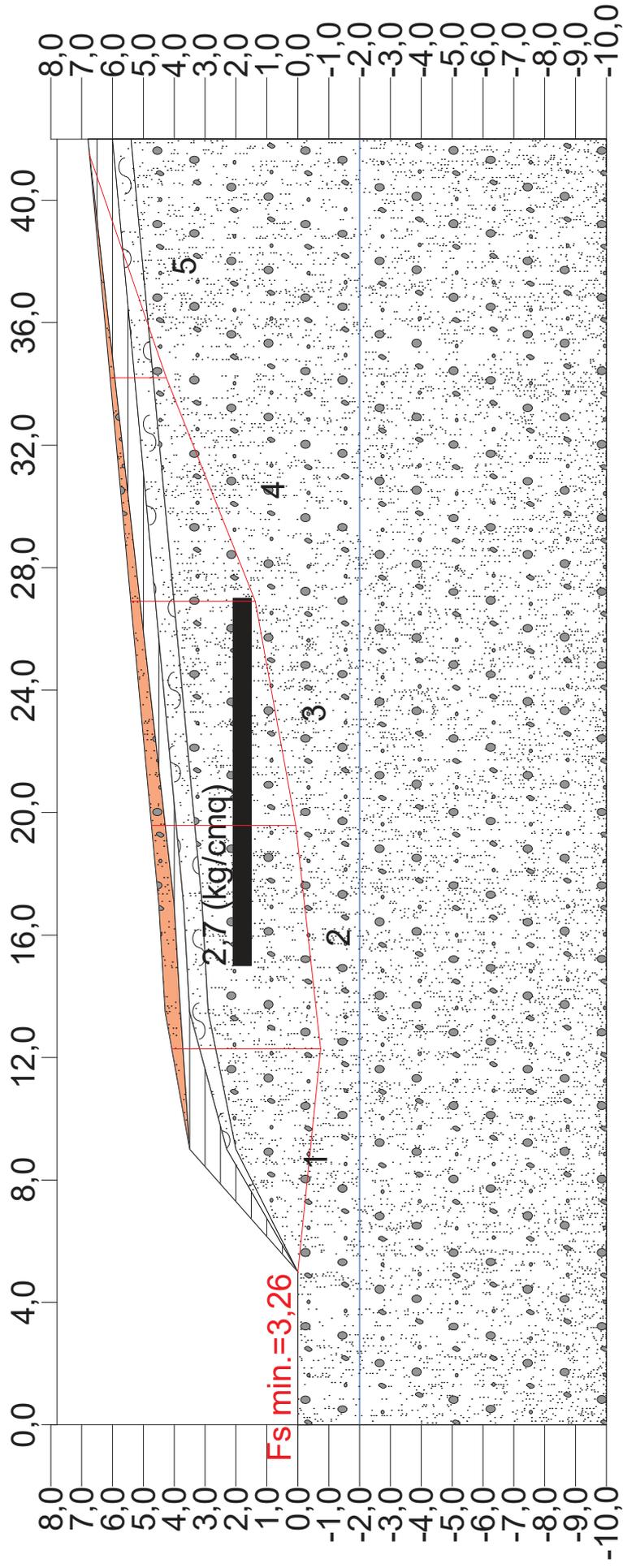
Accelerazione sismica orizzontale (g):..... 0,26

