



COMUNE di GIOI

PROVINCIA DI SALERNO

PROGETTO ESECUTIVO

**Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile,
adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli
edifici pubblici in esso ubicati
"I STRALCIO FUNZIONALE"**

Data: Novembre 2021

Prot. n°:

Committente:

Amministrazione Comunale di Gioi

Progetto: RTP:

Capogruppo:

Ing. Pasquale Trotta

Mandanti:

Geom. Domenico Antonio De Marco

Dott. Arch. Filomena Papaleo

Dott. Geol. Emilio Vitale



Responsabile del procedimento:

Ing. Angelo Vertullo

Tavola:

Relazione geologica

Disegno n°:

2

Scala:

STUDIO GEOLOGICO

dr. Emilio Vitale

Via San Leo, 15 - Tel. Cell. 338.4190162

CAMPORA (Sa)

COMUNE DI GIOI (SA)

Frazione di Cardile

OGGETTO: *Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in esse ubicati*

RELAZIONE GEOLOGICA E DI COMPATIBILITÀ PSAI

Committente:

Amministrazione Comunale di Gioi

Agosto 2021

Il Tecnico:
dr. Emilio Vitale



INDICE

1.	PREMESSA	Pag. 3
2.	INQUADRAMENTO TERRITORIALE, E VINCOLI	Pag. 5
3.	INDAGINE GEOLOGICA E GEOTECNICA ESEGUITA	Pag. 6
4.	CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE	Pag. 7
	4.1 Caratteristiche Morfologiche	Pag. 7
	4.2 Caratteristiche Idrogeologiche	Pag. 8
5.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO STRUTTIRALE	Pag. 9
6.	SUCCESSIONE LITOSTRATIGRAFICA LOCALE DEI SITI INDAGATI	Pag. 12
7.	DESCRIZIONE DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	Pag. 14
8.	SONDAGGI SISMICI MASW E CALCOLO $V_{s,eq}$	Pag. 18
9.	PERICOLOSITÀ DI BASE E CARATTERIZZAZIONE DEI SITI	Pag. 20
	9.1 Definizione della Pericolosità Sismica di Base	Pag. 20
	9.2 Caratterizzazione dei siti dal punto di vista stratigrafico e topografico	Pag. 25
	9.3 Calcolo dello spettro di risposta elastico e Risposta di sito PGA	Pag. 27
10.	CARATTERIZZAZIONE DELLE ZONE INDAGATE E INTERVENTI STRUTTURALI	Pag. 29
11.	FONDAZIONI A PALI TRIVELLATI	Pag. 31
	11.1 Resistenza di progetto verticale e orizzontale	Pag. 31
	11.2 Costante di sottofondo verticale e orizzontale	Pag. 31
12.	COMPATIBILITÀ PSAI DEGLI INTERVENTI	Pag. 33
13.	CONCLUSIONI	Pag. 36

Allegati alla presente relazione:

- Corografie al 25.000 e al 5.000;
- Portanza Palo - Zona 1 e Zona 2
- Elaborazione Prove DPSH;
- Sondaggio Geognostico S2 eseguito per il PUC;
- Stratigrafia dei siti indagati (Zona 1 e Zona 2)
- Prove DPSH certificate;
- Corografia con ubicazione indagini al 2.000;
- Carte Pericolosità/Rischio Idraulico PSAI;
- Carte Pericolosità/Rischio da Frane PSAI.

Allegato singolo:

- Relazione Prospezioni sismiche MASW;

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione viene redatta ai sensi della seguente normativa:

- **D.M. 17/01/2018** – Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni» (NTC/2018);
- **Circolare n. 7 C.S.LL.PP. del 21/01/2019** “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018;
- **D.M. 14/01/2008** – Testo unitario “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC/2008);
- **Circolare n. 617 C.S.LL.PP. del 02/02/2009** “Istruzioni per l’applicazione della NTC di cui al D.M. 14/01/2008;
- **Delibera G.R.C. n. 5447 del 07/11/2002** “Aggiornamento della classificazione sismica dei comuni della Regione Campania”;
- **O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003** “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del Territorio Nazionale e di normativa tecnica per la costruzione in zone sismiche – Allegato A;
- **C.S.LL.PP.** “Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del Territorio Nazionale, allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;
- **D.M. 11.03.1988** – Norme tecniche riguardante le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **Eurocodice 8 (1998)** – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- **Eurocodice 7.1 (1997)** – Progettazione geotecnica – Parte I – UNI;
- **Eurocodice 7.2 (2002)** – Progettazione geotecnica – Parte II – Progettazione assistita da prove di laboratorio. UNI;
- **Eurocodice 7.3 (2002)** – Progettazione geotecnica – Parte III – Progettazione assistita con prove in sito. UNI
- **Piano Stralcio** per l’assetto idrogeologico dell’Autorità di Bacino Regionale Campania Sud ed Interregionale per il Bacino Idrografico del Fiume Sele (Norme vigenti di attuazione);
- **Leggi Regionali e Comunali** in materia di pianificazione urbanistica e di Vincolo Idrogeologico.

1. PREMESSA

Volontà dell'amministrazione di Gioi è quella di migliorare le condizioni statiche ed ambientali della frazione di Cardile, attraverso interventi di messa in sicurezza dell'abitato, e l'adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture pubbliche in esse ubicati.

A tal fine, il progetto de quo è mirato alla sistemazione di uno smottamento, che coinvolge la strada provinciale sul lato valle dell'abitato, contraddistinta come Zona 1, e all'ampliamento del tratto di carreggiata, contraddistinto come Zona 2, per l'accesso pedonale dall'area ovest all'abitato.

In particolare, nella Zona 1, un tratto della provinciale di circa 40 metri, è stato coinvolto dallo smottamento del rilevato stradale, non adeguatamente contenuto dalle opere murarie di sottoscarpa, che hanno generato un vistoso ribassamento della carreggiata, che rende precaria e difficoltosa la sua percorrenza, con prevedibile espansione verso monte, che potrebbe coinvolgere anche le strutture abitative ivi presenti.

Nella zona 2, invece, la carreggiata relativamente stretta, rende difficoltoso l'accesso all'abitato da parte dell'utenza pedonale, che è costretta a percorrere il tratto sulla sede di transito degli autoveicoli, con evidenti pericoli per la propria incolumità.

Il progetto, quindi, prevede la realizzazione di un'adeguata opera strutturale per il consolidamento e messa in sicurezza del tratto di provinciale interessato dallo smottamento nella Zona 1, e un'adeguata opera strutturale per la percorrenza pedonale nel tratto di provinciale contraddistinta come Zona 2.

Per la definizione delle effettive condizioni geomorfologiche e di fattibilità delle opere e, in particolare, per la caratterizzazione del fenomeno gravitativo nella Zona 1 e la caratterizzazione stratigrafica nella Zona 2, l'amministrazione comunale ha conferito allo scrivente Geologo Emilio Vitale, libero professionista con studio in Campora (SA) e regolarmente iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Campania al numero 1904, l'incarico di eseguire lo studio e le indagini geognostiche per la definizione di quanto sopra richiesto e, quindi, di redigere la presente relazione geologica e di compatibilità PSAI, finalizzata ad illustrare la fattibilità degli interventi e alla costruzione del modello geologico, sulla cui base potrà essere definito il successivo modello geotecnico e la caratterizzazione geotecnica dei terreni, ai fini dei calcoli fondali e strutturali.

Di conseguenza, come già detto, la presente relazione si prefigge lo scopo di illustrare la caratterizzazione e la modellazione geologica dei siti, con particolare riferimento alla ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e di pericolosità geologica delle aree dove sono previsti gli interventi; nonché le caratteristiche sismiche e i valori delle velocità equivalenti di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,eq}$) almeno sino oltre 33 m., in modo da fornire alle professionalità tecniche gli elementi di riferimento per l'inquadramento dei problemi geotecnici e per la definizione delle indagini geotecniche che, di concerto con il progettista e contestualmente alle indagini geologiche, sono state effettuate e descritte anche nel presente studio.

Gli interventi sono previsti su una strada provinciale, rientrante in rete viarie extraurbane del tipo C, di cui al D.M. 5 novembre 2001 n. 6792, non ricadenti in classe IV in quanto non appartenente ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia; pertanto sulla scorta del D.M. 17.01.2018, la classe d'uso è “**Classe III** – Coefficiente d'uso **$C_u = 1.5$** ” (NTC 2018 – par. 2.4.2), con vita nominale $V_n \geq 50$ anni e periodo di riferimento $V_r = 75$ anni, ricadente in Zona 2 (classe di sismicità $S = 9$ – Categoria II), qual è il territorio di Gioi.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE E VINCOLI

In riferimento alla cartografia ufficiale, l'abitato di Cardile su cui sono previsti gli interventi, rientra nel Foglio 503 Sez. II – Vallo della Lucania - della Carta I.G.M. d'Italia in scala al 25.000 e nell'elemento n. 503112 della Carta Tecnica Numerica Regionale in scala al 5.000 (Corografie al 25.000 e al 5.000).

Dette aree, inoltre, rientrano nel Parco Nazionale del Cilento e Vallo di Diano, e non sono sottoposte a vincolo idrogeologico ai sensi dell'art. 1 del Real Decreto del 30/12/23 n. 3267.

Dalla cartografia del P.S.A.I. (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico), dell'ex Autorità di Bacino Regionale Sinistra Sele (*ora Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale*), pubblicata nel 2012, con Testo Unico Coordinato delle Norme di Attuazione, adottato in via definitiva con Delibera C.I. n. 22 del 02/08/2016 e con avviso di adozione pubblicato sulla G.U.R.I. n. 190 del 16/08/2016, le Zone interessate dagli interventi:

- **Non rientrano in Pericolosità o Rischio idraulico o da alluvioni, e non rientrano in nessuna delle Classi di Rischio da Frane.**

In riferimento alla **Pericolosità da frane**, risulta che:

✦ **La Zona 1, rientra in**

- ***Pericolosità d'ambito da Frana Pa1 – Moderato;***

mentre:

✦ **La Zona 2, rientra in**

- ***Pericolosità d'ambito da Frana Pa2 – Media;***

aree in cui, così come riportato al comma 2 dell'articolo 40 delle Norme di Attuazione del PSAI, *risulta la piena ammissibilità delle opere di progetto*, previo studio geologico di dettaglio, qual è il presente, atto a dimostrare che gli interventi da realizzare non alterino l'equilibrio idrogeologico delle aree interessate e dell'ambito geomorfologico di riferimento, così come sarà illustrato nello specifico paragrafo di compatibilità PSAI.

3. INDAGINE GEOLOGICA E GEOTECNICA ESEGUITA

Per ottemperare all'incarico ricevuto, è stato effettuato il rilevamento geologico e geomorfologico di dettaglio delle aree oggetto degli interventi e di quelle limitrofe, nonché la ricerca bibliografica di studi, lavori, analisi e prove di laboratorio sui terreni prevalenti nelle zone ed effettuate nelle vicinanze per la redazione del PUC o nell'ambito del territorio comunale.

Sulla scorta dei dati sopra acquisiti, in riferimento alla tipologia degli interventi, e di concerto con il progettista, sono state definite le indagini dirette ed indirette per l'investigazione del sottosuolo, opportunamente confrontate con quelle effettuate per la redazione del PUC, che, nel presente studio, sono state utilizzate sia per la ricostruzione dei modelli geologici, sia per la caratterizzazione dei terreni ai fini dei modelli geotecnici delle Zone indagate.

Dette indagini, eseguite nelle due aree denominate **Zona 1 e Zona 2**, sono consistite in:

- **N. 5 prove penetrometriche dinamiche DPSH** (contraddistinte con **DPSH-1-2-3-4** nella **Zona 1**, e **DPSH-5** nella **Zona 2**, con passo da 20 cm e massa battente da 63.5 Kg, aventi lo scopo di definire la situazione stratigrafica; nonché la caratterizzazione intrinseca e geotecnica dei terreni individuati da comparare con il sondaggio geognostico effettuato nell'area viciniori, per la redazione del PUC, come ubicato nella planimetria delle indagini;
- **N. 2 sondaggi sismici con metodologia MASW**, (contraddistinti con **Masw-1** nella **Zona 1** e **Masw-2** nella **Zona 2**, atti a valutare e definire l'addensamento e profondità degli strati superficiali e del substrato; nonché gli strati sismici e le onde $V_{s,eq}$ sino a 33.30 m. circa, sia per la caratterizzazione dei siti, sia per la definizione della successione stratigrafica oltre la profondità raggiunta con le prove DPSH;

Le prove penetrometriche dinamiche DPSH sono state eseguita dalla Geosevi S.a.s., con sede legale in Fisciano (Sa), come dagli elaborati riportati in allegato.

I sondaggi sismici MASW sono stati effettuati dallo scrivente dr. Emilio Vitale, regolarmente abilitato ed iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Campania al n. 1904.

L'attrezzatura utilizzata per le prove penetrometriche dinamiche è il DPSH della marca GEO DEEP DRILLi; per i sondaggi sismici è stato utilizzato il sismografo M.A.E. A6000-S 24bit 24 canali; p.

Le indagini in sito sono state eseguite nel periodo compreso tra lo 03/05/2021 e il 12/05/2021.

4. CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE

4.1 - Caratteristiche morfologiche

L'abitato di Cardile e le aree d'intervento, si sviluppano sul versante Orientale di M. Vesalo, occupando la fascia collinare intermedia, con quote variabili dai 470 ai 510 m. S.l.m.; ricadono nel bacino idrografico del torrente Fiumicello, in sinistra orografica, il quale costituisce la base dell'ambito geomorfologico significativo dell'abitato e delle aree d'intervento, e nel quale confluiscono i rivoli e i ruscelli che solcano il versante.

L'ossatura collinare è a carattere pseudo roccioso, in quanto costituito dalle arenarie di Pollica delle Unità Tettoniche del Gruppo del Cilento, ricoperta in varia misura, e soprattutto nelle zone vallive ed incise, da depositi colluviali limo argillosi che, nelle aree più acclivi a pendenze maggiori del 25%, possono essere soggette a varie fenomenologie gravitative, del tipo complesso o roto-traslative, evolventi a fenomenologie di colamento nella parte basale del versante, dove si riscontra una maggiore presenza della componente argillosa.

Fenomeni di creep e soliflussi si rilevano anche a pendenze inferiori al 25%, spesso a ridosso delle fenomenologie più profonde, dove coinvolgono essenzialmente la copertura agraria, con stato evolutivo da attivo a parzialmente attivo, per l'inadeguatezza o mancanza di opere di regimentazione delle acque infiltrate o ruscellanti.

Nella Zona 2, le arenarie sono in più punti in affioramento, soprattutto a monte della strada, assumendo un aspetto massiccio e compatto, tale da non evidenziare particolari fenomenologie gravitative, nonostante l'acclività del versante.

Nella Zona 1, invece, le arenarie sono sottoposte a materiale di riporto stradale, non adeguatamente contenuto dalle opere murarie di valle; per cui, anche se il versante non evidenzia particolari fenomenologie gravitative, il tratto di strada in esame, per circa 40 metri, è stato soggetto allo smottamento del rilevato, a seguito delle continue infiltrazioni idriche mal regimentate lungo la sede viaria, che hanno generato un vistoso ribassamento della carreggiata e il parziale slittamento dei muri di sottoscarpa.

Pertanto in questo tratto di strada risulta del tutto necessaria un'opera strutturale profonda di stabilizzazione del rilevato e di messa in sicurezza della sede viaria.

4.2 - Caratteristiche idrogeologiche

Le caratteristiche idrogeologiche superficiali del territorio in esame sono anch'esse legate alla natura litologica e strutturale dei terreni presenti; là dove affiorano litotipi prevalentemente impermeabili o scarsamente permeabili, quali le torbiditi arenaceo pelitiche e le argilliti fogliate della formazione del Saraceno, si osserva una spiccata rete idrografica, costituita da rivoli e ruscelli, con disposizione a ventaglio, che confluiscono nel Torrente Fiumicello alla base del versante.

Nei terreni pseudo litoidi, quali le arenarie di Pollica e di S. Mauro, che costituiscono l'ossatura del versante, la rete idrografica si sviluppa lungo linee di faglie e fratture preesistenti sempre in direzione del torrente Fiumicello.

Le formazioni rilevate sul versante, per le loro caratteristiche litologiche, sono prive di falde di particolare interesse economico; tuttavia l'alternanza di strati di strati arenacei a strati di peliti e argilliti, unitamente allo stato di fratturazione, possono dar luogo a livelli permeabili di limitato spessore, che alimentano venute d'acqua lungo il versante e soprattutto alla base dello stesso, le quali sono di limitata portata ed essenzialmente funzione degli eventi pluviali.

Per quanto riguarda le aree d'intervento, dette aree non sono direttamente interessate da significativi elementi idrogeologici superficiali, e le acque pluviali defluiscono verso valle, in direzione Sud-Ovest, lungo le canalizzazioni e le sistemazioni attualmente presenti lungo il tracciato che saranno sicuramente migliorate con gli interventi di progetto, soprattutto nella Zona 1, dove alla stato attuale non è presente una adeguata regimentazione delle acque superficiali ed epicorticali.

Del resto, le caratteristiche litologiche delle formazioni presenti, escludono l'evenienza di fenomeni di liquefazione spontanea, anche in presenza di falda, in quanto trattasi di litotipi a grossa pezzatura o argillosi, che non rientrano nella fascia dei terreni liquefacibili.

5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO STRUTTURALE

Le principali strutture tettoniche responsabili dell'assetto litostratigrafico del territorio comunale di Gioi e della frazione di Cardile, sono costituite dalle successioni terrigene sin-orogeniche (unità di Castel Nuovo Cilento e Nord- Calabresi), derivanti da domini bacinali interni di aree oceaniche e/o di crosta assottigliata, sovrascorse sulle successioni di piattaforma delle unità calcaree dei monti Alburni-Cervati-Pollino, nelle fasi tettoniche del tortoniano superiore.

La litologia dominante, l'accavallamento ed il sollevamento della dorsale carbonatica, hanno determinato nelle formazioni sin-orogeniche uno stilo tettonico a pieghe strette e/o isoclinali coricate, intersecate, in varia misura, da faglie estensionali, che caratterizzano il paesaggio del territorio.

Nelle fasi tardo orogeniche, prima del sollevamento della catena, sia sulle formazioni sin-orogeniche, sia su quelle di piattaforma si sono depositate le formazioni torbiditiche del "Gruppo del Cilento", costituite dalle formazioni di S. Mauro, Albidona e di Pollica, maggiormente presenti nel territorio in esame, la quale costituisce il substrato relativo delle zone d'intervento

A loro volta, le successioni sin-orogeniche e quelle tardo-orogeniche sono state ricoperte in varia misura da depositi continentali e di transizione del quaternario, per lo più detritici, che hanno completato l'assetto attuale del territorio comunale.

In particolare, nella fascia di territorio in cui si sviluppa la frazione di Cardile e dove ricadono le zone oggetto d'intervento, le unità geologico strutturali prevalenti sono:

- **Unità Nord-Calabresi - Formazione del Saraceno;**
- **Gruppo del Cilento – Formazione di S. Mauro e di Pollica;**
- **Depositi detritici continentali e di transizione del quaternario.**

• **Unità Nord-Calabresi**

Questa unità, nella visione attuale, risulta costituita da tre litofacies, corrispondenti alle seguenti formazioni geometricamente sovrapposte:

- ✓ *Formazione delle Crete Nere*, alla base;
- ✓ *Formazione del Saraceno*, nella posizione intermedia;
- ✓ *Arenarie di Cannicchio*, al tetto.

Sul versante in esame, è prevalente la:

✓ **Formazione del “Saraceno”**,

di età compresa tra l'oligocene e il miocene, la quale risulta costituita da *“Torbiditi arenaceo pelitiche e calcareo marnose, in strati da medi a spessi, a litologia arenacea e calcareo marnose grigie, con intervalli di argilliti fogliate e siltiti grigio azzurre e/o verdastre”*.

Il limite inferiore è costituito dalla formazione delle crete nere; mentre al tetto passa gradualmente alle arenarie di Cannicchio, non rilevate sul versante in esame.

Nel complesso la formazione presenta una fratturazione pervasiva, con pieghe strette e disarmoniche, e strati molto deformati che la rende particolarmente soggetta a fenomeni roto-traslativi superficiali e profondi nelle aree più acclivi o in corrispondenza di tagli del versante.

• ***Gruppo del Cilento***

Appartengono a questo gruppo le *Formazioni di Pollica, S. Mauro e di Albidona o del Torrente Bruca*, in posizione geometricamente sovrapposte.

Nel territorio in esame, e in particolare sul versante in studio, prevalgono le formazioni di S. Mauro e di Pollica.