Coefficiente beta.....:0,5

Accelerazione sismica verticale (g):..... 0,13

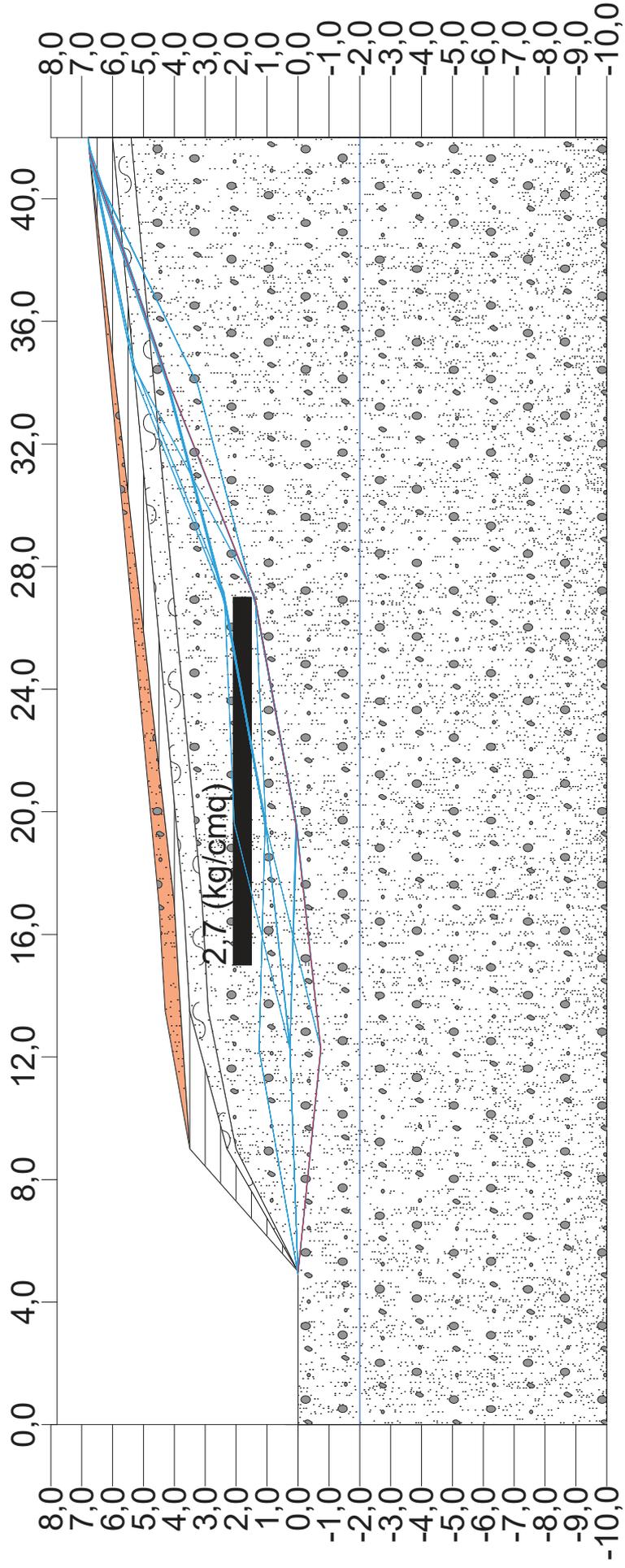
LEGENDA:

-  riporto
-  Argilla mediamente consistente
-  Limo e sabbia
-  Ghiaia e sabbia - morenico



LEGENDA:

-  riporto
-  Argilla mediamente consistente
-  Limo e sabbia
-  Ghiaia e sabbia - morenico



Committente: Sig. Gargano Salvatore

Località: Pirenei - Pozzolengo (BS)