- ✓ **La Formazione di S. Mauro**, di età compresa tra il langhiano e il tortoniano inferiore, risulta costituita da *torbiditi arenaceo pelitiche e calcareniti marnose*, con frequenti intervalli conglomeratici, in strati da sottili a molto spessi, talora lenticolari, alternati ad areniti da medie a fini e da peliti marnose grigio verdastre o grigio chiare, con limite inferiore sulla formazione di Pollica, prevalentemente in corrispondenza dei livelli marnosi. La formazione affiora nella fascia nord occidentale del territorio, ed è prevalente nell'abitato di Gioi.

- ✓ **Formazione di Pollica**, del langhiano, risulta anch'essa costituita da *torbiditi arenaceo pelitiche, con arenarie arcosiche litiche da medie a fini, e talora grossolane*, con livelli di peliti siltose grigio verdastri in strati da sottili a spessi ed alcuni intervalli di conglomerati poligenici. Il limite superiore è con la formazione di S. Mauro, in contatto stratigrafico, mentre il limite inferiore è generalmente con la formazione del Saraceno, in contatto discontinuo ed erosivo. La formazione di Pollica è quella prevalente nell'abitato di Cardile ed è quella rilevata nelle due zone d'intervento, dove costituisce il substrato relativo.

• ***Depositi continentali e di transizione del quaternario.***

Rientrano in questo gruppo i depositi di origine sedimentaria continentali e marini, nonché quelli vulcanici, che ricoprono le unità tettoniche precedentemente descritte.

In essi sono compresi i depositi di spiaggia e delle dune costiere, i depositi alluvionali dei corsi d'acqua, i depositi lacustri e palustri, le coperture detritiche e di conoide, i depositi di cavità carsiche ed eluvio colluviali di origine gravitativa.

Nella fascia di territorio in esame sono presenti essenzialmente i:

✓ ***Depositi Gravitativi da Frana - (Pleistocene - Olocene)***

Trattasi di depositi eterometrici ed eterogenei, a struttura caotica, con pezzame litoide del substrato, in matrice argillosa siltosa e/o limo argillosa, derivanti dalla degradazione del substrato e accumulatosi per effetto di movimenti gravitativi da profondi e mediamente profondi, nonché di movimenti superficiali della coltre agraria ed eluvio colluviale, che possono essere suddivisi in:

- Creep e soliflussi, e in
- Depositi di frana quiescente e/o in evoluzione;
- *Creep e soliflussi (Olocene Attuale):*

Ad essi vengono attribuiti movimenti gravitativi superficiali della coltre agraria eluvio colluviale destrutturata, a litologia limo argillosa sabbiosa, con pezzame poligenico, soggetti a deformazioni lente e diffuse, che non coinvolgono il substrato, ma che vengono accentuati dagli eventi meteorici stagionali e bonificabili mediante interventi di regimentazione delle acque.

○ *Depositi di Frana Quiescente e/o in evoluzione (Olocene):*

Ad essi vengono attribuiti accumuli gravitativi dell'olocene, costituiti da *depositi eterometrici ed eterogenei, a struttura caotica, con pezzame litoide del substrato, in matrice argillosa limosa e/o argillosa siltosa*, i quali presentano indizi morfometrici e morfologici tipici di movimenti gravitativi quiescenti, ma con possibilità di riattivazione in caso di eventi meteorici estremi, sismici e/o di alterazione dei versanti.

A questi ultimi sono attribuibili i fenomeni gravitativi che coinvolgono prevalentemente la parte basale del versante, a valle delle zone d'intervento, su un substrato pelitico arenaceo, in parte della formazione di Pollica, ma maggiormente appartenente alla formazione del Saraceno, dove prevalgono le intercalazioni delle argilliti fogliate.

6. SUCCESSIONE LITOSTRATIGRAFICA LOCALE DEI SITI INDAGATI

Come descritto nel paragrafo precedente, la formazione rilevata nelle aree d'intervento appartiene al gruppo del Cilento, ed è attribuibile alle “*Arenarie di Pollica*”, costituite da strati e bacnchi di arenarie pelitiche arcosiche litiche, a grana medio fine, alternate a peliti e argilliti siltose grigio verdastre, con intervalli conglomeratici.

La formazione arenacea, per lo più ricoperta da una coltre limo argillosa sabbiosa di alterazione, con affioramenti ben visibili sulla scarpata a monte della zona 2; nella zona 1, invece, le arenarie sono completamente sepolte da riporto stradale, costituente il rilevato, che è stato soggetto a smottamento.

In particolare, come appena detto, le aree indagate sono state contraddistinte come **Zona 1** e **Zona 2**, per le quali, sulla base delle prove DPSH e dei sondaggi sismici Masw, è stato possibile definire i rispettivi modelli geologici del sottosuolo e le seguenti condizioni stratigrafiche a partire dal piano stradale attuale, opportunamente correlati con i dati del sondaggio geognostico effettuato nell'area vicinaria, come ubicato nella planimetria delle indagini:

Zona n. 1 – Tratto di strada dove è stata eseguita la Masw n. 1 e le DPSH 1 – 2 – 3 - 4



Stratigrafia: (media tra le DPSH e la Masw)

**da 0.00 m. a 0.60 m. – Strato di asfalto e breccie di pavimentazione stradale;
(strato instabile)**

$$V_s(\text{Medio}) = 242 \text{ m/s}$$

**da 0.60 m. a 5.40 m. – Riporto limo argilloso destrutturato, con pezzame litoide eterometrico;
(strato instabile)**

$$V_s(\text{medio}) = 242 \text{ m/s}$$

da 5.40 m. a 10.90 m. – Strati e banchi di arenarie arcosiche litiche a media fratturazione, con livelli di argilliti grigio verdastre;

$$V_s(\text{medio}) = 437 \text{ m/s}$$

da 10.90 m. a 33.00 m. – Strati e banchi di arenarie arcosiche litiche compatte;

$$V_s(\text{medio}) \geq 542 \text{ m/s}$$

Zona n. 2 – Tratto di strada dove è stata eseguita la Masw n. 2 e la DPSH 5



Stratigrafia: (media tra la DPSH e la Masw)

da 0.00 m. a 3.00 m. – Riporto limo argilloso, con pezzame litoide eterometrico, ricoperto dalla pavimentazione stradale per circa 40 cm.;

$$V_s(\text{Medio}) = 203 \text{ m/s}$$

da 3.00 m. a 4.60 m. – Strati molto fratturati di arenarie arcose litiche, con argilliti grigiastre;

$$V_s(\text{medio}) = 346 \text{ m/s}$$

da 4.60 m. a 7.70 m. – Strati e banchi di arenarie arcose litiche a media fratturazione, con livelli di argilliti grigio verdastre;

$$V_s(\text{medio}) = 437 \text{ m/s}$$

da 7.70 m. a 33.30 m. – Strati e banchi di arenarie arcose litiche compatte;

$$V_s(\text{medio}) \geq 767 \text{ m/s}$$

In entrambe le zone non sono state rilevate falde significative.

7. DESCRIZIONE DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica dei terreni individuati nel modello geologico, viene dedotta dall'interpretazione dei risultati delle prove in sito e di laboratorio, a seguito di una attenta analisi e valutazione effettuata con il progettista, secondo quanto segue:

- Per tutti gli strati individuati nell'indagine, vengono utilizzati i dati delle prove penetrometriche DPSH, rapportati ai valori normalizzati di una prova SPT e le relative correlazioni, considerando per ogni strato i valori della media, per escludere il contributo di eventuali colpi anomali.
- La coesione non drenata ed il modulo edometrico vengono definiti assumendo i dati più deficitari e significativi dell'elaborazione delle prove penetrometriche DPSH, mentre per il modulo elastico (Young) si assume cautelativamente lo stesso valore del modulo edometrico, riferito ad intervalli di pressione tra 1.00 e 2.00 Kg/cmq;
- Nelle prove DPSH, la coesione c' in condizioni drenate, pur presente nei litotipi terrigeni, viene valutata in maniera cautelativa considerando 1/10 della corrispettiva coesione non drenata;
- Il coefficiente di Poisson viene valutato considerando i dati delle prove DPSH;

Pertanto, in riferimento a ciascuna Zona indagata e alle rispettive situazioni stratigrafiche, che si ripetono per maggiore chiarezza, risulta la seguente caratterizzazione fisico – meccanica dei terreni individuati:

Zona n. 1 – Tratto di strada dove è stata eseguita la Masw n. 1 e le DPSH 1 – 2 – 3 - 4

 **Stratigrafia:** (media tra le DPSH e la Masw)

da 0.00 m. a 0.60 m. – Strato di asfalto e breccie di pavimentazione stradale;

(strato instabile)

$V_s(\text{Medio}) = 242 \text{ m/s}$

da 0.60 m. a 5.40 m. – Riporto limo argilloso destrutturato, con pezzame litoide eterometrico; (strato instabile)

$V_s(\text{medio}) = 242 \text{ m/s}$

da 5.40 m. a 10.90 m. – Strati e banchi di arenarie arcose litiche a media fratturazione, con livelli di argilliti grigio verdastre;

$V_s(\text{medio}) = 437 \text{ m/s}$

da 10.90 m. a 33.00 m. – Strati e banchi di arenarie arcose litiche compatte;

$V_s(\text{medio}) \geq 542 \text{ m/s}$



Caratterizzazione geotecnica: (elaborazione delle DPSH)

n. 4 Strati

- **Strato di asfalto e breccie di pavimentazione stradale:**

- (strato da 0.00 a 0.60 m.) -

(Spessore medio 0.60 m.) – Vs(Medio) = 242 m/s

Classificazione A.G.I.: Moderatamente addensato

Densità relativa.:54.71%

Peso di volume = 2.18 gr/cmc

Peso di volume saturo = 2.29 gr/cmc

Angolo di attrito = 26.9° - in condizioni drenate

Coesione = 0.09 Kg/cm² – in condizioni drenate

Coesione non drenata Cu = 0.92 Kg/cm²

Modulo edometrico Ed = 77.33 Kg/cm²

Modulo elastico (Young) = 77.33 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson = 0.306

- **Riporto limo argilloso destrutturato, con pezzame litoide eterometrico:**

- (strato da 0.60 a 5.40 m.) -

(Spessore medio 4.80 m.) – Vs(medio) = 242 m/s

Classificazione A.G.I.: da Sciolto a Poco addensato

Densità relativa.:15.55%

Peso di volume = 1.62 gr/cmc

Peso di volume saturo = 1.86 gr/cmc

Angolo di attrito = 20.86° - in condizioni drenate

Coesione = 0.012 Kg/cm² – in condizioni drenate

Coesione non drenata Cu = 0.123 Kg/cm²

Modulo edometrico Ed = 33.68 Kg/cm²

Modulo elastico (Young) = 33.68 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson = 0.350

- **Strati e banchi di arenarie arcosiche litiche a media fratturazione, con livelli di argilliti grigio verdastre:**

- (strato da 5.40 a 10.90 m.)

(Spessore medio 5.50 m.) – Vs(medio) = 437 m/s

Classificazione A.G.I.: Addensato

Densità relativa.:79.11%

Peso di volume = 2.50 gr/cmc

Peso di volume saturo = 2.50 gr/cmc

Angolo di attrito = 33.85° - in condizioni drenate

Coesione = 0.171 Kg/cm² – in condizioni drenate

Coesione non drenata Cu = 1.71 Kg/cm²

Modulo edometrico Ed = 127.03 Kg/cm²

Modulo elastico (Young) = 127.03 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson = 0.260

- **Strati e banchi di arenarie arcose litiche compatte:**

- (strato da 10.90 a 33.00 m.)

(Spessore almeno 22 m.) – $V_s(\text{medio}) \geq 542 \text{ m/s}$

Valori simili allo strato sovrastante

Classificazione A.G.I.: Molto Addensato

Densità relativa.: 80 - 90%

Peso di volume = 2.50 gr/cmc

Peso di volume saturo = 2.50 gr/cmc

Angolo di attrito = 35° - in condizioni drenate

Coesione = 0.20 Kg/cm² – in condizioni drenate

Coesione non drenata $C_u = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo edometrico $E_d = 130 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo elastico (Young) = 130 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson = 0.25

Zona n. 2 – Tratto di strada dove è stata eseguita la Masw n. 2 e la DPSH 5



Stratigrafia: (media tra la DPSH e la Masw)

da 0.00 m. a 3.00 m. – Riporto limo argilloso, con pezzame litoide eterometrico, ricoperto dalla pavimentazione stradale per circa 40 cm.;

$V_s(\text{Medio}) = 203 \text{ m/s}$

da 3.00 m. a 4.60 m. – Strati molto fratturati di arenarie arcose litiche, con argilliti grigiastre;

$V_s(\text{medio}) = 346 \text{ m/s}$

da 4.60 m. a 7.70 m. – Strati e banchi di arenarie arcose litiche a media fratturazione, con livelli di argilliti grigio verdastre;

$V_s(\text{medio}) = 437 \text{ m/s}$

da 7.70 m. a 33.30 m. – Strati e banchi di arenarie arcose litiche compatte;

$V_s(\text{medio}) \geq 767 \text{ m/s}$



Caratterizzazione geotecnica: (elaborazione della DPSH 5)

n. 4 Strati

- **Riporto limo argilloso con pezzame litoide eterometrico, ricoperto da pavimentazione stradale:**

(strato da 0.00 a 3.00 m.) -

(Spessore medio 3.00 m.) – $V_s(\text{Medio}) = 203 \text{ m/s}$

Classificazione A.G.I.: Poco addensato

Densità relativa.: 31.24%

Peso di volume = 1.94 gr/cmc

Peso di volume saturo = 2.13 gr/cmc

Angolo di attrito = 22.63° - in condizioni drenate

Coesione = 0.037 Kg/cm² – in condizioni drenate

Coesione non drenata $C_u = 0.37 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo edometrico $E_d = 46.40 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo elastico (Young) = 46.40 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson = 0.34

- **Strati molto fratturati di arenarie arcose litiche, con argilliti grigiastre:**

- (strato da 3.00 a 4.60 m.) –

(Spessore medio 1.60 m.) – $V_s(\text{medio}) = 346 \text{ m/s}$

Classificazione A.G.I.: Moderatamente addensato

Densità relativa.: 58.25%

Peso di volume = 2.12 gr/cmc

Peso di volume saturo = 2.23 gr/cmc

Angolo di attrito = 27.21° - in condizioni drenate

Coesione = 0.09 Kg/cm² – in condizioni drenate

Coesione non drenata $C_u = 0.96 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo edometrico $E_d = 79.31 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo elastico (Young) = 79.31 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson = 0.30

- **Strati e banchi di arenarie arcose litiche a media fratturazione, con livelli di argilliti grigio verdastre:**

- (strato da 4.60 a 7.70 m.)

(Spessore medio 3.10 m.) – $V_s(\text{medio}) = 437 \text{ m/s}$

Classificazione A.G.I.: Addensato

Densità relativa.: 79.67%

Peso di volume = 2.50 gr/cmc

Peso di volume saturo = 2.50 gr/cmc

Angolo di attrito = 34.05° - in condizioni drenate

Coesione = 0.173 Kg/cm² – in condizioni drenate

Coesione non drenata $C_u = 1.73 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo edometrico $E_d = 128.46 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo elastico (Young) = 128.46 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson = 0.260

- **Strati e banchi di arenarie arcose litiche compatte:**

- (strato da 7.70 a 33.30 m.)

(Spessore almeno 25.6 m.) – $V_s(\text{medio}) \geq 767 \text{ m/s}$

Valori simili allo strato sovrastante

Classificazione A.G.I.: Molto Addensato

Densità relativa.: 80 - 90%

Peso di volume = 2.50 gr/cmc

Peso di volume saturo = 2.50 gr/cmc

Angolo di attrito = 35° - in condizioni drenate

Coesione = 0.20 Kg/cm² – in condizioni drenate

Coesione non drenata $C_u = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo edometrico $E_d = 130 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo elastico (Young) = 130 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson = 0.25

8. SONDAGGI SISMICI MASW E CALCOLO $V_{s,eq}$

Entrambe le Masw sono state eseguite sulla sede stradale della provinciale; ovvero la Masw 1 nella Zona 1, sul lato valle della carreggiata interessata dallo smottamento, e la Masw 2 nella Zona 2, sempre sul lato valle della carreggiata da allargare, così come ubicate nella planimetria delle indagini.

Con la metodologia sismica Masw sono state indagate due verticali dello stendimento di 45.00 m., per la Masw 1 e di 32,50 m. per la Masw 2, in modo da costruire il profilo sismico e stratigrafico delle aree indagate, per una profondità d'investigazione variabile dai 33.00 m. ai 33.30 m.

I dettagli della metodologia e dei diagrammi vengono descritti e riportati nell'allegata relazione, così come anche i dettagli dei risultati, riassunti nelle sottostanti tabelle:

Masw 1

<i>Sismostrato</i>	<i>Profondità (m)</i>	<i>V_s (m/s) acquisizione n.1</i>	<i>V_s (m/s) acquisizione n.2</i>	<i>V_s (m/s) Medio</i>
S1	0.0 – 5.1	240	243	242
S2	5.1 – 10.9	440	434	437
S3	10.9 – 15.0	545	540	542
S4	15.0 – 20.1	680	686	683
S5	20.1– 33.0	784	797	791

Per la Masw n. 1, può essere sintetizzata nella seguente stratigrafia sismica:

da 0.00 m. a 5.10 m.: $V_s(\text{medio}) = 242$ m/sec – **Strato allentato**, corrispondente allo strato instabile di riporto stradale ricoperto da breccie ed asfalto.

da 5.10 m. a 10.90 m.: $V_s(\text{medio}) = 437$ m/sec – **Strato moderatamente compatto**, corrispondente a strati di arenaria mediamente fratturate

da 10.90 m. a 33.00 m.: $V_s(\text{medio}) \geq 542$ m/sec – **Strato da mediamente compatto a compatto**, attribuibile a strati e banchi di arenarie compatte.

Masw 2

<i>Sismostrato</i>	<i>Profondità (m)</i>	<i>V_s (m/s) acquisizione n.1</i>	<i>V_s (m/s) acquisizione n.2</i>	<i>V_s (m/s) Medio</i>
S1	0.0 – 1.3	151	152	151
S2	1.3 – 3.0	252	253	253
S3	3.0 – 5.1	346	346	346
S4	5.1 – 7.7	437	436	437
S5	7.7 – 26.6	767	767	767
S9	26.6 – 33.3	950	949	949

Per la Masw n. 2, può essere sintetizzata nella seguente stratigrafia sismica:

da 0.00 m. a 3.00 m.: $V_s(\text{medio}) = 203 \text{ m/sec}$ – **Strato moderatamente allentato**, corrispondente al riporto limo argilloso, ricoperto da pavimentazione stradale;

da 3.00 m. a 5.10 m.: $V_s(\text{medio}) = 346 \text{ m/sec}$ – **Strato moderatamente compatto**, corrispondente a strati molto fratturati di arenarie arcosiche litiche;

da 5.10 m. a 7.70 m.: $V_s(\text{medio}) = 437 \text{ m/sec}$ – **Strato mediamente compatto**, attribuibile alle arenarie mediamente fratturate;

da 7.70 m. a 33.30 m.: $V_s(\text{medio}) \geq 767 \text{ m/sec}$ – **Strato compatto**, attribuibile ad arenarie compatte, con bed-rock a – 26.60 m.

9. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE E CARATTERIZZAZIONE DEI SITI

9.1 - DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Con la delibera della G.R.C. n. 5447 del 07/11/2002 “Aggiornamento della classificazione sismica dei comuni della Regione Campania” e dell’O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 – Allegato A, il territorio comunale di Gioi è stato classificato in Zona 2 (Classe di sismicità $S = 9$ – Categoria II), con accelerazione di picco orizzontale $a_g = 0.25g$ a cui bisognava fare riferimento per il sisma di progetto.

Con l’entrata in vigore prima del D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e la circolare esplicativa n. 617 del C.S.LL.PP. del 02/02/09 e, successivamente, del D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, vengono stabiliti in modo dettagliato i parametri della pericolosità sismica di base (a_g , F_o , T_o^*) a cui far riferimento per le “Azioni Sismiche di Progetto”.

Tali parametri dovranno essere calcolati in funzione delle coordinate geografiche del sito di costruzione e dovranno essere definite sia per gli Stati Limiti di Esercizio (SLO e SLD), sia per gli Stati Limiti Ultimi (SLV e SLD), che a loro volta sono funzione delle rispettive probabilità di superamento del Periodo di Riferimento per l’azione sismica (V_R), dipendente dalla vita Nominale e Classe d’Uso dell’opera ($V_R = V_N \times C_u$).

Nel caso specifico, le due zone indagate ubicate immediatamente a valle dell’abitato di Cardile, lungo la strada provinciale, hanno le seguenti coordinate geografiche:

Zona 1 - Latitudine: 40.270010° Longitudine: 15.243890°

Zona 2 - Latitudine: 40.270140° Longitudine: 15.243700°

Considerata la tipologia degli interventi su strada provinciale, si assume una Vita Nominale $V_n \geq 50$ anni, Classe d’uso III, con coefficiente d’uso $C_u = 1.5$.

Per la determinazione della pericolosità sismica di base viene utilizzato il software *PS Parametri sismici* della Geostru, il quale permette di determinare i suddetti parametri, considerando 4 punti del reticolo di riferimento, entro cui individuare la maglia elementare che contiene il punto indicato, dove esegue l’interpolazione dei nodi della maglia per un determinato periodo di ritorno. I risultati sono i seguenti:

Per la Zona 1:

Tipo di elaborazione: Paratie NTC 2018

Muro rigido: 0

Sito in esame.

Coordinate espresse in WGS84

latitudine: 40,270010

longitudine: 15,243890

Coordinate espresse in ED50

latitudine: 40,2710139911788

longitudine: 15,2447326997237

Classe: 3

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 35657 Lat: 40,2721 Lon: 15,1934 Distanza: 4358,464

Sito 2 ID: 35658 Lat: 40,2711 Lon: 15,2589 Distanza: 1197,751

Sito 3 ID: 35880 Lat: 40,2211 Lon: 15,2575 Distanza: 5654,484

Sito 4 ID: 35879 Lat: 40,2221 Lon: 15,1921 Distanza: 7040,088

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Periodo di riferimento: 75anni

Coefficiente cu: 1,5

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 45 [anni]

ag: 0,039 g

Fo: 2,502

Tc*: 0,314 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 75 [anni]

ag: 0,049 g

Fo: 2,497

Tc*: 0,360 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 712 [anni]

ag: 0,110 g

Fo: 2,634

Tc*: 0,493 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 1462 [anni]
ag: 0,134 g
Fo: 2,719
Tc*: 0,523 [s]

Coefficienti Sismici Paratie NTC 2018

SLO:

Ss: 1,200
Cc: 1,390
St: 1,200
Kh: 0,051
Kv: 0,000
Amax: 0,548
Beta: 0,919

SLD:

Ss: 1,200
Cc: 1,350
St: 1,200
Kh: 0,064
Kv: 0,000
Amax: 0,686
Beta: 0,919

SLV:

Ss: 1,200
Cc: 1,270
St: 1,200
Kh: 0,145
Kv: 0,000
Amax: 1,548
Beta: 0,919

SLC:

Ss: 1,200
Cc: 1,250
St: 1,200
Kh: 0,178
Kv: 0,000
Amax: 1,899
Beta: 0,919

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru

Per la Zona 2:

Tipo di elaborazione: Paratie NTC 2018

Sito in esame.

Coordinate espresse in WGS84

latitudine: 40,270140
longitudine: 15,243700

Coordinate espresse in ED50

latitudine: 40,273254
longitudine: 15,240593
Classe: 3
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 35657	Lat: 40,2721	Lon: 15,1934	Distanza: 4007,565
Sito 2	ID: 35658	Lat: 40,2711	Lon: 15,2589	Distanza: 1567,670
Sito 3	ID: 35436	Lat: 40,3211	Lon: 15,2602	Distanza: 5571,108
Sito 4	ID: 35435	Lat: 40,3221	Lon: 15,1947	Distanza: 6683,536

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T2
Periodo di riferimento: 75anni
Coefficiente cu: 1,5

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 45 [anni]
ag: 0,039 g
Fo: 2,501
Tc*: 0,314 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 75 [anni]
ag: 0,048 g
Fo: 2,497
Tc*: 0,360 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 712 [anni]
ag: 0,109 g
Fo: 2,636
Tc*: 0,493 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 1462 [anni]
ag: 0,134 g
Fo: 2,721
Tc*: 0,523 [s]

Coefficienti Sismici Paratie NTC 2018

SLO:

Ss: 1,200
Cc: 1,390
St: 1,200
Kh: 0,051
Kv: 0,000
Amax: 0,547
Beta: 0,919

SLD:

Ss: 1,200
Cc: 1,350
St: 1,200
Kh: 0,064
Kv: 0,000
Amax: 0,685
Beta: 0,919

SLV:

Ss: 1,200
Cc: 1,270
St: 1,200
Kh: 0,145
Kv: 0,000
Amax: 1,545
Beta: 0,919

SLC:

Ss: 1,200
Cc: 1,250
St: 1,200
Kh: 0,177
Kv: 0,000
Amax: 1,894
Beta: 0,919

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru

9.2- CARATTERIZZAZIONE DEI SITI DAL PUNTO DI VISTA STRATIGRAFICO E TOPOGRAFICO

Situazioni geologiche locali, ed in particolare le caratteristiche stratigrafiche, topografiche ed idrogeologiche dei siti, influiscono in maniera decisiva sui parametri della pericolosità sismica di base (a_g , F_o , T_o^*) e, quindi, sulle azioni sismiche di progetto; per cui unitamente alla definizione dei suddetti parametri di base, andrà definita la categoria del suolo e la categoria topografica dei siti, sulla cui base potrà essere calcolato lo Spettro di Risposta Elastico in accelerazione della componente Orizzontale e Verticale del Moto Sismico in superficie e sul Piano di Posa delle Fondazioni.

Sulla base dell'indagine geologica, in particolare della stratigrafia sismica definita mediante le prospezioni sismiche Masw, ed applicando l'espressione definita dal NTC/2018 per il calcolo delle velocità equivalenti di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ (in m/s):

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

In cui:

h_i – 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, caratterizzato da V_s non inferiore a 800 m/s.

Risultano i seguenti valori riferiti all'attuale piano stradale:

Per la Zona 1:


$$\underline{V_{s0-30} = 480 \text{ m/s}}$$

Per la Zona 2:

$$\underline{V_{s0-30} = 539 - 540 \text{ m/s}}$$

A cui corrisponde la categoria del **sito B**, come da tabella che segue:

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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.
 B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Entrambi le zone indagate si sviluppano su versanti con inclinazione media i maggiore di 15°; pertanto presentano i seguenti valori riassuntivi:

- Coordinate geografiche:
Zona 1 - Latitudine: 40.270010° Longitudine: 15.243890°
Zona 2 - Latitudine: 40.270140° Longitudine: 15.243700°
- Categoria del suolo: **Sito B** (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s).
- Categoria Topografica: **T₂** (Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ - $h/H = 0.88$, dove h = quota sito e H = quota massima del versante)

9.3 - CALCOLO DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO E RISPOSTA SISMICA DI SITO PGA

Definiti i parametri della pericolosità sismica di base, la categoria dei suoli e la categoria topografica, può essere calcolato lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale e verticale del moto sismico a cui occorre far riferimento per il calcolo dei valori massimi di a_g e $S_e[g]$ al suolo e sulla struttura in elevazione, nonché lo spettro di risposta inelastico per gli SLU a cui far riferimento nella combinazione sismica per il calcolo di K_{hi} e K_v .

Per i soli spettri di risposta elastica, i diagrammi di dettaglio sono riportati nell'elaborato della prospezione sismica, dove è stato utilizzato il software Sperimentale SPETTRI NTC 1.0.3, sviluppato a cura del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in cui gli spettri che si ottengono, sono rappresentativi delle componenti orizzontale e verticale delle azioni sismiche di progetto per la tipologia di sito [categoria di suoli **B** – categoria topografica **T2**] individuata nelle aree oggetto di indagine e, in particolare, per la Zona 1.

I risultati di sintesi sono i seguenti:

**SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI PER PERIODI DI RITORNO DI RIFERIMENTO
PER CATEGORIA DI SUOLO A
PUNTO DI COORDINATE LONG. 15.243890 – LAT. 40.270010 (IN GRADI DECIMALI)**

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0.033	2.432	0.281
50	0.040	2.520	0.324
72	0.048	2.493	0.358
101	0.055	2.526	0.377
140	0.062	2.529	0.410
201	0.072	2.531	0.434
475	0.097	2.600	0.466
975	0.121	2.662	0.514
2475	0.155	2.796	0.535

Prospetto dei valori dei parametri a_g , F_0 , T_C per i periodi di ritorno T_R di riferimento. a_g = accelerazione orizzontale massima al sito; F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; T_C = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il computo ha fornito valori massimi di a_g (accelerazione orizzontale massima al suolo) e S_e [g] (accelerazione orizzontale corrispondente ai periodi compresi tra T_B e T_C), relativamente agli stati limite SLD (Stato Limite di Danno) e SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita) pari a:

a_g SLD	a_g SLV	S_e [g] SLD	S_e [g] SLV
[0.049]	[0.110]	[0.171]	[0.407]

Valori massimi di a_g e S_e [g] relativamente agli stati limite SLD e SLV – componenti orizzontali degli spettri di risposta elastici. Vita nominale della costruzione - $V_N \geq 50$ anni; Coefficiente d'uso della costruzione - $C_U = 1.5$ – Classe d'uso della costruzione III; smorzamento 5%, fattore di struttura $q = 1.5$.

Il presente calcolo ha valore indicativo ed è riferito ad un intervento con vita nominale $V_N \geq 50$ anni e Classe d'Uso III – Coefficiente d'uso $C_u = 1.5$.

Per eventuali variazioni della Vita Nominale e Classe d'Uso delle opere, si potranno utilizzare gli stessi valori delle coordinate geografiche, classe dei suoli e categorie topografiche precedentemente definite.

10. CARATTERIZZAZIONE DELLE ZONE INDAGATE E INTERVENTI STRUTTURALI

Come più volte detto in precedenza, il tratto della provinciale contraddistinta come **Zona 1**, è stato coinvolto da uno smottamento del riporto stradale sul lato valle, per una lunghezza di circa 40 metri, che ha generato un vistoso ribassamento della carreggiata e il parziale slittamento del muro di sottoscarpa.

Le indagini in sito hanno confermato l'instabilità del riporto stradale, evidenziata da una scarsa resistenza all'approfondimento dei DPSH e da una bassa velocità delle onde di taglio nel sondaggio sismico, valutando una superficie di scorrimento a – 5.40 m. dall'attuale piano stradale, profondità a cui si ha un netto miglioramento della resistenza penetrometrica e delle velocità delle onde sismiche.

Le cause sono verosimilmente amputabili all'inadeguatezza dell'opera muraria di sottoscarpa, non sufficientemente fondata nel substrato stabile, e alla mal regimentazione delle acque ruscellanti lungo la carreggiata, che infiltrandosi nel rilevato, hanno contribuito alla spinta sul muro di contenimento di sottoscarpa.

Occorre, quindi, un'adeguata opera strutturale, con fondazioni profonde, che assicuri stabilità al rilevato e alla sede stradale, con sicuro beneficio per le aree a monte delle stesse.

A tal fine, l'intervento strutturale potrà essere costituito da:

- **Paratia semplice**, con trave di coronamento, impostata ad almeno 15 – 18 m. dal piano stradale, utilizzando pali trivellati in linea da 60 cm di diametro;

oppure da:

- **Muro su pali**, da realizzare al di sotto dell'attuale sede viaria, alla base del rilevato e a ridosso dell'opera già esistente, prevedendo in tal caso fondazioni su pali del diametro senpre da 60 cm., impostati nel substrato arenaceo ad almeno – 12 m. dal piano campagna.

Nella **Zona 2**, invece, la strada non presenta fessurazioni o avvallamenti significativi; per cui non si ravvisano fenomeni d'instabilità della stessa e del riporto di sotto pavimentazione.

Di conseguenza, per l'ampliamento della sede viaria e la realizzazione del percorso pedonale, può essere prevista un'opera strutturale costituita da:

- **Soletta in c.a. ancorata su fondazioni profonde**, costituite o **da micropali** disposti in linea o a quinconce, del diametro di 200 – 250 mm., o da **pali trivellati**, del diametro di 40 - 50 cm, entrambi impostati nelle **arenarie compatte** alla profondità di circa 12 – 15 m. dall'attuale piano stradale.

Con lo scopo di fornire un ulteriore contributo di carattere geologico alla progettazione delle opere, di seguito si valuterà indicativamente la capacità portante e la costante di sottofondo verticale e orizzontale di un palo singolo della palificazione su cui ancorare il muro o la soletta in c.a., considerando nella Zona 1 un palo dal diametro di 60 cm, con piano di posa a – 15 m., e nella Zona 2, un palo dal diametro di 40 cm, con piano di posa a – 12 m. dai rispettivi piani stradali.

11. FONDAZIONI A PALI TRIVELLATI

11.1 - RESISTENZA DI PROGETTO PALO (Verticale e Orizzontale)

Sulla base delle caratteristiche fisico-meccaniche precedentemente indicate e considerando le rispettive situazioni stratigrafiche rilevate nelle due zone d'intervento, viene indicativamente calcolata la resistenza di progetto verticale e orizzontale di un palo singolo alla profondità media di – 15 metri nella Zona 1 e di - 12 metri nella Zona 2 dai rispettivi piani stradali, con diametro da 600 mm. e da 400 mm., applicando le formule statiche e il metodo di Berezantzev, relativa alla tipologia di pali trivellati (metodo più cautelativo).

A tal fine è stato utilizzando il programma della GEOSTRU Software House di Bianco (RC), che prevede l'applicazione della NTC/2018 “*Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*”, verificando gli stati limiti ultimi di tipo geotecnico (GEO), secondo l'Approccio 2 – Combinazione (A1+M1+R3), dove, con il metodo di Sano, si tiene conto anche dell'azione sismica per i siti in esame con categoria B, coefficiente topografico T2 e valori di a_g , F_0 , T_0^* , che si ottengono dall'applicazione del software PS Parametri Sismici della Geostru.

I risultati, riportati in allegato, sono in sintesi i seguenti:

Zona 1

Piano di posa a – 15 m. dal piano stradale attuale - Palo diametro = 600 mm

R_{dv} (Q_{amm}-Verticale) = 61.481,07 kg = 61,48 tonnellate – Carico limite Verticale

$R_{do}(Q_{amm-orizzontale}) = 6.555,42 \text{ kg} = 6,55 \text{ tonnellate} - \text{Carico limite Orizzontale}$

Zona 2

Piano di posa a – 12 m. dal piano stradale attuale - Palo diametro = 400 mm

$R_{dv}(Q_{amm-Verticale}) = 26.588,99 \text{ kg} = 26,58 \text{ tonnellate} - \text{Carico limite Verticale}$

$R_{do}(Q_{amm-orizzontale}) = 5.732,89 \text{ kg} = 5,73 \text{ tonnellate} - \text{Carico limite Orizzontale}$

11.2 - COSTANTI DI SOTTOFONDO

Costante di sottofondo verticale

La valutazione indicativa della costante di sottofondo verticale K_v , relativa a pali trivellati, può essere effettuata mediante la relazione proposta da Terzaghi per terreni addensati:

$$K_v = K_{ps} / 1.5 \times B$$

in cui:

K_{ps} = coefficiente di reazione corrispondente alla piastra modello 0.30 m. e tabulato in funzione della consistenza dei litotipi.

B = larghezza della fondazione e/o diametro palo.

In base alle risultanze delle prove penetrometriche, i terreni a cui affidare gli scarichi della palificazione, risultano adeguatamente addensati, per i quali può essere assunto un valore di $K_{ps} = 3.0 \text{ Kg/cmc}$.

Quindi:

- **Nella Zona 1**: per pali del diametro $B = 0.60 \text{ m.}$, si avrà:

$$K_v = 2.70 \text{ Kg/cmc.}$$

- **Nella Zona 2**: per pali del diametro $B = 0.40 \text{ m.}$, si avrà:

$$K_v = 1.80 \text{ Kg/cmc.}$$

Costante di sottofondo orizzontale

Per terreni arenacei addensati, e nell'ipotesi che la costante di sottofondo K_h orizzontale si mantenga costante con la profondità, essa è valutabile con l'espressione di Davisson (1970):

$$K_h = 67 \cdot \frac{c_u}{d}$$

dove d è il diametro del palo e C_u rappresenta la coesione non drenata.

Avendo valutato per i terreni fondali di entrambe le zone, che risultano costituiti dalle “Arenarie compatte”, un valore della coesione non drenata $C_u = 2.00 \text{ Kg/cm}^2$, avremo:

- **Nella Zona 1**: per pali del diametro $B = 0.60 \text{ m.}$:

$K_h = 2.23 \text{ Kg/cm}^2$.

- **Nella Zona 2**: per pali del diametro $B = 0.40 \text{ m.}$:

$K_h = 3.35 \text{ Kg/cm}^2$.

12. COMPATIBILITÀ PSAI DEGLI INTERVENTI

In riferimento al Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, l'intero territorio di Gioi e, quindi, la frazione di Cardile, rientra all'interno dell'**Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale** (*ex Autorità di Bacino Regionale Sinistra Sele*) e, quindi, nella relativa cartografia del PSAI.

Dalla sovrapposizione sulla cartografia del PSAI delle aree d'intervento, emerge che né la Zona 1 e né la Zona 2 ricadono in Pericolosità o Rischio Idraulico, e nessuna rientra nelle classi di rischio Frane; ma in riferimento alla Pericolosità da Frane risulta che:

✦ **La Zona 1**, rientra in

- *Pericolosità d'ambito da Frana Pa1 – Moderato, e*

✦ **La Zona 2**, rientra in

- *Pericolosità d'ambito da Frana Pa2 – Media;*

Per tali aree, la normativa PSAI definisce le linee guida per la mitigazione del rischio da frana ed idraulico e, quindi, la compatibilità degli interventi di cui all'oggetto, *previo studio geologico di dettaglio o di compatibilità geologica da redigersi con i contenuti di cui all'art. 51 ed in conformità degli indirizzi e delle indicazioni di cui all'allegato H*, con cui è stata redatta la presente relazione.

In riferimento alla Pericolosità/Rischio da Frana, l'art. 13, comma 7 del Testo Unico Coordinato delle Norme di Attuazione, stabilisce che: *“la perimetrazione del rischio e le relative norme valgono esclusivamente per il patrimonio edilizio esistente. Per la realizzazione di nuovi interventi valgono invece le carte della pericolosità e le relative norme”*.

Di conseguenza, trattandosi di opere di nuova realizzazione, dovranno rispettare le prescrizioni che riguardano la **Pericolosità da Frane** e in particolare, le prescrizioni riportate

nell'art. 40 delle N.A., relative alle aree ricadenti in **Pericolosità d'Ambito Pa1 e Pa2** definite nel Testo Unico Coordinato delle Norme di Attuazione PSAI pubblicato sulla G.U.R.I. n. 190 del 16/08/2016.

In tali aree, il succitato art. 40 recita quanto segue:

CAPO VI - AREE DI PERICOLO DA AMBITO DA DISSESTI DI VERSANTE PER IL BACINO IDROGRAFICO IN SINISTRA SELE

ARTICOLO 40 - Aree di pericolo da ambito da dissesti di versante

1. Le aree di pericolosità da ambito da dissesti di versante sono qualificate dalla propensione moderata, media, elevata o molto elevata ad innescare fenomeni di movimenti franosi come quelli dell'ambito di riferimento e sono rispettivamente individuate nelle cartografie di piano come **Pa1, Pa2, Pa3, Pa4**.
2. Nelle aree classificate a pericolosità da ambito da dissesti di versante, fatta eccezione per gli interventi di cui al comma 1 lettera a), b) e c) dell'art. 3 del D.lvo n. 380/2001, è necessario dimostrare che gli interventi non alterino l'equilibrio idrogeologico dell'area interessata e dell'ambito geomorfologico di riferimento mediante la redazione di:
 - a. **uno studio geologico di dettaglio, per le aree classificate Pa1 e Pa2;**
 - b. uno studio di compatibilità geologica, per le aree classificate Pa3 e Pa4, da redigersi con i contenuti di cui all'articolo 51 in conformità degli indirizzi e delle indicazioni di cui all'allegato H.
3. In tali aree i soggetti, titolari del rilascio di titoli abilitativi e/o nulla osta, verificano che i suddetti studi dimostrino quanto richiesto al precedente comma 2, provvedendo a trasmettere una copia di tutta la documentazione progettuale all'Autorità di Bacino ai soli fini dell'aggiornamento dello stato conoscitivo del territorio.

Pertanto, andrà dimostrato che gli interventi di progetto non alterino l'equilibrio idrogeologico delle aree interessate e i loro ambiti geomorfologici di riferimento

Come già detto in premessa, il progetto è finalizzato alla sistemazione di uno smottamento, che coinvolge la strada provinciale sul lato valle dell'abitato di Cardile, contraddistinta come Zona 1, e all'ampliamento del tratto di carreggiata, contraddistinto come Zona 2, per l'accesso pedonale dall'area ovest all'abitato.