Riferimenti: costruzione nuova abitazione

Data: settembre 2023

Analisi di stabilità: riepilogo generale delle superfici verificate

Superf.	Fs minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghz za m	Inclina zione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm du)
1	4,407	Fellenius	1	4,901	0	7,43	9,8	10,301	19048,3	0	0	0	35	0
			2	12,228	1,262	7,33	-1,6	23,796	43371,52	0	122905,1	-3536,28	35	0
			3	19,554	1,051	7,45	10,3	24,59	44800,15	0	194632,2	35310,42	35	0
			4	26,88	2,38	7,88	21,5	14,07	26337,95	0	3008,83	1187,29	35	0
			5	34,206	5,271	7,48	11,5	2,974	5861,02	0	0	0	35	0
				4,901	0									
1	4,385	Bishop semplificato	1	12,228	1,262	7,43	9,8	10,301	19048,3	0	0	0	35	0
			2	19,554	1,051	7,33	-1,6	23,796	43371,52	0	122905,1	-3536,28	35	0
			3	26,88	2,38	7,45	10,3	24,59	44800,15	0	194632,2	35310,42	35	0
			4	34,206	5,271	7,88	21,5	14,07	26337,95	0	3008,83	1187,29	35	0
			5	41,533	6,757	7,48	11,5	2,974	5861,02	0	0	0	35	0
1	4,327	Janbu semplificato	1	4,901	0	7,43	9,8	10,301	19048,3	0	0	0	35	0
			2	12,228	1,262	7,33	-1,6	23,796	43371,52	0	122905,1	-3536,28	35	0
			3	19,554	1,051	7,45	10,3	24,59	44800,15	0	194632,2	35310,42	35	0
			4	26,88	2,38	7,88	21,5	14,07	26337,95	0	3008,83	1187,29	35	0
			5	34,206	5,271	7,48	11,5	2,974	5861,02	0	0	0	35	0
2	3,818	Fellenius	1	12,257	-0,739	7,34	-5,8	17,581	32479,33	0	0	0	35	0
			2	19,555	1,05	7,51	13,8	31,031	56711,07	0	119458,1	29267,75	35	0
			3	26,854	1,377	7,31	2,6	28,154	51383,02	0	196867,4	8834,99	35	0
			4	34,153	4,266	7,85	21,6	21,318	39595,57	0	3666,39	1451,16	35	0
			5	41,451	6,75	7,71	18,8	6,613	12444,33	0	0	0	26	0,2
2	3,798	Bishop semplificato	1	12,257	-0,739	7,34	-5,8	17,581	32479,33	0	0	0	35	0
			2	19,555	1,05	7,51	13,8	31,031	56711,07	0	119458,1	29267,75	35	0
			3	26,854	1,377	7,31	2,6	28,154	51383,02	0	196867,4	8834,99	35	0
			4	34,153	4,266	7,85	21,6	21,318	39595,57	0	3666,39	1451,16	35	0
			5	41,451	6,75	7,71	18,8	6,613	12444,33	0	0	0	26	0,2
2	3,739	Janbu semplificato	1	12,257	-0,739	7,34	-5,8	17,581	32479,33	0	0	0	35	0
			2	19,555	1,05	7,51	13,8	31,031	56711,07	0	119458,1	29267,75	35	0
			3	26,854	1,377	7,31	2,6	28,154	51383,02	0	196867,4	8834,99	35	0
			4	34,153	4,266	7,85	21,6	21,318	39595,57	0	3666,39	1451,16	35	0
			5	41,451	6,75	7,71	18,8	6,613	12444,33	0	0	0	26	0,2