Le opere previste si concretizzano essenzialmente nella:

- Realizzazione di una **Paratia semplice** o **Muro su Pali** nella **Zona 1**, per la sistemazione dello smottamento, e
- Realizzazione di una **Soletta in c.a. ancorata su fondazioni profonde** costituite da **pali o micropali** nella **Zona 2**, da adibire alla percorrenza pedonale.

Sotto l'aspetto progettuale ed operativo, per la realizzazione delle suddette opere, gli scavi saranno limitati alla sola trivellazione dei pali, alla necessaria modellazione morfologica per la realizzazione del muro e della soletta di ampliamento della carreggiata; nonché alle opere di canalizzazione delle acque di ruscellamento lungo la sede stradale che, nella Zona 1, contribuiranno al consolidamento del rilevato e alla stabilizzazione del relativo versante, riducendo la vulnerabilità

non solo della strada provinciale, ma anche degli abitati posti a monte; mentre nella Zona 2, contribuiranno a migliorare la percorrenza e la sicurezza della strada per l'accesso all'abitato da parte dell'utenza pedonale.

Per cui, detti interventi non aggravano lo stato di rischio e pericolosità attuali, e non interferiscono negativamente con le condizioni idrogeologiche delle aree in esame, in quanto volti alla messa in sicurezza di infrastrutture e consolidamento di versanti instabili, che tendono nel complesso a migliorare le condizioni idrogeologiche, ambientali e di sicurezza del territorio e, in particolare, dell'abitato di Cardile.

Pertanto, premesso che gli interventi di cui all'oggetto, non costituiscono fattori di aumento della pericolosità attuale dei versanti interessati; che detti interventi, come da previsioni progettuali, non costituiscono elementi di pregiudizio per l'attenuazione o l'eliminazione di eventuali cause di rischio esistenti al contorno e non pregiudicano la realizzazione di ulteriori interventi previsti dalla pianificazione di bacino o da altri strumenti di pianificazione, garantendo nello stesso tempo adeguata sicurezza durante la permanenza di cantieri mobili, così come dalla disposizioni dell'art. 13 delle Norme di Attuazione, risulta la piena ammissibilità delle opere di progetto, precisando che trattandosi di interventi ricadenti in Pericolosità d'Ambito Pa1 e Pa2, di cui all'art. 40 delle N.A., valgono le disposizioni riportate nell'art. 7 delle suddette Norme e, pertanto, non necessita di ulteriore parere da parte dell'Autorità di Bacino competente, in quanto la loro compatibilità viene responsabilmente attestata dalla presente relazione asseverata.

13. CONCLUSIONI

In riferimento al PSAI, così come illustrato nel paragrafo precedente, la realizzazione degli interventi sulla provinciale, che scorre in prossimità nell'abitato di Cardile, risultano del tutto compatibili con le Norme di Attuazione, in quanto volti a migliorare le condizioni ambientali, idrauliche e idrogeologiche della strada provinciale; nonché di consolidamento e messa in sicurezza della stessa.

Infatti, come più volte descritto nei paragrafi precedenti, un tratto della provinciale, contraddistinta come Zona 1, è stato coinvolto dallo smottamento del rilevato stradale, non adeguatamente contenuto dalle opere murarie di sottoscarpa, che hanno generato un vistoso ribassamento della carreggiata, tale da rendere precaria e difficoltosa la sua percorrenza, con prevedibile espansione verso monte, che potrebbe coinvolgere anche le strutture abitative di monte; un altro tratto, invece, contraddistinto come Zona 2, presenta una carreggiata relativamente stretta, che rende difficoltoso l'accesso all'abitato da parte dell'utenza pedonale, la quale è costretta alla percorrenza sulla sede di transito degli autoveicoli, con evidenti pericoli per la propria incolumità.

Il progetto, quindi, prevede la realizzazione di un'adeguata opera strutturale per il consolidamento e messa in sicurezza del tratto interessato dallo smottamento, e un'adeguata opera strutturale per la percorrenza pedonale nel tratto di accesso all'abitato dalla zona Ovest.

Per questi tratti sono state definite le condizioni geologiche stratigrafiche, la potenza dei terreni instabili e la profondità del substrato stabile, in base alle quali sono state ipotizzate le opportune opere di consolidamento e messa in sicurezza della sede viaria, consistenti in Paratia semplice o Muro su pali nella Zona 1, e Soletta in c.a. ancorata su pali o micropali nella Zona 2.

Le suddette ipotesi progettuali sono, comunque, indicative ed hanno il solo scopo di fornire un ulteriore contributo di carattere geologico alla progettazione, la cui scelta fondale resta prerogativa del progettista, così come i calcoli geotecnici da effettuare contestualmente e congruentemente con le opere strutturali, per le quali, e solo indicativamente, si forniscono i seguenti valori riassuntivi delle caratteristiche stratigrafiche e fisico meccaniche delle Zone d'intervento e dei terreni rilevati nel sottosuolo nel modello geologico:

Zona n. 1

Tratto di strada interessato dallo smottamento del rilevato.

 **Indagine eseguita: Masw n. 1 e DPSH 1 – 2 – 3 - 4**

 **Stratigrafia:** (media tra le DPSH e la Masw)

**da 0.00 m. a 0.60 m. – Strato di asfalto e breccie di pavimentazione stradale;
(strato instabile)**

$$V_s(\text{Medio}) = 242 \text{ m/s}$$

da 0.60 m. a 5.40 m. – Riporto limo argilloso destrutturato, con pezzame litoide eterometrico; (strato instabile)

$$V_s(\text{medio}) = 242 \text{ m/s}$$

da 5.40 m. a 10.90 m. – Strati e banchi di arenarie arcose litiche a media fratturazione, con livelli di argilliti grigio verdastre;

$$V_s(\text{medio}) = 437 \text{ m/s}$$

da 10.90 m. a 33.00 m. – Strati e banchi di arenarie arcose litiche compatte;

$$V_s(\text{medio}) \geq 542 \text{ m/s}$$



Caratterizzazione geotecnica: (elaborazione delle DPSH)

n. 4 Strati

- **Strato di asfalto e breccie di pavimentazione stradale:**

- (strato da 0.00 a 0.60 m.) -

$$(\text{Spessore medio } 0.60 \text{ m.}) - V_s(\text{Medio}) = 242 \text{ m/s}$$

Classificazione A.G.I.: Moderatamente addensato

Densità relativa.: 54.71%

$$\text{Peso di volume} = 2.18 \text{ gr/cmc}$$

$$\text{Peso di volume saturo} = 2.29 \text{ gr/cmc}$$

$$\text{Angolo di attrito} = 26.9^\circ - \text{in condizioni drenate}$$

$$\text{Coesione} = 0.09 \text{ Kg/cm}^2 - \text{in condizioni drenate}$$

$$\text{Coesione non drenata } C_u = 0.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo edometrico } E_d = 77.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo elastico (Young)} = 77.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Coefficiente di Poisson} = 0.306$$

- **Riporto limo argilloso destrutturato, con pezzame litoide eterometrico:**

- (strato da 0.60 a 5.40 m.) -

$$(\text{Spessore medio } 4.80 \text{ m.}) - V_s(\text{medio}) = 242 \text{ m/s}$$

Classificazione A.G.I.: da Sciolto a Poco addensato

Densità relativa.: 15.55%

$$\text{Peso di volume} = 1.62 \text{ gr/cmc}$$

$$\text{Peso di volume saturo} = 1.86 \text{ gr/cmc}$$

$$\text{Angolo di attrito} = 20.86^\circ - \text{in condizioni drenate}$$

$$\text{Coesione} = 0.012 \text{ Kg/cm}^2 - \text{in condizioni drenate}$$

$$\text{Coesione non drenata } C_u = 0.123 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo edometrico } E_d = 33.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo elastico (Young)} = 33.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Coefficiente di Poisson} = 0.350$$

- **Strati e banchi di arenarie arcose litiche a media fratturazione, con livelli di argilliti grigio verdastre:**

- (strato da 5.40 a 10.90 m.)

$$(\text{Spessore medio } 5.50 \text{ m.}) - V_s(\text{medio}) = 437 \text{ m/s}$$

Classificazione A.G.I.: Addensato

Densità relativa.: 79.11%

$$\text{Peso di volume} = 2.50 \text{ gr/cmc}$$

$$\text{Peso di volume saturo} = 2.50 \text{ gr/cmc}$$

$$\text{Angolo di attrito} = 33.85^\circ - \text{in condizioni drenate}$$

Coesione = 0.171 Kg/cmq – in condizioni drenate
Coesione non drenata C_u = 1.71 Kg/cmq
Modulo edometrico E_d = 127.03 Kg/cmq
Modulo elastico (Young) = 127.03 Kg/cmq
Coefficiente di Poisson = 0.260

• **Strati e banchi di arenarie arcose litiche compatte:**

- (strato da 10.90 a 33.00 m.)

(Spessore almeno 22 m.) – $V_s(\text{medio}) \geq 542$ m/s

Valori simili allo strato sovrastante

Classificazione A.G.I.: Molto Addensato

Densità relativa: 80 - 90%

Peso di volume = 2.50 gr/cm³

Peso di volume saturo = 2.50 gr/cm³

Angolo di attrito = 35° - in condizioni drenate

Coesione = 0.20 Kg/cmq – in condizioni drenate

Coesione non drenata C_u = 2.0 Kg/cmq

Modulo edometrico E_d = 130 Kg/cmq

Modulo elastico (Young) = 130 Kg/cmq

Coefficiente di Poisson = 0.25



Caratteristiche del dissesto:

- **Profondità = - 5.40 m.**
- **Lunghezza tratto di strada interessata: circa 40 metri**

Instabilità del riporto costituente il rilevato stradale, con superficie di scorrimento in corrispondenza degli strati e banchi di arenaria a media fratturazione.



Intervento:

- **Paratia semplice**, con trave di coronamento, impostata ad almeno 15 – 18 m. dal piano stradale, utilizzando pali trivellati in linea da 60 cm di diametro;

oppure da:

- **Muro su pali**, da realizzare al di sotto dell'attuale sede viaria, alla base del rilevato e a ridosso dell'opera già esistente, prevedendo in tal caso fondazioni su pali del diametro sempre da 60 cm., impostati nel substrato arenaceo ad almeno – 12 m. dal piano campagna.



Per il calcolo della palificazione:

Stratigrafia e caratteristiche geotecniche sopra indicate

Caratterizzazione del sito secondo N.T.C. (D.M. 14.01.2018)

• Coordinate geografiche WGS84: <u>Latitudine: 40,270010°</u> <u>Longitudine 15,243890°</u>
• Categoria del suolo: <u>Sito B</u>
• Categoria Topografica: <u>T₂</u> (h/H = 0.88 - dove h = quota sito e H = quota massima del versante)

Tipologia Struttura: <u>Rete viaria provinciale (non ricadente in classe IV)</u>
Classe III – Coefficiente d'uso 1.5
Vita nominale $V_n \geq 50$ anni – Periodo di riferimento $V_r = 75$ anni
Sismicità – Zona 2

**Portanza indicativa di un singolo: PALO TRIVELLATO – Diametro 60 cm
con piano di posa ad almeno – 15 metri dal piano stradale attuale**

Litotipo da interessare agli scarichi di punta fondali: Banchi di arenaria compatti	
Falda	= irrilevante
Inclinazione Pendio	= 25°
Angolo attrito terra – palo: 1° strato = 18°; 2° strato = 14°; 3° strato = 23°; 4° strato = 23°	
Condizione prevalente:	Drenata
Peso di Volume substrato	= 2.5 t/mc
Peso di volume saturo substrato	= 2.5 t/mc
Angolo di attrito interno medio substrato	= 35°
Coesione media substrato	= 0.2 Kg/cm ²
Coesione non drenata Cu substrato	= 2.0 Kg/cm ²

Per Profondità piano di posa = - 15 m. dal p.c.

<i>PALI diametro 600 mm.</i>
Carico limite Verticale (Resistenza di progetto) = 61.48 Tonnellate
Carico limite Orizzontale = 6.55 Tonnellate
Costante di Sottofondo verticale Kv = 2.70 Kg/cm²
Costante di Sottofondo orizzontale Kh = 2.23 Kg/cm²

Zona n. 2

Tratto di strada interessato dall'allargamento della carreggiata.

 **Indagine eseguita: Masw n. 1 e DPSH 5**

 **Stratigrafia: (media tra la DPSH e la Masw)**

da 0.00 m. a 3.00 m. – Riporto limo argilloso, con pezzame litoide eterometrico, ricoperto dalla pavimentazione stradale per circa 40 cm.;

$V_s(\text{Medio}) = 203 \text{ m/s}$

da 3.00 m. a 4.60 m. – Strati molto fratturati di arenarie arcose litiche, con argilliti grigiastre;

$V_s(\text{medio}) = 346 \text{ m/s}$

da 4.60 m. a 7.70 m. – Strati e banchi di arenarie arcose litiche a media fratturazione, con livelli di argilliti grigio verdastre;

$V_s(\text{medio}) = 437 \text{ m/s}$

da 7.70 m. a 33.30 m. – Strati e banchi di arenarie arcose litiche compatte;

$V_s(\text{medio}) \geq 767 \text{ m/s}$

 **Caratterizzazione geotecnica: (elaborazione della DPSH 5)**

n. 4 Strati

- **Riporto limo argilloso con pezzame litoide eterometrico, ricoperto da pavimentazione stradale:**
- (strato da 0.00 a 3.00 m.) -

(Spessore medio 3.00 m.) – $V_s(\text{Medio}) = 203 \text{ m/s}$

Classificazione A.G.I.: Poco addensato

Densità relativa.:31.24%

Peso di volume = 1.94 gr/cmc

Peso di volume saturo = 2.13 gr/cmc

Angolo di attrito = 22.63° - in condizioni drenate

Coesione = 0.037 Kg/cm² – in condizioni drenate

Coesione non drenata $C_u = 0.37$ Kg/cm²

Modulo edometrico $E_d = 46.40$ Kg/cm²

Modulo elastico (Young) = 46.40 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson = 0.34

- **Strati molto fratturati di arenarie arcose litiche, con argilliti grigiastre:**

- (strato da 3.00 a 4.60 m.) –

(Spessore medio 1.60 m.) – $V_s(\text{medio}) = 346$ m/s

Classificazione A.G.I.: Moderatamente addensato

Densità relativa.:58.25%

Peso di volume = 2.12 gr/cmc

Peso di volume saturo = 2.23 gr/cmc

Angolo di attrito = 27.21° - in condizioni drenate

Coesione = 0.09 Kg/cm² – in condizioni drenate

Coesione non drenata $C_u = 0.96$ Kg/cm²

Modulo edometrico $E_d = 79.31$ Kg/cm²

Modulo elastico (Young) = 79.31 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson = 0.30

- **Strati e banchi di arenarie arcose litiche a media fratturazione, con livelli di argilliti grigio verdastre:**

- (strato da 4.60 a 7.70 m.)

(Spessore medio 3.10 m.) – $V_s(\text{medio}) = 437$ m/s

Classificazione A.G.I.: Addensato

Densità relativa.:79.67%

Peso di volume = 2.50 gr/cmc

Peso di volume saturo = 2.50 gr/cmc

Angolo di attrito = 34.05° - in condizioni drenate

Coesione = 0.173 Kg/cm² – in condizioni drenate

Coesione non drenata $C_u = 1.73$ Kg/cm²

Modulo edometrico $E_d = 128.46$ Kg/cm²

Modulo elastico (Young) = 128.46 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson = 0.260

- **Strati e banchi di arenarie arcose litiche compatte:**

- (strato da 7.70 a 33.30 m.)

(Spessore almeno 25.6 m.) – $V_s(\text{medio}) \geq 767$ m/s

Valori simili allo strato sovrastante

Classificazione A.G.I.: Molto Addensato

Densità relativa.:80 - 90%

Peso di volume = 2.50 gr/cmc

Peso di volume saturo = 2.50 gr/cmc

Angolo di attrito = 35° - in condizioni drenate

Coesione = 0.20 Kg/cm² – in condizioni drenate

Coesione non drenata $C_u = 2.0$ Kg/cm²

Modulo edometrico $E_d = 130$ Kg/cm²

Modulo elastico (Young) = 130 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson = 0.25

- La strada non presenta fessurazioni o avvallamenti significativi; per cui non si ravvisano fenomeni d'instabilità della stessa e del riporto di sotto pavimentazione.



Intervento:

- **Soletta in c.a. ancorata su fondazioni profonde**, costituite o da **micropali** disposti in linea o a quinconce, del diametro di 200 – 250 mm., o da **pali trivellati**, del diametro di 40 cm, entrambi impostati nelle **arenarie compatte** alla profondità di circa 12 – 15 m. dall'attuale piano stradale.



Per il calcolo dei pali o dei micropali:

Stratigrafia e caratteristiche geotecniche sopra indicate

Caratterizzazione del sito secondo N.T.C. (D.M. 14.01.2018)

• Coordinate geografiche WGS84: Latitudine: 40,273189° Longitudine 15,241098°
• Categoria del suolo: Sito B
• Categoria Topografica: T₂ (h/H = 0.88 - dove h = quota sito e H = quota massima del versante)

Tipologia Struttura: Rete viaria provinciale (non ricadente in classe IV)
Classe III – Coefficiente d'uso 1.5
Vita nominale $V_n \geq 50$ anni – Periodo di riferimento $V_r = 75$ anni
Sismicità – Zona 2

Portanza indicativa di un singolo: **PALO TRIVELLATO- Diametro 40 cm** con piano di posa ad almeno – 12 metri dal piano stradale attuale

Litotipo da interessare agli scarichi di punta fondali: Banchi di arenaria compatti
Falda = irrilevante
Inclinazione Pendio = 25°
Angolo attrito terra – palo: 1° strato = 15°; 2° strato = 18°; 3° strato = 23°; 4° strato = 23°
Condizione prevalente: Drenata
Peso di Volume substrato = 2.5 t/mc
Peso di volume saturo substrato = 2.5 t/mc
Angolo di attrito interno medio substrato = 35°
Coesione media substrato = 0.2 Kg/cm ²
Coesione non drenata C_u substrato = 2.0 Kg/cm ²

Per Profondità piano di posa = - 12 m. dal p.c.

PALI diametro 400 mm.
Carico limite Verticale (Resistenza di progetto) = 26.58 Tonnellate
Carico limite Orizzontale = 5.73 Tonnellate
Costante di Sottofondo verticale $K_v = 1.80$ Kg/cm²

Costante di Sottofondo orizzontale $K_h = 3.35 \text{ Kg/cm}$

Si ripete che i suddetti valori sono a carattere indicativo e sono stati calcolati sulla base dei dati geotecnici e stratigrafici rilevati dall'indagine geognostica, seguendo criteri cautelativi e con approssimazione a favore della sicurezza, in modo da garantire maggiore stabilità alle opere di progetto; tali valori andranno, comunque, ricalcolati e verificati nella relazione geotecnica in funzione dei carichi previsti e della effettiva tipologia e dimensioni delle fondazioni e della palificazione.

Particolare riguardo dovrà essere dedicato alla regimentazione e canalizzazione delle acque superficiali lungo la carreggiata, atte a limitare i fenomeni erosivi e di denudamento del suolo, che contribuiranno alla mitigazione e messa in sicurezza dal rischio idraulico ed idrogeologico e, quindi, ad un corretto uso del territorio.

Infine, si ritiene opportuna la direzione geologica alle trivellazioni dei pali al fine di verificarne la profondità e la giusta esecuzione, quindi le caratteristiche stratigrafiche e le ipotesi geotecniche sin qui avanzate.

A corredo del presente studio geologico e di compatibilità PSAI, si allegano:

- **Corografie al 25.000 e al 5.000;**
- **Portanza Palo - Zona 1 e Zona 2**
- **Elaborazione Prove DPSH;**
- **Sondaggio Geognostico S2 eseguito per il PUC**
- **Stratigrafia dei siti indagati (Zona 1 e Zona 2)**
- **Prove DPSH certificate;**
- **Corografia con ubicazione indagini al 2.000;**
- **Carte Pericolosità/Rischio idraulico PSAI al 3.000;**
- **Carte Pericolosità/Rischio da Frane PSAI al 3.000;**

Come allegato singolo si riporta:

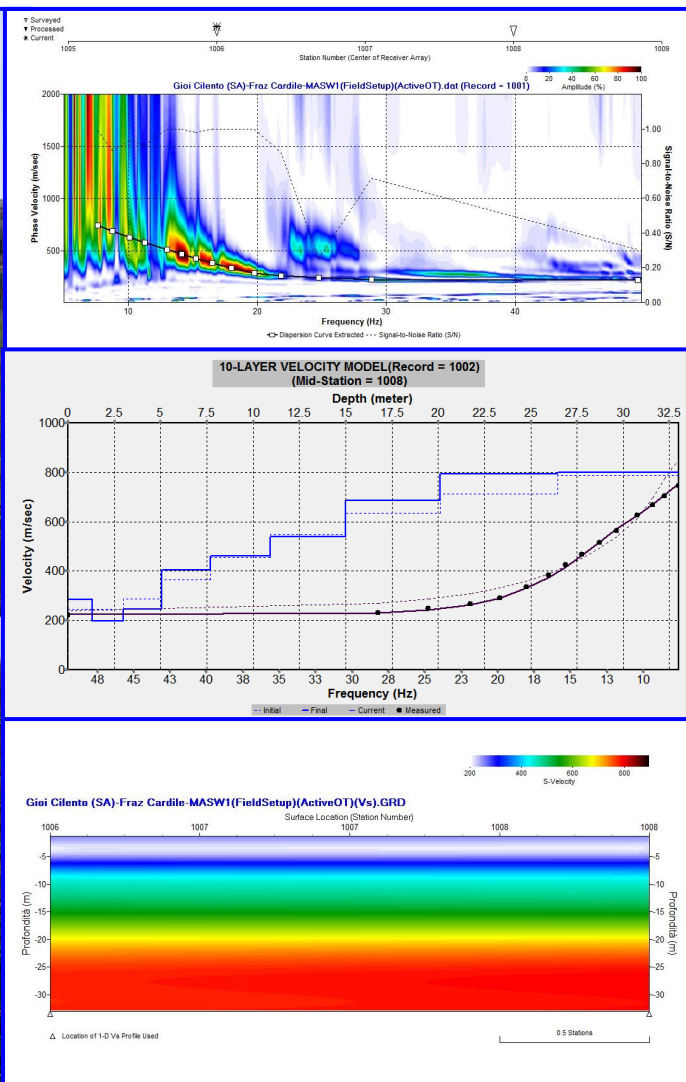
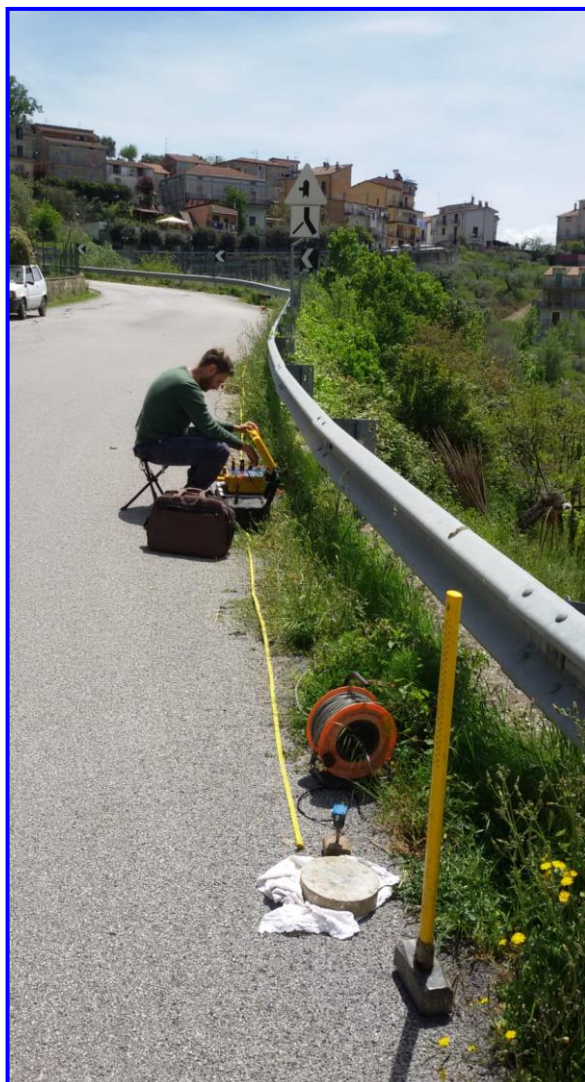
- **Relazione Prospezioni sismiche MASW;**

Agosto 2021


(Dr. Geol. Emilio VITALE)


COMUNE DI GIOI

PROVINCIA DI SALERNO



**RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA DI SITO INERENTE
ALL'INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA DELL'ABITATO DI
CARDILE, ADEGUAMENTO E RIQUALIFICAZIONE DELLE
INFRASTRUTTURE E DEGLI EDIFICI PUBBLICI IN ESSO UBICATI.**

<i>Il Committente</i>	<i>Il Tecnico</i>
<i>Amministrazione Comunale di Gioi</i>	<i>Dr. Geol. Emilio Vitale</i>
<i>Campora, maggio 2021</i>	<i>Dr. Antonio Petrocchi</i>



INDICE

1 - PREMESSA.....	3
2 - INDAGINE ESEGUITA.....	5
3 - ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI	6
4 - INTERPRETAZIONE ED ANALISI DEI DATI	16
5 - RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	18
6 - CONCLUSIONI.....	27

1 - PREMESSA

Su incarico del Amministrazione Comunale di Gioi, sono state effettuate n°2 prospezioni sismiche M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves ovvero Analisi Multicanale delle onde Superficiali di Rayleigh) per la redazione della relazione sulla modellazione sismica di sito inerente all'intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in esso ubicati, nel territorio comunale di Gioi (SA) (Figg. 1 – 3), al fine di definire le caratteristiche sismostratigrafiche dei litotipi e classificare sismicamente il sottosuolo secondo la normativa vigente (D.M. 17 gennaio 2018).

È stata inoltre condotta un'analisi della risposta sismica del sottosuolo fornendo il calcolo degli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontale e verticale delle azioni sismiche di progetto (D.M. 17 gennaio 2018).



Fig. 1 – Prospezione sismica MASW n.1 effettuata in area progettuale.



Fig. 2 – Prospezione sismica MASW n.2 effettuata in area progettuale.



Fig. 3 – Ubicazione degli stendimenti messi in opera su foto aerea di Google Earth.

2 - INDAGINE ESEGUITA

Al fine di caratterizzare sismicamente il sottosuolo nell'area oggetto di indagine, sono state eseguite n.2 prospezioni sismiche MASW (Figg. 1 – 2), con le seguenti caratteristiche (Tab. 1):

<i>Prospezione sismica</i>	<i>Lunghezza complessiva dello stendimento (m)</i>	<i>Spacing (m)</i>	<i>Offset (m)</i>	<i>Direzione</i>	<i>Coordinate Geografiche European Datum 1950</i>	
					<i>N</i>	<i>E</i>
<i>MASW n.1</i>	<i>45.0</i>	<i>3.0</i>	<i>6.0</i>	<i>N 140° E</i>	<i>40.271245°</i>	<i>15.244374°</i>
<i>MASW n.2</i>	<i>32.5</i>	<i>2.5</i>	<i>2.5</i>	<i>N 280° E</i>	<i>40.273189°</i>	<i>15.241098°</i>

Tab. 1 – Riepilogo caratteristiche delle fasi di acquisizione relative agli stendimenti geofonici messi in opera.

Le indagini sono state condotte mediante l'utilizzo di sismografo M.A.E. A6000-S 24 bit 24 canali, strumento compatto e versatile progettato e realizzato appositamente per eseguire indagini di prospezione sismica convenzionali (rifrazione, riflessione) e non convenzionali [Re.Mi. (Refraction Microtremor); M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves); S.A.S.W. (Spectral Analysis of Surface Waves)].

L'elevata dinamica (24 bit di risoluzione) unita alla notevole memoria per l'acquisizione, ne consente l'utilizzo per tecniche di indagine di tipo non convenzionale. Tali indagini risultano particolarmente adatte in aree fortemente antropizzate (aree urbane e industriali) con notevole presenza di rumore di fondo (noise).

La gestione dell'apparecchiatura è notevolmente semplificata dall'interfaccia grafica e dall'interazione con essa tramite il sistema di puntamento touch-screen, che consente di eseguire tutte le operazioni toccando con un pennino gli oggetti interessati direttamente sullo schermo.

L'ambiente operativo dello strumento è quello di Microsoft Windows XP embedded.

La sorgente sismica (Fig. 4) è costituita da un impatto transiente verticale (maglio dal peso di 6kg che batte su una piastra circolare in alluminio). Come trigger/starter è stato utilizzato un geofono verticale Geospace a 14Hz, posto in prossimità della piastra.

Quando la battuta sulla superficie della piastra non risultava netta o veniva colpita due volte erroneamente, la prova veniva ripetuta.

La sorgente è stata posizionata all'inizio ed alla fine di ogni stendimento geofonico, con offset variabili, in modo da ottenere profili sismici diretti ed inversi. Le oscillazioni del sottosuolo sono state rilevate da 12 geofoni verticali (Geospace – 4.5Hz) posizionati lungo i profili di indagine con spacing variabili (Figg. 1 – 2; Tab. 1). La lunghezza complessiva di ogni

stendimento geofonico è stata sufficiente a determinare la sismostratigrafia 2D dei terreni nel sito prescelto fino alla profondità massima di 33.3m dal p.c..

I segnali sismici acquisiti sono stati successivamente elaborati con apposito programma (SurfSeis 2.05 della Kansas Geological Survey) per la determinazione della sismostratigrafia del sottosuolo.



Fig. 4 – Sorgente energizzante, costituita da massa battente su piastra di alluminio. Come starter/trigger è stato utilizzato un geofono verticale Geospace a 14Hz.

3 - ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI

Le acquisizioni dei segnali, di lunghezza temporale $T=2.048s$, sono state effettuate con passo di campionamento $dt=0.5ms$. La frequenza di campionamento è data da: $f_{\text{campionamento}}=1/dt=2000Hz$. La frequenza massima dei segnali, ovvero la frequenza di Nyquist, è data da: $f_{\text{Nyquist}}=1/2dt=1000Hz$. La frequenza minima dei segnali è data da: $f_{\text{min}}=1/T=0.488Hz$.

L'elaborazione dei dati e l'inversione delle curve di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh sono state effettuate con il programma SurfSeis 2.05 della Kansas Geological Survey che ha permesso di eseguire l'intero processo di elaborazione di n°2 sezioni sismostratigrafiche 2D delle V_s .

Gli elaborati relativi alle prove effettuate sono di seguito riportati (Figg. 5 – 18).



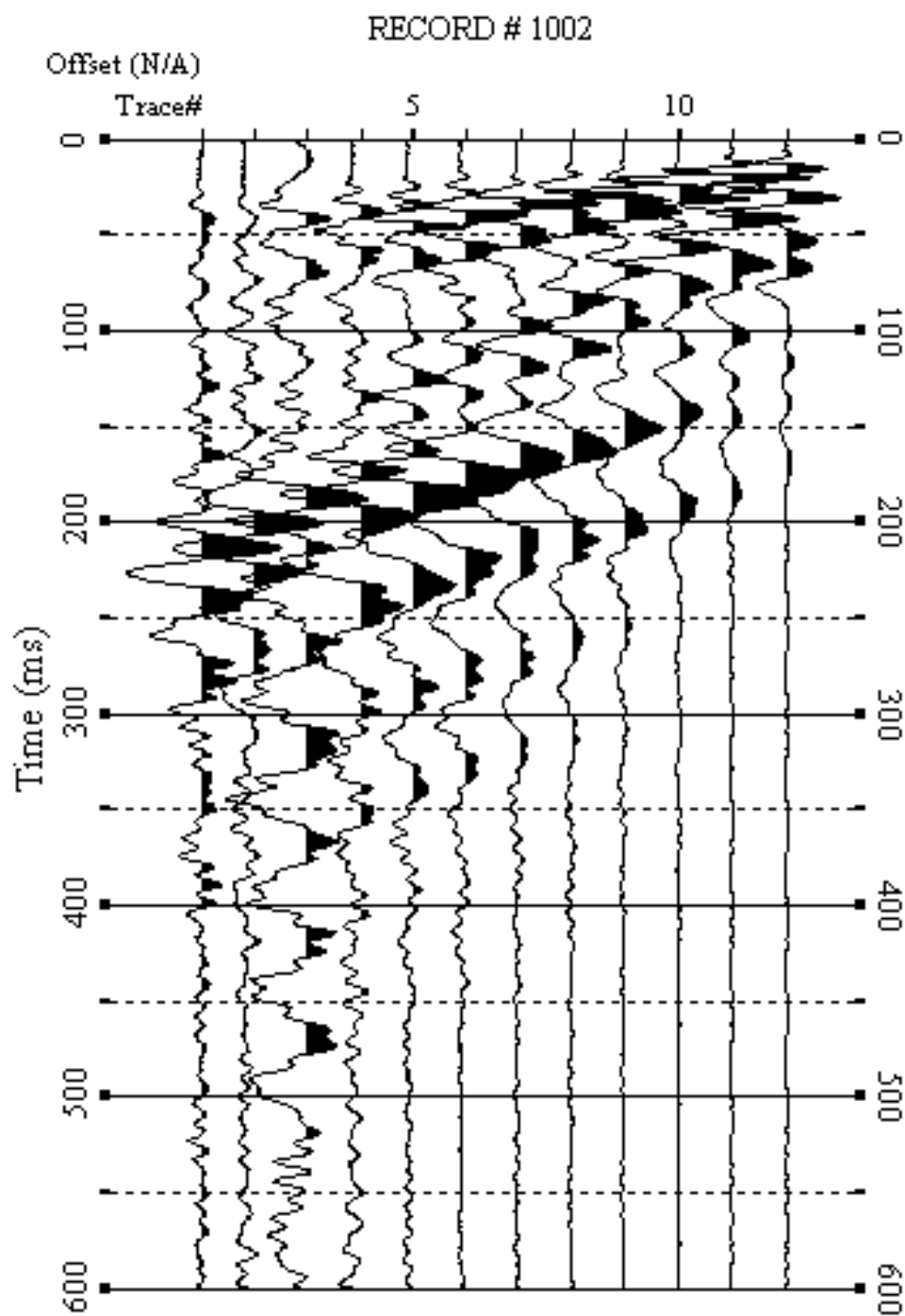


Fig. 6 – Sismogrammi relativi all'indagine Sismica MASW n. 1: acquisizione n. 2. Finestra temporale [0-600]ms.

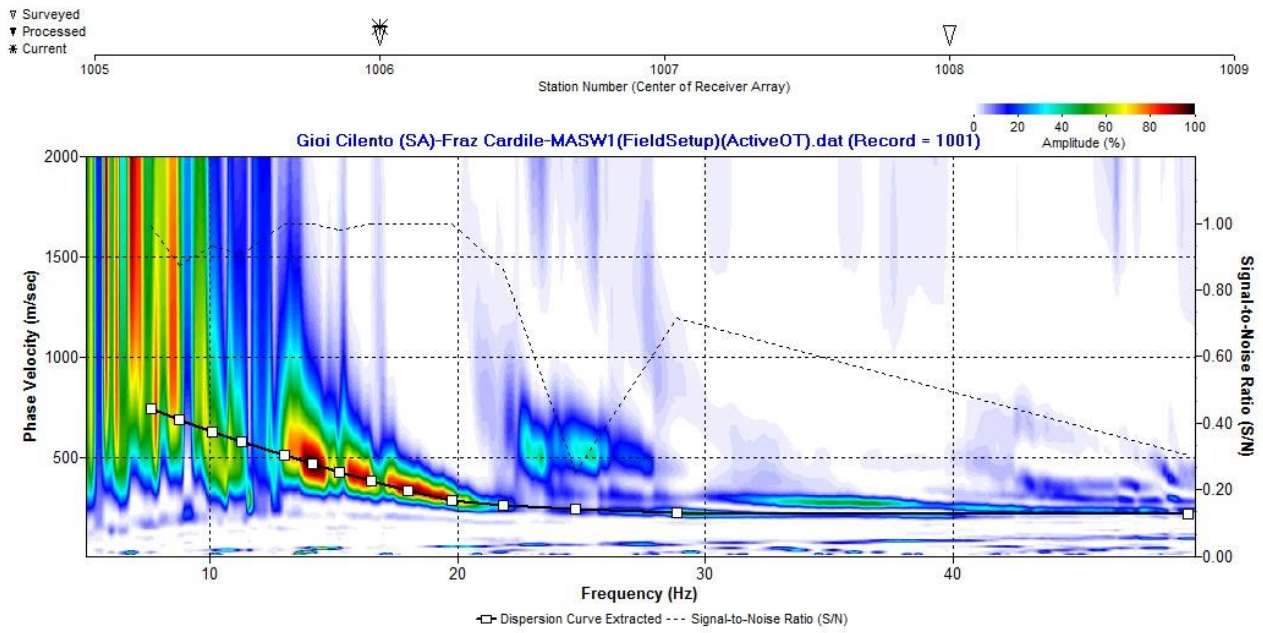


Fig. 7 – Curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh ottenuta dall'indagine Sismica MASW n. 1: acquisizione n. 1.

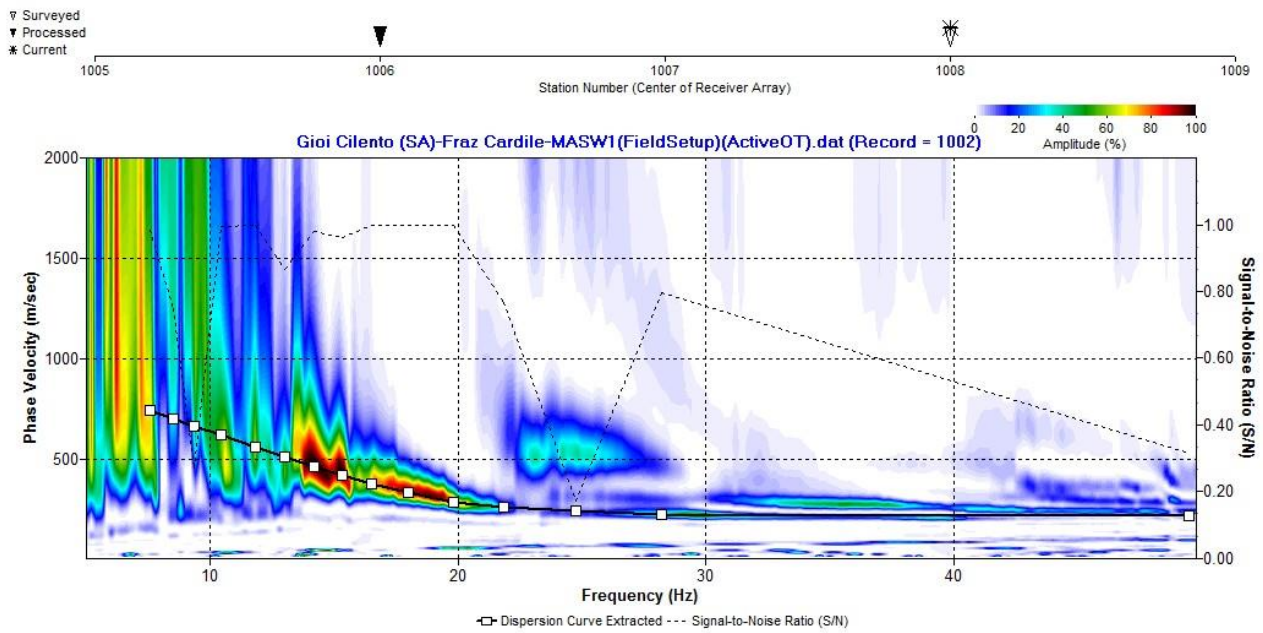


Fig. 8 – Curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh ottenuta dall'indagine Sismica MASW n. 1: acquisizione n. 2.