Pasini Paolo geologo

Teatrino n. 6-Sarginesco di Castellucchio (MN)-3478374658

Superf.	Fs minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghez za m	Inclina zione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm du (m)
3	4,046	Fellenius	1	12,26	0,262	7,36	2	14,035	25920,11	0	0	0	35	0
			2	19,613	2,053	7,57	13,7	23,915	43531,07	0	121015,7	29471,85	35	0
			3	26,966	2,385	7,36	2,6	21,028	38089,69	0	198335,2	8948,25	35	0
			4	34,32	4,279	7,59	14,4	17,817	33015,95	0	881,4	227,09	35	0
			5	41,673	6,77	7,76	18,7	6,67	12537,25	0	0	0	26	0,2
3	3,999	Bishop semplificato	1	12,26	0,262	7,36	2	14,035	25920,11	0	0	0	35	0
			2	19,613	2,053	7,57	13,7	23,915	43531,07	0	121015,7	29471,85	35	0
			3	26,966	2,385	7,36	2,6	21,028	38089,69	0	198335,2	8948,25	35	0
			4	34,32	4,279	7,59	14,4	17,817	33015,95	0	881,4	227,09	35	0
			5	41,673	6,77	7,76	18,7	6,67	12537,25	0	0	0	26	0,2
3	3,963	Janbu semplificato	1	12,26	0,262	7,36	2	14,035	25920,11	0	0	0	35	0
			2	19,613	2,053	7,57	13,7	23,915	43531,07	0	121015,7	29471,85	35	0
			3	26,966	2,385	7,36	2,6	21,028	38089,69	0	198335,2	8948,25	35	0
			4	34,32	4,279	7,59	14,4	17,817	33015,95	0	881,4	227,09	35	0
			5	41,673	6,77	7,76	18,7	6,67	12537,25	0	0	0	26	0,2
4	4,229	Fellenius	1	12,295	0,263	7,39	2	14,117	26034,19	0	0	0	35	0
			2	19,681	0,056	7,39	-1,6	31,441	57386	0	126332,8	-3546,84	35	0
			3	27,066	1,39	7,51	10,2	32,227	58752,33	0	194466,7	35146,96	35	0
			4	34,452	5,289	8,35	27,8	17,918	33308,99	0	0	0	35	0
			5	41,838	6,785	7,54	11,4	3,015	5908,47	0	0	0	35	0
4	4,236	Bishop semplificato	1	12,295	0,263	7,39	2	14,117	26034,19	0	0	0	35	0
			2	19,681	0,056	7,39	-1,6	31,441	57386	0	126332,8	-3546,84	35	0
			3	27,066	1,39	7,51	10,2	32,227	58752,33	0	194466,7	35146,96	35	0
			4	34,452	5,289	8,35	27,8	17,918	33308,99	0	0	0	35	0
			5	41,838	6,785	7,54	11,4	3,015	5908,47	0	0	0	35	0
4	4,132	Janbu semplificato	1	12,295	0,263	7,39	2	14,117	26034,19	0	0	0	35	0
			2	19,681	0,056	7,39	-1,6	31,441	57386	0	126332,8	-3546,84	35	0
			3	27,066	1,39	7,51	10,2	32,227	58752,33	0	194466,7	35146,96	35	0
			4	34,452	5,289	8,35	27,8	17,918	33308,99	0	0	0	35	0
			5	41,838	6,785	7,54	11,4	3,015	5908,47	0	0	0	35	0
5	3,435	Fellenius	1	12,295	0,263	7,39	2	14,117	26034,19	0	0	0	35	0
			2	19,681	0,056	7,39	-1,6	31,441	57386	0	126332,8	-3546,84	35	0
			3	27,066	1,39	7,51	10,2	32,227	58752,33	0	194466,7	35146,96	35	0
			4	34,452	5,289	8,35	27,8	17,918	33308,99	0	0	0	35	0
			5	41,838	6,785	7,54	11,4	3,015	5908,47	0	0	0	35	0