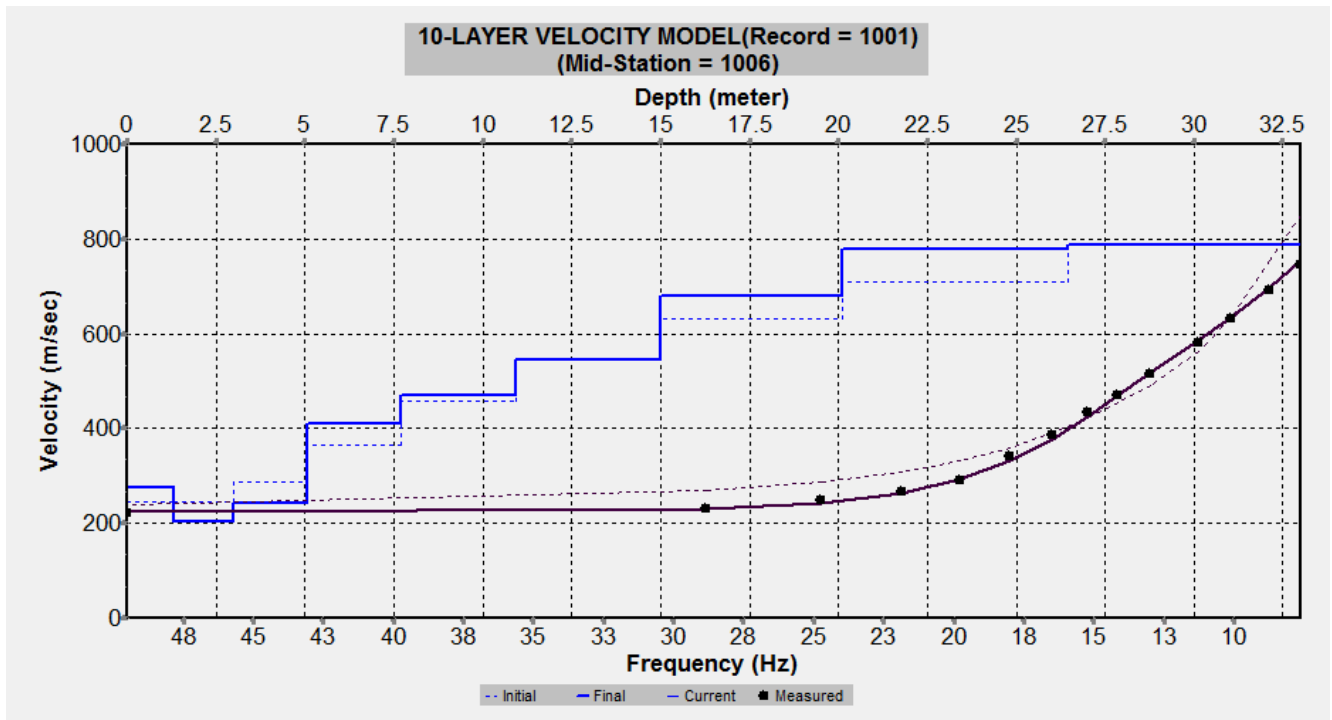


Fig. 9 – Profilo verticale 1D delle V_s ottenuto dall'inversione della curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh: MASW n. 1 - acquisizione n. 1.

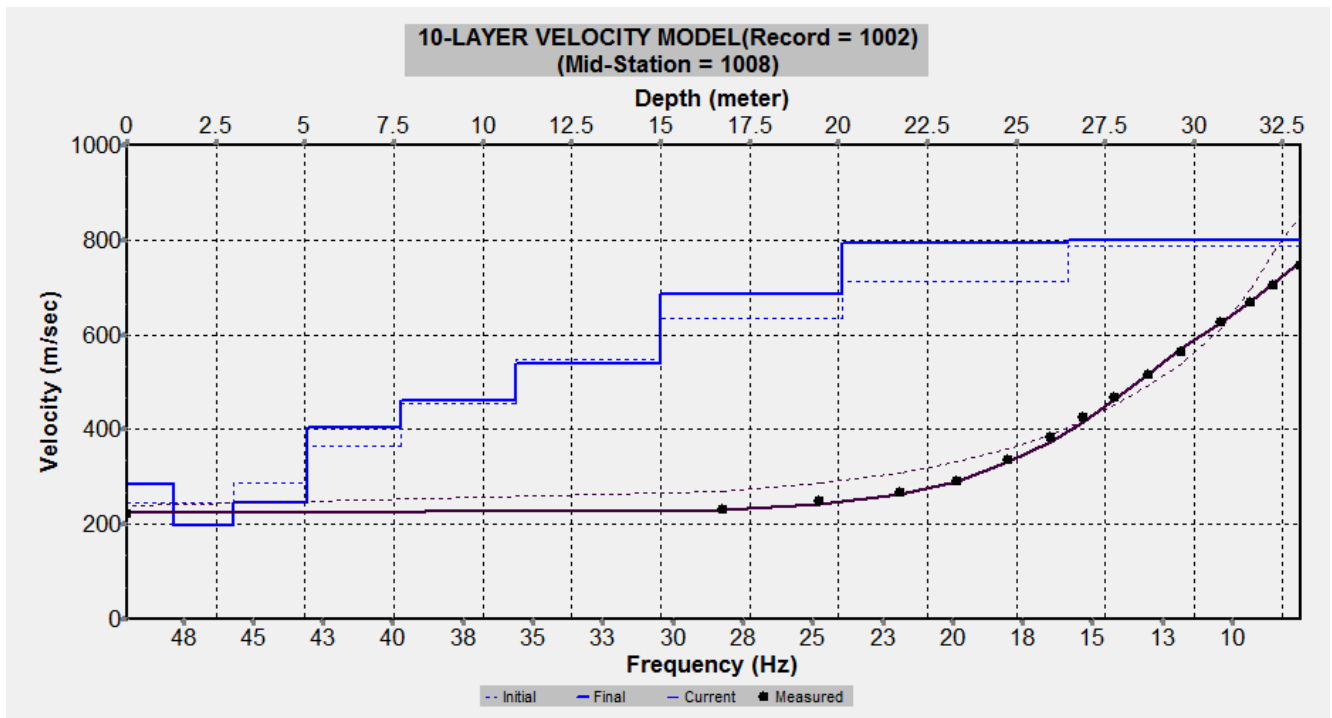


Fig. 10 – Profilo verticale 1D delle V_s ottenuto dall'inversione della curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh: MASW n. 1 - acquisizione n. 2.

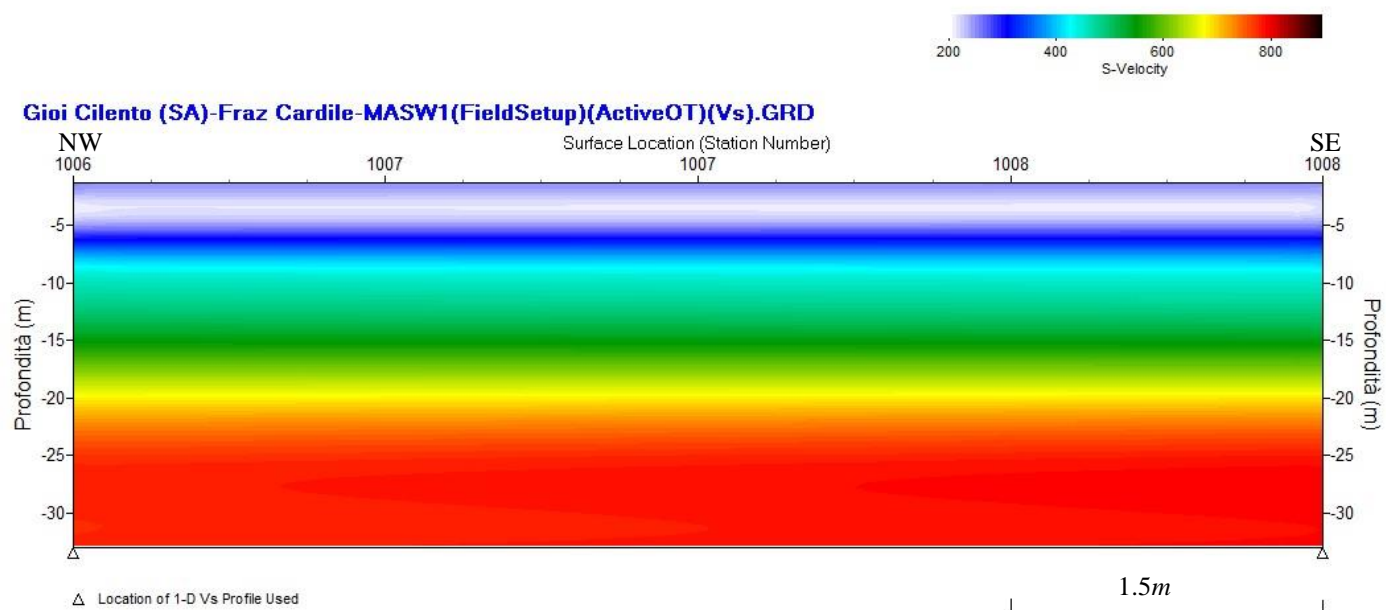


Fig. 11 – Modello sismostratigrafico 2D delle V_s ottenuto dall'indagine Sismica MASW n. 1.

RECORD # 1001

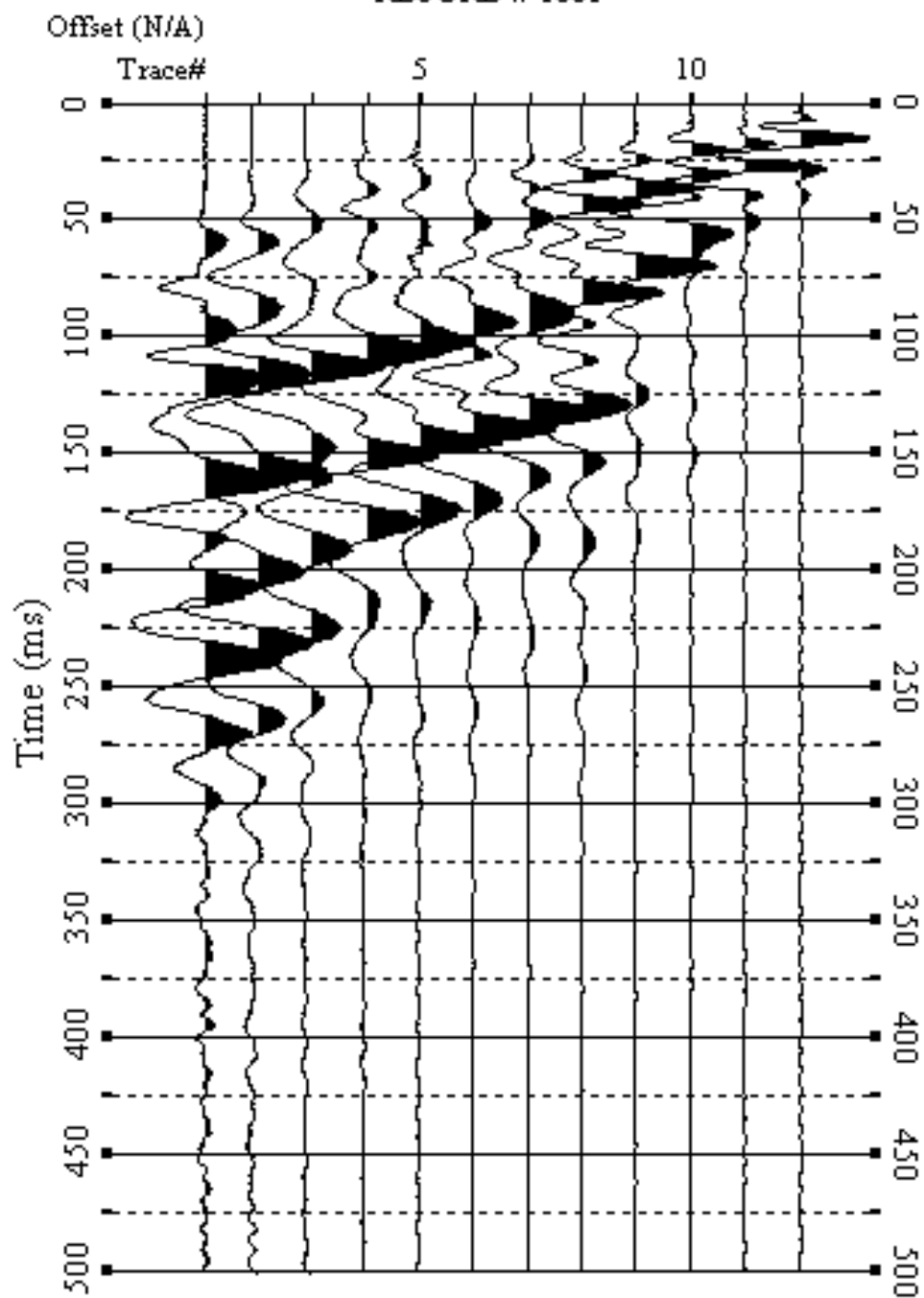


Fig. 12 – Sismogrammi relativi all'indagine Sismica MASW n. 2: acquisizione n. 1. Finestra temporale [0-500]ms.

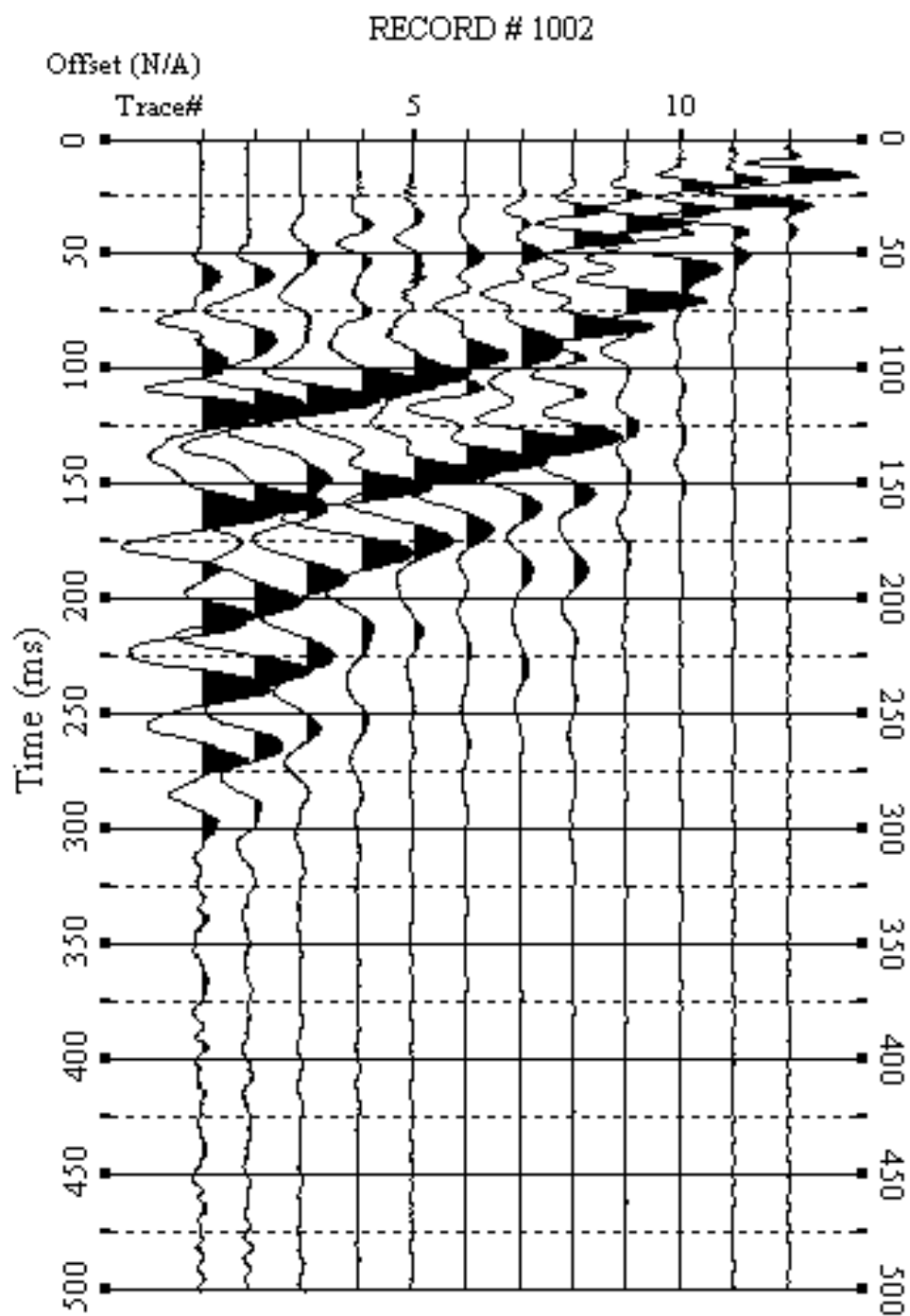


Fig. 13 – Sismogrammi relativi all'indagine Sismica MASW n. 2: acquisizione n. 2. Finestra temporale [0-500]ms.

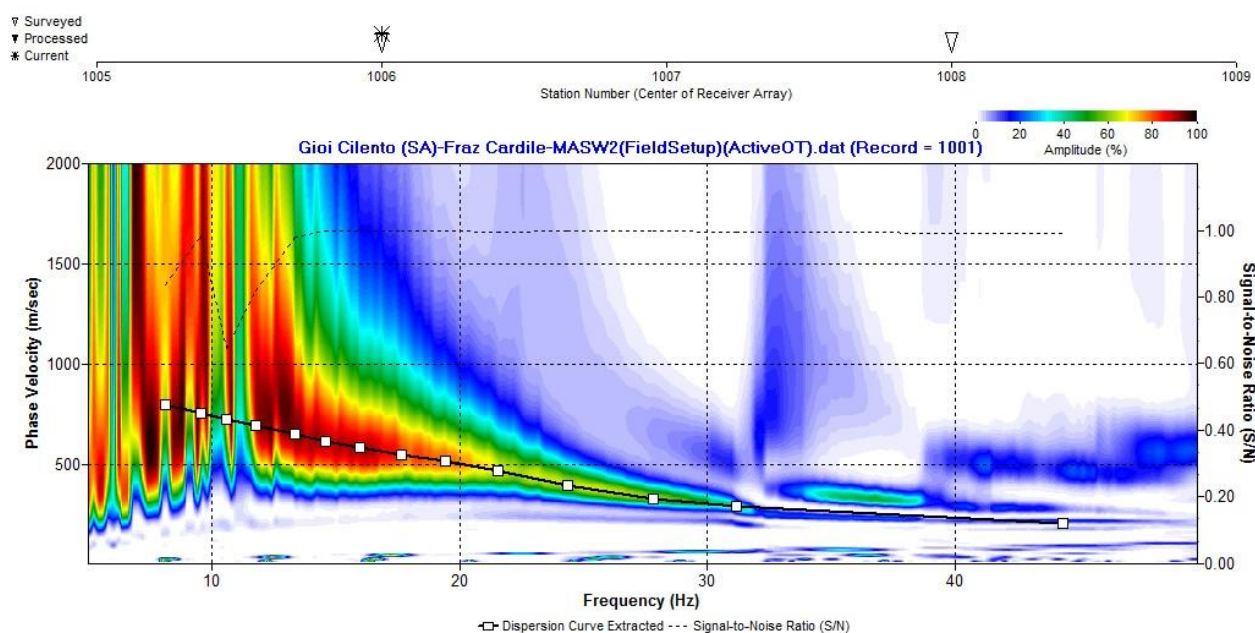


Fig. 14 – Curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh ottenuta dall'indagine Sismica MASW n. 2: acquisizione n. 1.

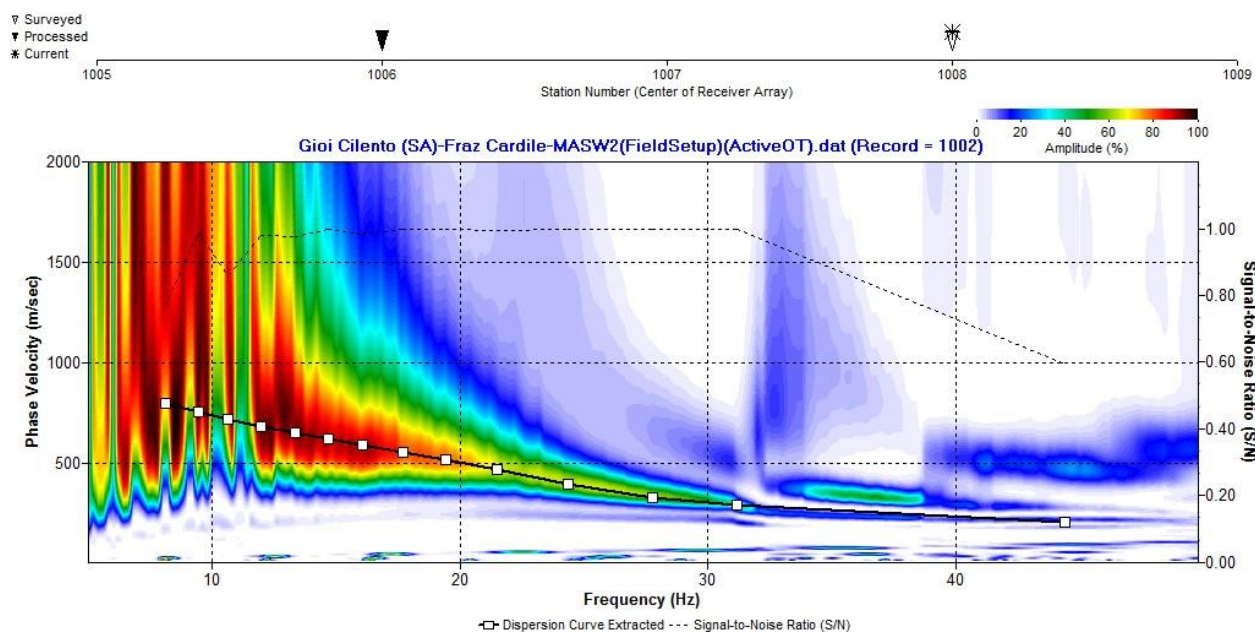


Fig. 15 – Curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh ottenuta dall'indagine Sismica MASW n. 2: acquisizione n. 2.

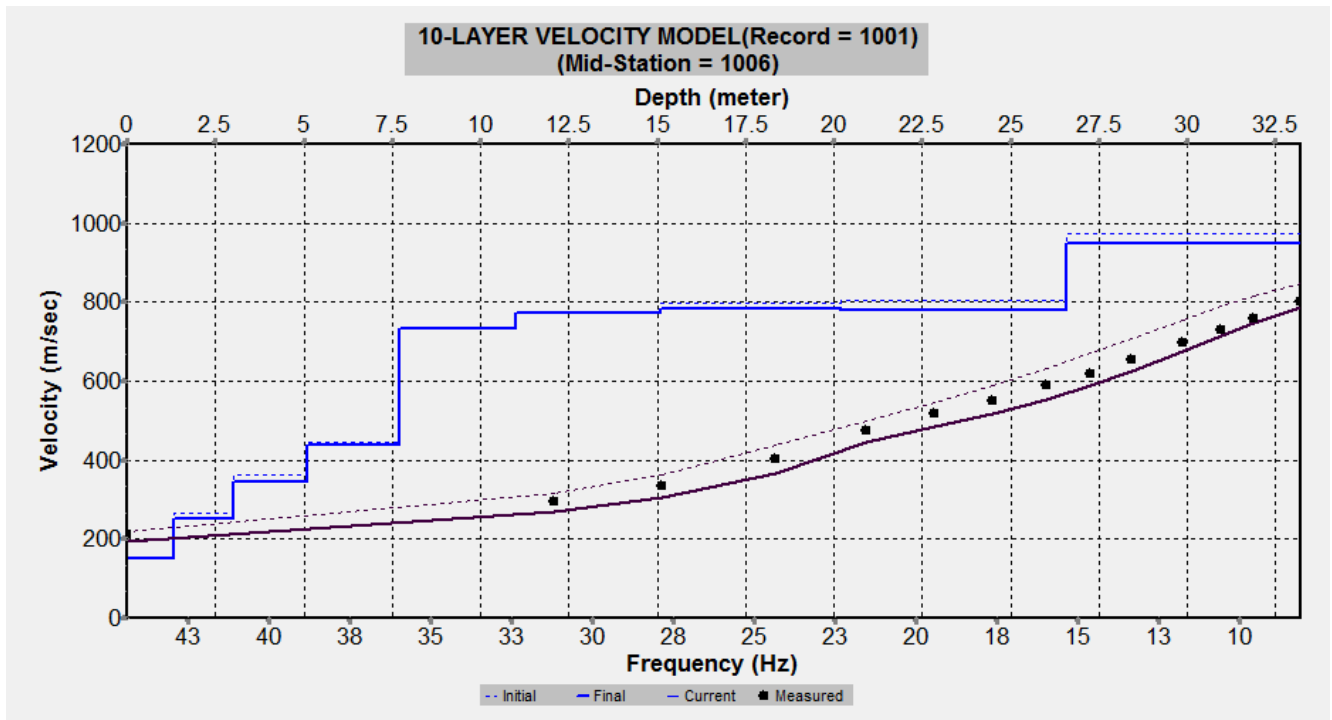


Fig. 16 – Profilo verticale 1D delle V_s ottenuto dall'inversione della curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh: MASW n. 2 - acquisizione n. 1.

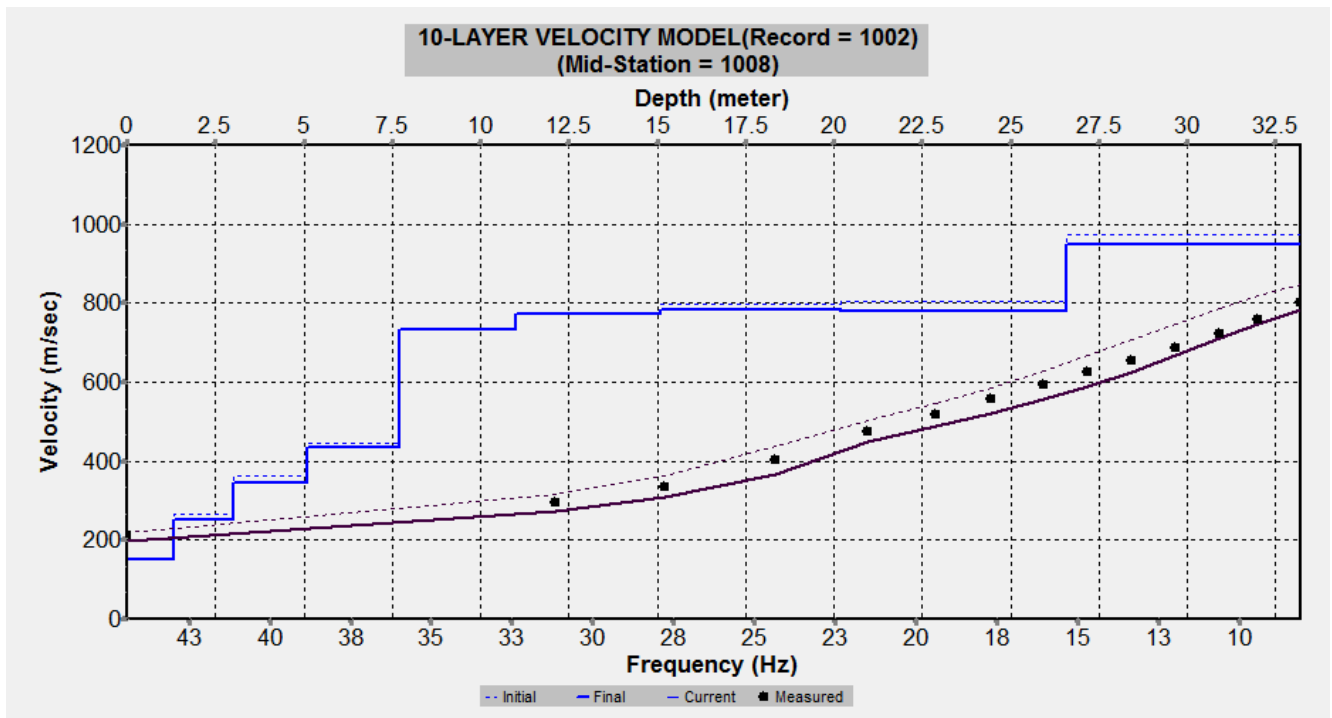


Fig. 17 – Profilo verticale 1D delle V_s ottenuto dall'inversione della curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh: MASW n. 2 - acquisizione n. 2.

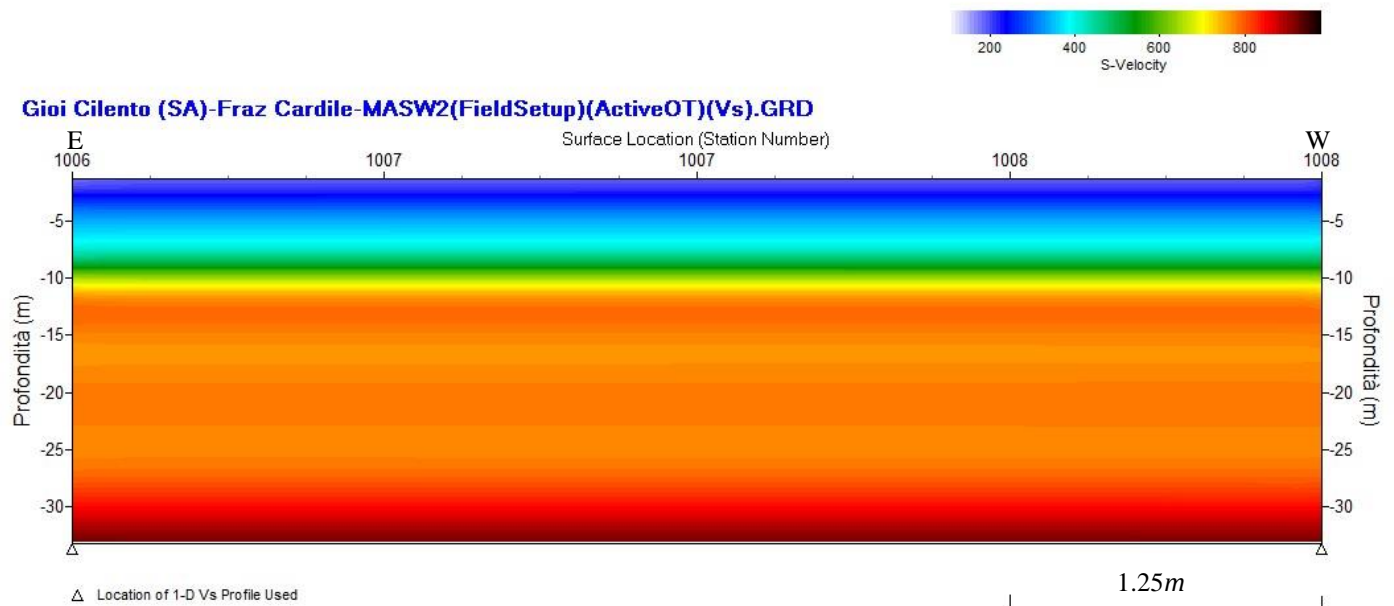


Fig. 18 – Modello sismostratigrafico 2D delle V_s ottenuto dall'indagine Sismica MASW n. 2.

4 - INTERPRETAZIONE ED ANALISI DEI DATI

Le indagini sismiche MASW effettuate, considerando la sismostratigrafia fino alla profondità di 30m (0m-30m) dal p.c., in quanto non è stato raggiunto il bedrock sismico nei primi 30 metri di profondità dal p.c., hanno fornito risultati che collocano i terreni oggetto d'indagine nella categoria **B** del D.M. 17 gennaio 2018 (Tabb. 2 – 4). Questa categoria è stata ricavata, come da normativa, dalla relazione:

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

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i-esimo per un totale di N strati presenti fino ad individuare il bedrock sismico o qualora non individuato nei primi 30 metri di profondità al di sotto del piano fondale.

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30m.

Tab. 2 – Categorie Sottosuoli di fondazione (D.M. 17 gennaio 2018).

<i>Prospezione sismica</i>	<i>V_{S 0-30} (m/s)</i>	<i>Categoria Sottosuoli di Fondazione (D.M. 17/01/2018)</i>
<i>MASW n. 1</i>	<i>[480]</i>	<i>B</i>
<i>MASW n. 2</i>	<i>[539 ÷ 540]</i>	<i>B</i>

Tab. 3 – Categoria Sottosuolo di fondazione ottenuta dalle prospezioni sismiche MASW effettuate.

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

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T₁	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T₂	<i>Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$</i>
T₃	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T₄	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tab. 4 – Categorie topografiche (D.M. 17 gennaio 2018).

Categoria topografica T₂ = Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ ($h/H = 0.88$ dove h = quota sito e H = quota massima del versante).

5 - RISPOSTA SISMICA LOCALE

È noto da tempo che i danni che si manifestano durante un terremoto possono avere dimensioni molto diverse in località tra loro vicine a causa di una differente risposta sismica locale; ad esempio, per lo stesso sisma registrato da strumenti identici e a breve distanza reciproca, uno posto su di una coltre alluvionale di 200m di spessore, l'altro su rocce cristalline, fu rilevato un rapporto di ampiezza pari a 5 corrispondente a circa 2 unità della scala sismica delle intensità (Carrara et al., 1992). D'altra parte, lo stesso concetto di magnitudo tiene conto di ciò, legando la sua valutazione all'ampiezza del moto del sottosuolo normalizzata sia mediante una funzione di attenuazione con la distanza, sia mediante un coefficiente di stazione e quest'ultimo è legato, appunto, alla diversa risposta dei siti di registrazione ad uno stesso evento sismico.

Questo fenomeno fu notato per la prima volta un secolo fa quando, durante il tristemente noto terremoto di S. Francisco del 1906, edifici praticamente identici per forma, dimensioni e materiali impiegati, subirono danni sensibilmente diversi (alcuni edifici subirono crolli totali mentre altri subirono danni praticamente trascurabili).

È ormai assodato che le caratteristiche con cui si presenta un sisma in un dato sito sono fortemente dipendenti oltre che dalle caratteristiche della sorgente, dalle modalità di emissione dell'energia e dalla distanza ipocentrale, soprattutto da fattori di risposta locale che modificano la composizione spettrale del sisma.

In sostanza la risposta sismica locale è l'azione di filtro e d'amplificatore esercitata localmente dagli strati più superficiali del terreno sovrapposti ad un basamento roccioso; essa è l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico, relativo a una formazione rocciosa di base (substrato o bedrock), subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti (deposito di copertura) fino alla superficie.

Per una corretta valutazione della risposta sismica locale è quindi indispensabile calcolare gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontale e verticale delle azioni sismiche di progetto.

La valutazione della risposta sismica locale è stata effettuata secondo i dettami del recente D.M. del 17 gennaio 2018, tramite l'utilizzo del software sperimentale SPETTRI NTC 1.0.3 sviluppato a cura del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ed utilizzando le risultanze delle prospezioni sismiche MASW precedentemente descritte.

Gli spettri di risposta ottenuti sono relativi allo Stato Limite di Esercizio SLD (Stato Limite di Danno) e allo Stato Limite Ultimo SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita).

In un primo stadio è stata individuata la pericolosità del sito sulla base dei risultati del progetto S1 dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) (Tab. 5; Fig. 19).

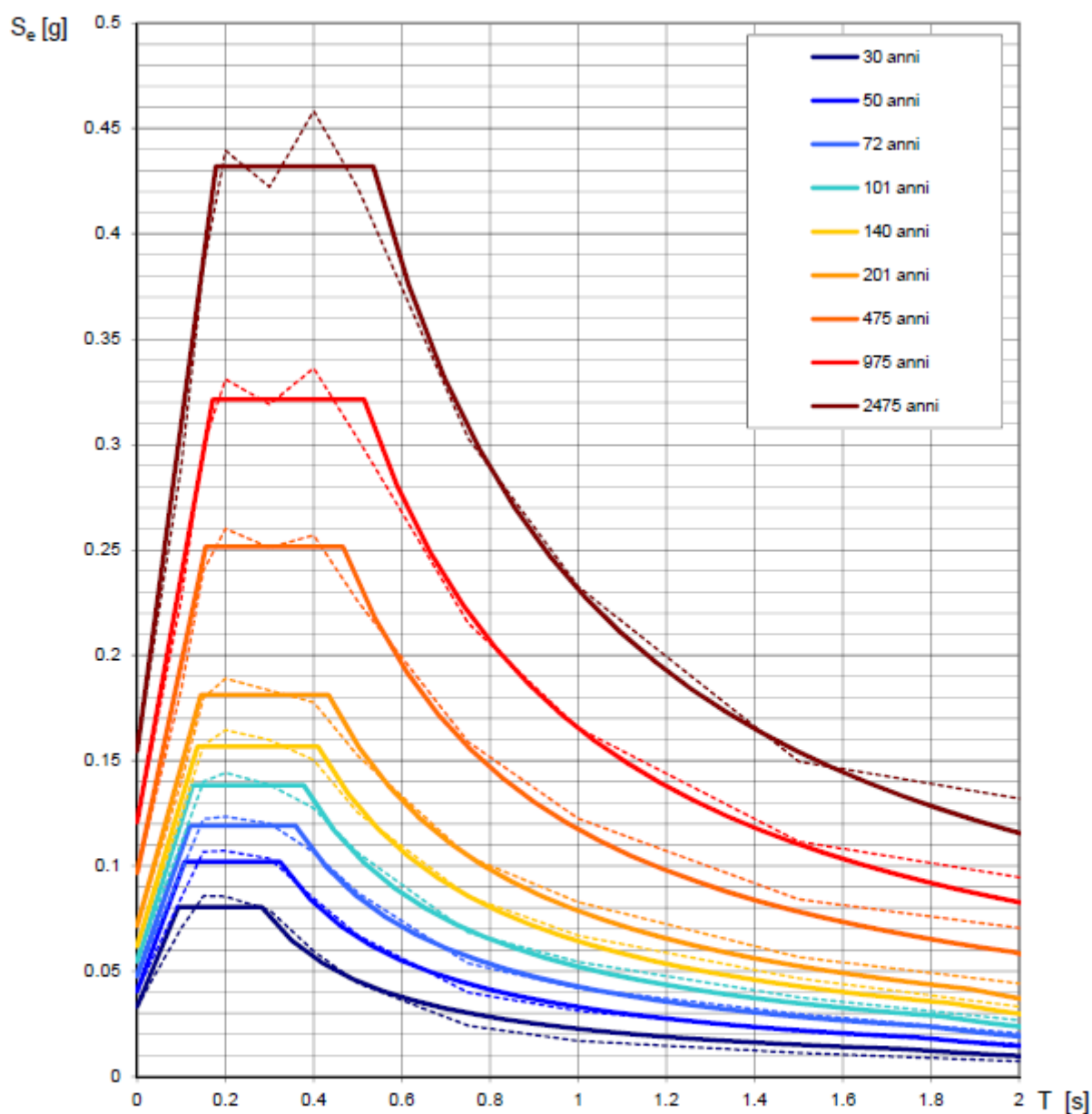
In un secondo momento sono stati calcolati gli spettri di risposta elastici relativi alla strategia di progettazione prescelta (Vita nominale della costruzione - $V_N \geq 50$ anni; Coefficiente d'uso della costruzione - $C_U = 1.5$ – Classe d'uso della costruzione III) ed all'azione di progetto di riferimento (SLD e SLV) (Tabb. 6 – 9; Figg. 20 – 21).

Gli spettri di risposta elastici ottenuti sono rappresentativi delle componenti orizzontale e verticale delle azioni sismiche di progetto per la tipologia di sito [categoria di sottosuolo **B** – categoria topografica **T2** ($h/H = 0.88$)] individuata nell'area oggetto di indagine.

**SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI PER PERIODI DI RITORNO DI RIFERIMENTO
PER CATEGORIA DI SOTTOSUOLO A
PUNTO DI COORDINATE LONG. 15.243890 – LAT. 40.270010 (IN GRADI DECIMALI)**

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0.033	2.432	0.281
50	0.040	2.520	0.324
72	0.048	2.493	0.358
101	0.055	2.526	0.377
140	0.062	2.529	0.410
201	0.072	2.531	0.434
475	0.097	2.600	0.466
975	0.121	2.662	0.514
2475	0.155	2.796	0.535

Tab. 5 - Prospetto dei valori dei parametri a_g , F_0 , T_C per i periodi di ritorno T_R di riferimento. a_g = accelerazione orizzontale massima al sito; F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; T_C = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Fig. 19 – Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_r di riferimento per categoria di sottosuolo A.

**SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI PER CATEGORIA DI SOTTOSUOLO B
E PER CATEGORIA TOPOGRAFICA T2 (h/H = 0.88)
PUNTO DI COORDINATE LONG. 15.243890 – LAT. 40.270010 (IN GRADI DECIMALI)**

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.049 g
F_0	2.498
T_C	0.381 s
S_S	1.200
C_C	1.349
S_T	1.175
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.410
η	1.000
T_B	0.162 s
T_C	0.486 s
T_D	1.795 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0.55; \eta = 1/q$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6$$

Espressioni dello spettro di risposta

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.069
$T_B \leftarrow$	0.162	0.171
$T_C \leftarrow$	0.486	0.171
	0.549	0.152
	0.611	0.138
	0.673	0.124
	0.736	0.113
	0.798	0.105
	0.860	0.097
	0.923	0.090
	0.985	0.085
	1.047	0.080
	1.109	0.075
	1.172	0.071
	1.234	0.068
	1.296	0.064
	1.359	0.061
	1.421	0.059
	1.483	0.056
	1.545	0.054
	1.608	0.052
	1.670	0.050
	1.732	0.048
$T_D \leftarrow$	1.795	0.046
	1.900	0.041
	2.005	0.037
	2.110	0.034
	2.215	0.031
	2.320	0.028
	2.425	0.025
	2.530	0.023
	2.635	0.022
	2.740	0.020
	2.845	0.018
	2.950	0.017
	3.055	0.016
	3.160	0.015
	3.265	0.014
	3.370	0.013
	3.475	0.012
	3.580	0.012
	3.685	0.011
	3.790	0.010
	3.895	0.010
	4.000	0.009

Tab. 6 – Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLD. Categ. sottosuolo B. Categ. topografica T2 (h/H = 0.88). Vita nominale della costruzione - $V_N \geq 50$ anni; Coefficiente d'uso della costruzione - $C_U = 1.5$ – Classe d'uso della costruzione III; smorzamento 5%, fattore di struttura $q = 1.5$.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0.014 g
S_S	1.000
S_T	1.175
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.744
S	1.175
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T$$

$$\eta = 1/q$$

$$F_v = 1.35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Espressioni dello spettro di risposta

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.017
$T_B \leftarrow$	0.050	0.028
$T_C \leftarrow$	0.150	0.028
	0.235	0.018
	0.320	0.013
	0.405	0.011
	0.490	0.009
	0.575	0.007
	0.660	0.006
	0.745	0.006
	0.830	0.005
	0.915	0.005
$T_D \leftarrow$	1.000	0.004
	1.094	0.004
	1.188	0.003
	1.281	0.003
	1.375	0.002
	1.469	0.002
	1.563	0.002
	1.656	0.002
	1.750	0.001
	1.844	0.001
	1.938	0.001
	2.031	0.001
	2.125	0.001
	2.219	0.001
	2.313	0.001
	2.406	0.001
	2.500	0.001
	2.594	0.001
	2.688	0.001
	2.781	0.001
	2.875	0.001
	2.969	0.000
	3.063	0.000
	3.156	0.000
	3.250	0.000
	3.344	0.000
	3.438	0.000
	3.531	0.000
	3.625	0.000
	3.719	0.000
	3.813	0.000
	3.906	0.000
	4.000	0.000

Tab. 7 – Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLD. Categ. sottosuolo B. Categ. topografica T2 ($h/H = 0.88$). Vita nominale della costruzione - $V_N \geq 50$ anni; Coefficiente d'uso della costruzione - $C_U = 1.5$ – Classe d'uso della costruzione III; smorzamento 5%, fattore di struttura $q = 1.5$.