Pasini Paolo geologo

Teatrino n. 6-Sarginesco di Castellucchio (MN)-3478374658

Superf.	Fs minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghez za m	Inclina zione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm du (m)		
5	3,365	Bishop semplificato	1	12,232	0,261	7,27	2,1	13,851	25604,58	0	0	0	0	35	0	
			2	19,495	1,047	7,31	6,2	27,225	49792,76	0	120667,9	13062,96	0	0	35	0
			3	26,759	2,372	7,38	10,3	24,365	44490,24	0	192939,0	35180,06	0	0	35	0
			4	34,023	4,256	7,5	14,5	17,565	32505,11	0	6298,29	1634,11	0	0	35	0
			5	41,286	6,734	7,67	18,8	6,574	12203,03	0	0	0	0	0	35	0
5	3,353	Janbu semplificato	1	4,968	0	7,27	2,1	13,851	25604,58	0	0	0	0	35	0	
			2	12,232	0,261	7,27	6,2	27,225	49792,76	0	120667,9	13062,96	0	0	35	0
			3	19,495	1,047	7,31	10,3	24,365	44490,24	0	192939,0	35180,06	0	0	35	0
			4	26,759	2,372	7,38	14,5	17,565	32505,11	0	6298,29	1634,11	0	0	35	0
			5	34,023	4,256	7,5	18,8	6,574	12203,03	0	0	0	0	0	35	0
6	4,537	Fellenius	1	12,232	0,261	7,27	2,1	13,851	25604,58	0	0	0	0	35	0	
			2	19,495	1,047	7,31	6,2	27,225	49792,76	0	120667,9	13062,96	0	0	35	0
			3	26,759	2,372	7,38	10,3	24,365	44490,24	0	192939,0	35180,06	0	0	35	0
			4	34,023	4,256	7,5	14,5	17,565	32505,11	0	6298,29	1634,11	0	0	35	0
			5	41,286	6,734	7,67	18,8	6,574	12203,03	0	0	0	0	0	35	0
6	4,504	Bishop semplificato	1	4,907	0	7,44	9,8	10,308	19052,18	0	0	0	0	35	0	
			2	12,235	1,262	7,33	-1,6	23,808	43380,37	0	123150,0	-3540,15	0	0	35	0
			3	19,563	1,051	7,45	10,3	24,6	44809,28	0	194672,0	35316,98	0	0	35	0
			4	26,891	2,381	7,57	14,5	17,74	32974,95	0	2855,83	737,09	0	0	35	0
			5	34,219	4,272	7,74	18,7	6,64	12493,85	0	0	0	0	0	26	0,2
6	4,47	Janbu semplificato	1	12,235	1,262	7,44	9,8	10,308	19052,18	0	0	0	0	35	0	
			2	19,563	1,051	7,33	-1,6	23,808	43380,37	0	123150,0	-3540,15	0	0	35	0
			3	26,891	2,381	7,45	10,3	24,6	44809,28	0	194672,0	35316,98	0	0	35	0
			4	34,219	4,272	7,57	14,5	17,74	32974,95	0	2855,83	737,09	0	0	35	0
			5	41,546	6,758	7,74	18,7	6,64	12493,85	0	0	0	0	0	26	0,2
7	4,035	Fellenius	1	4,912	0	7,27	2,1	13,81	25596,27	0	0	0	0	35	0	
			2	12,174	0,261	7,26	-1,7	30,794	56493,33	0	119694,2	-3533,48	0	0	35	0
			3	19,435	0,046	7,38	10,3	31,589	57909,29	0	192880	35149,15	0	0	35	0
			4	26,696	1,369	7,5	14,5	24,799	45928,06	0	7934,64	2057,45	0	0	35	0

Superf.	Fs minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghz za m	Inclina zione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm du (m)
7	4,021	Bishop semplificato	5	41,219 4,912	6,728 0	8,05 7,27	25,6 2,1	10,194 13,81	18915,82 25596,27	0	0	0	35	0
			1	12,174	0,261	7,26	-1,7	30,794	56493,33	0	119694,2	-3533,48	35	0
			2	19,435	0,046	7,38	10,3	31,589	57909,29	0	192880	35149,15	35	0
			3	26,696	1,369	7,5	14,5	24,799	45928,06	0	7934,64	2057,45	35	0
			4	33,958	3,252	8,05	25,6	10,194	18915,82	0	0	0	35	0
			5	41,219 4,912	0 0	7,27	2,1	13,81	25596,27	0	0	0	35	0
7	3,964	Janbu semplificato	1	12,174	0,261	7,26	-1,7	30,794	56493,33	0	119694,2	-3533,48	35	0
			2	19,435	0,046	7,38	10,3	31,589	57909,29	0	192880	35149,15	35	0
			3	26,696	1,369	7,5	14,5	24,799	45928,06	0	7934,64	2057,45	35	0
			4	33,958	3,252	8,05	25,6	10,194	18915,82	0	0	0	35	0
			5	41,219 4,968	6,728 0	7,41	2	14,204	26177,04	0	0	0	35	0
8	3,503	Fellenius	1	12,373	0,263	7,45	6,1	27,895	50836,03	0	128284,0	13761,07	35	0
			2	19,779	1,058	7,52	10,2	24,952	45356,27	0	191874,4	34660,93	35	0
			3	27,184	2,395	7,95	21,4	14,297	26436,21	0	0	0	35	0
			4	34,589	5,298	7,56	11,5	3,036	5738,95	0	0	0	35	0
			5	41,994 4,968	6,799 0	7,56	11,5	3,036	5738,95	0	0	0	35	0
8	3,441	Bishop semplificato	1	12,373	0,263	7,41	2	14,204	26177,04	0	0	0	35	0
			2	19,779	1,058	7,45	6,1	27,895	50836,03	0	128284,0	13761,07	35	0
			3	27,184	2,395	7,52	10,2	24,952	45356,27	0	191874,4	34660,93	35	0
			4	34,589	5,298	7,95	21,4	14,297	26436,21	0	0	0	35	0
			5	41,994 4,968	6,799 0	7,56	11,5	3,036	5738,95	0	0	0	35	0
8	3,42	Janbu semplificato	1	12,373	0,263	7,41	2	14,204	26177,04	0	0	0	35	0
			2	19,779	1,058	7,45	6,1	27,895	50836,03	0	128284,0	13761,07	35	0
			3	27,184	2,395	7,52	10,2	24,952	45356,27	0	191874,4	34660,93	35	0
			4	34,589	5,298	7,95	21,4	14,297	26436,21	0	0	0	35	0
			5	41,994 4,972	6,799 0	7,56	11,5	3,036	5738,95	0	0	0	35	0
9	3,336	Fellenius	1	12,278	-0,738	7,34	-5,8	17,614	32515,1	0	0	0	35	0
			2	19,585	0,05	7,35	6,2	34,739	63532,3	0	123080,7	13287,37	35	0
			3	26,892	1,379	7,43	10,3	31,852	58125,28	0	194100,2	35292,04	35	0
			4	34,199	4,269	7,86	21,6	21,351	39566,12	0	2716,69	1074,6	35	0
			5	41,505 4,972	6,754 0	7,72	18,8	6,624	12458,03	0	0	0	35	0
9	3,292	Bishop semplificato	1	12,278	-0,738	7,34	-5,8	17,614	32515,1	0	0	0	35	0
			2	19,585	0,05	7,35	6,2	34,739	63532,3	0	123080,7	13287,37	35	0

Pasini Paolo geologo

Teatrino n. 6-Sarginesco di Castellucchio (MN)-3478374658

Superf.	Fs minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghez za m	Inclina zione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm du (m)
9	3,261	Janbu semplificato	1 2 3 4 5	26,892 34,199 41,505 4,972 12,278	1,379 4,269 6,754 0 -0,738	7,43 7,86 7,72 7,34 7,35	10,3 21,6 18,8 -5,8 6,2	31,852 21,351 6,624 17,614 34,739	58125,28 39566,12 12458,03 32515,1 63532,3	0 0 0 0 0	194100,2 2716,69 0 0 123080,7	35292,04 1074,6 0 0 13287,37	35 35 35 35 35	0 0 0 0 0
10	3,422	Fellenius	1 2 3 4 5	4,926 12,177 19,427 26,678 33,929	0 -0,74 0,046 1,368 3,25	7,29 7,29 7,37 7,49 8,04	-5,8 6,2 10,3 14,5 25,6	17,417 34,376 31,541 24,761 10,178	32265,19 63116,5 57823,55 45860,07 18887,81	0 0 0 0 0	0 118846,6 192588,9 8413,41 0	0 12869,95 35127,83 2183,63 0	35 35 35 35 26	0 0 0 0 0,2
10	3,368	Bishop semplificato	1 2 3 4 5	12,177 19,427 26,678 33,929 41,179	-0,74 0,046 1,368 3,25 6,724	7,29 7,29 7,37 7,49 8,04	-5,8 6,2 10,3 14,5 25,6	17,417 34,376 31,541 24,761 10,178	32265,19 63116,5 57823,55 45860,07 18887,81	0 0 0 0 0	0 118846,6 192588,9 8413,41 0	0 12869,95 35127,83 2183,63 0	35 35 35 35 26	0 0 0 0 0,2
10	3,349	Janbu semplificato	1 2 3 4 5	4,926 12,177 19,427 26,678 33,929	0 -0,74 0,046 1,368 3,25	7,29 7,29 7,37 7,49 8,04	-5,8 6,2 10,3 14,5 25,6	17,417 34,376 31,541 24,761 10,178	32265,19 63116,5 57823,55 45860,07 18887,81	0 0 0 0 0	0 118846,6 192588,9 8413,41 0	0 12869,95 35127,83 2183,63 0	35 35 35 35 26	0 0 0 0 0,2