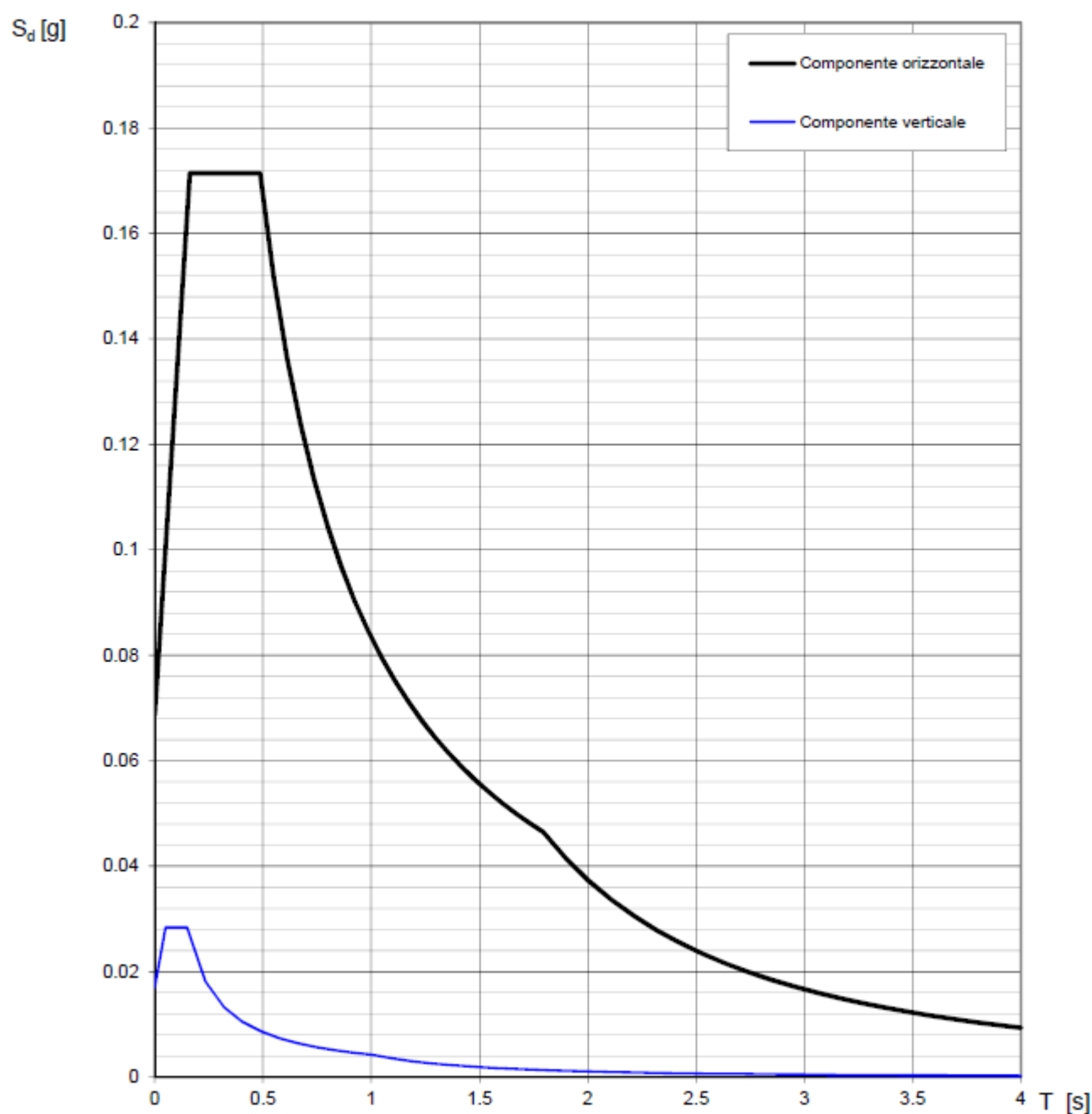


Fig. 20 – Spettri di risposta elastici (componenti orizzontale e verticale) per lo stato limite SLD – Categ. sottosuolo B. Categ. topografica T2 ($h/H = 0.88$). Vita nominale della costruzione - $V_N \geq 50$ anni; Coefficiente d'uso della costruzione - $C_U = 1.5$ – Classe d'uso della costruzione III; smorzamento 5%, fattore di struttura $q = 1.5$.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.110 g
F_o	2.634
T_C	0.493 s
S_S	1.200
C_C	1.267
S_T	1.175
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.410
η	1.000
T_B	0.208 s
T_C	0.625 s
T_D	2.038 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+5)} \geq 0.55; \eta = 1/q$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6$$

Espressioni dello spettro di risposta

$$0 \leq T < T_B \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_o(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.155
$T_B \leftarrow$	0.208	0.407
$T_C \leftarrow$	0.625	0.407
	0.692	0.368
	0.759	0.335
	0.826	0.308
	0.894	0.284
	0.961	0.265
	1.028	0.247
	1.096	0.232
	1.163	0.219
	1.230	0.207
	1.298	0.196
	1.365	0.186
	1.432	0.178
	1.500	0.170
	1.567	0.162
	1.634	0.156
	1.702	0.149
	1.769	0.144
	1.836	0.138
	1.904	0.134
	1.971	0.129
$T_D \leftarrow$	2.038	0.125
	2.132	0.114
	2.225	0.105
	2.319	0.096
	2.412	0.089
	2.505	0.083
	2.599	0.077
	2.692	0.072
	2.786	0.067
	2.879	0.063
	2.972	0.059
	3.066	0.055
	3.159	0.052
	3.253	0.049
	3.346	0.046
	3.440	0.044
	3.533	0.042
	3.626	0.039
	3.720	0.037
	3.813	0.036
	3.907	0.034
	4.000	0.032

Tab. 8 – Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV. Categ. sottosuolo B. Categ. topografica T2 ($h/H = 0.88$). Vita nominale della costruzione - $V_N \geq 50$ anni; Coefficiente d'uso della costruzione - $C_U = 1.5$ – Classe d'uso della costruzione III; smorzamento 5%, fattore di struttura $q = 1.5$.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.049 g
S_g	1.000
S_T	1.175
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.177
S	1.175
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_g \cdot S_T$$

$$\eta = 1/q$$

$$F_v = 1.35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Espressioni dello spettro di risposta

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.058
$T_B \leftarrow$	0.050	0.101
$T_C \leftarrow$	0.150	0.101
	0.235	0.065
	0.320	0.047
	0.405	0.037
	0.490	0.031
	0.575	0.026
	0.660	0.023
	0.745	0.020
	0.830	0.018
	0.915	0.017
$T_D \leftarrow$	1.000	0.015
	1.094	0.013
	1.188	0.011
	1.281	0.009
	1.375	0.008
	1.469	0.007
	1.563	0.006
	1.656	0.006
	1.750	0.005
	1.844	0.004
	1.938	0.004
	2.031	0.004
	2.125	0.003
	2.219	0.003
	2.313	0.003
	2.406	0.003
	2.500	0.002
	2.594	0.002
	2.688	0.002
	2.781	0.002
	2.875	0.002
	2.969	0.002
	3.063	0.002
	3.156	0.002
	3.250	0.001
	3.344	0.001
	3.438	0.001
	3.531	0.001
	3.625	0.001
	3.719	0.001
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.001

Tab. 9 – Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLV. Categ. sottosuolo B. Categ. topografica T2 ($h/H = 0.88$). Vita nominale della costruzione - $V_N \geq 50$ anni; Coefficiente d'uso della costruzione - $C_U = 1.5$ – Classe d'uso della costruzione III; smorzamento 5%, fattore di struttura $q = 1.5$.

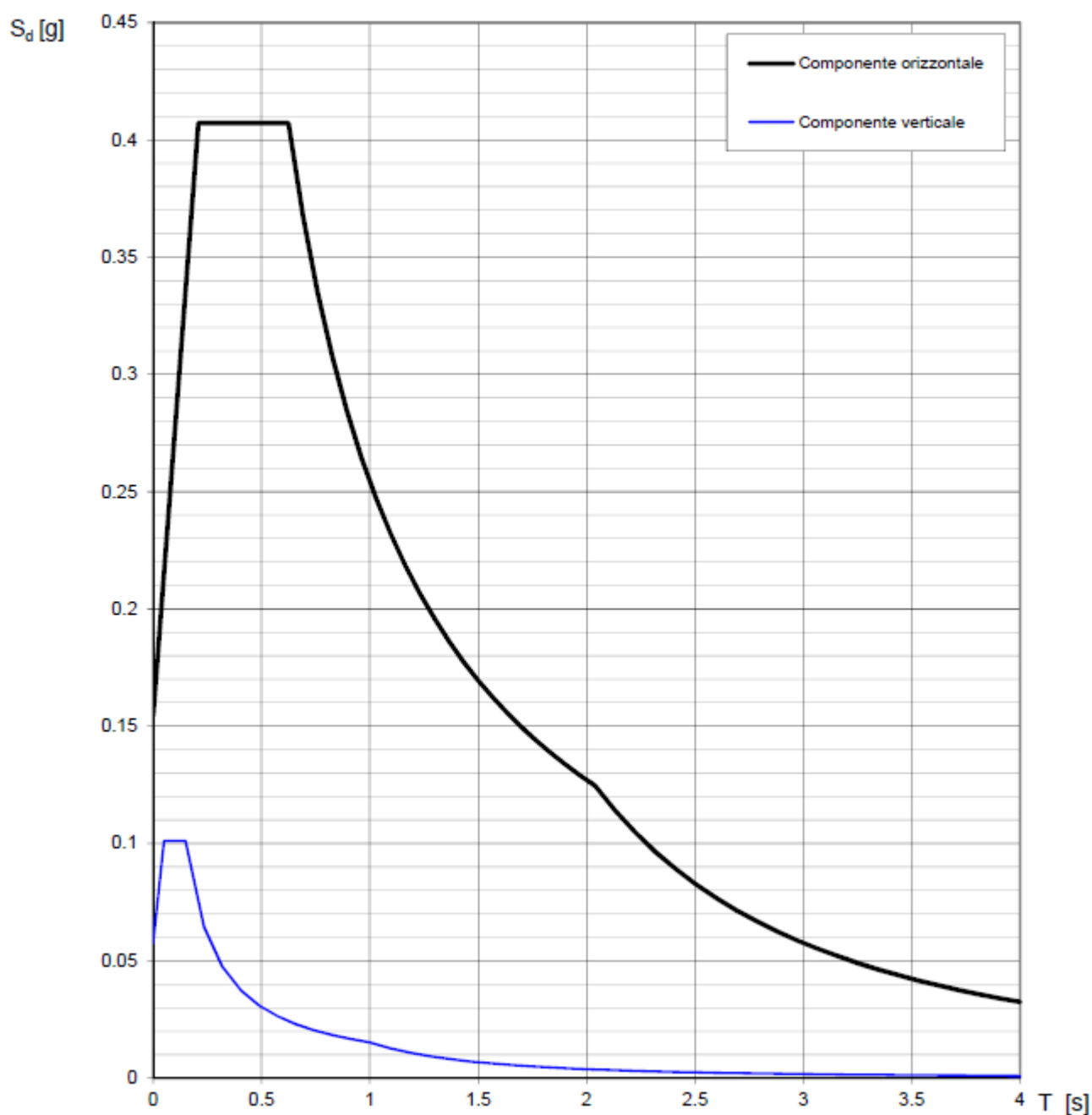


Fig. 21 – Spettri di risposta elastici (componenti orizzontale e verticale) per lo stato limite SLV – Categ. sottosuolo B. Categ. topografica T2 ($h/H = 0.88$). Vita nominale della costruzione - $V_N \geq 50$ anni; Coefficiente d'uso della costruzione - $C_U = 1.5$ – Classe d'uso della costruzione III; smorzamento 5%, fattore di struttura $q = 1.5$.

6 - CONCLUSIONI

Il territorio comunale di Gioi (SA), a seguito della riclassificazione sismica del 2002 effettuata dalla Regione Campania, è classificato in II categoria - $S=9$ - $a_g=0.25g$ (Fig. 22).

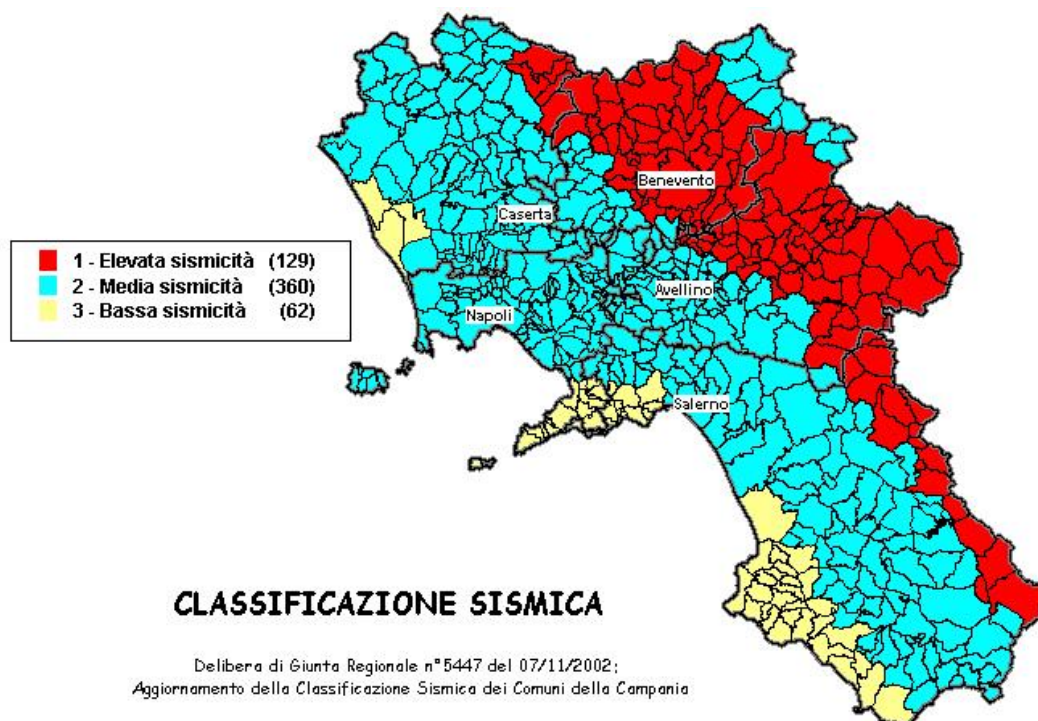


Fig. 22 – Classificazione sismica del 2002 dei Comuni della Regione Campania. Zona 1, valore di $a_g=0.35g$; Zona 2, valore di $a_g=0.25g$; Zona 3, valore di $a_g=0.15g$.

Inoltre, la mappa del territorio nazionale per la pericolosità sismica (Fig. 23), disponibile on-line sul sito dell'INGV di Milano, indica che il territorio comunale di Gioi (SA) rientra nelle celle contraddistinte da valori di a_g di riferimento compresi tra 0.075 e 0.100 (punti della griglia riferiti a: parametro dello scuotimento a_g ; probabilità in 50 anni 10%; percentile 50).

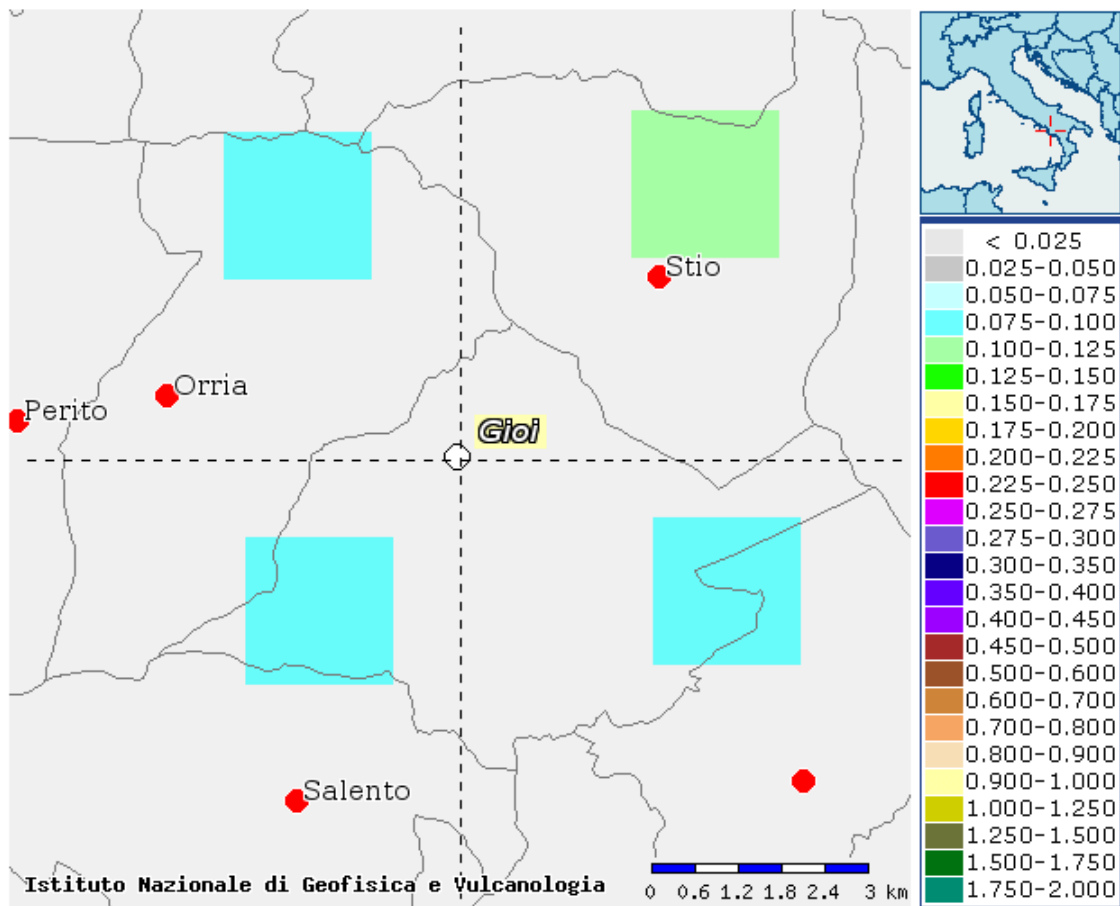


Fig. 23

– Mappa di pericolosità sismica redatta a cura dell'INGV di Milano - Punti della griglia riferiti a:
parametro dello scuotimento a_g ; probabilità in 50 anni 10%; percentile 50.

I risultati forniti dalle indagini sismiche MASW effettuate permettono di definire la categoria di sottosuolo del sito, che risulta posto nella categoria **B** (vedi par. 4), con valori di V_{Seq} calcolati pari a (Tab. 10):

Prospezione sismica	$V_{S\ 0-30}$ (m/s)
MASW n. 1	[480]
MASW n. 2	[539 ÷ 540]

Tab. 10 – Valori di $V_{S,eq}$ calcolati, relativi alle prospezioni sismiche MASW effettuate.

Proprio in funzione della categoria di sottosuolo **B** e della categoria topografica **T2** ($h/H = 0.88$) sono stati ricavati tutti i parametri d'interesse ingegneristico, quali gli spettri di risposta elastici (vedi par. 5).

Il calcolo degli spettri di risposta elastici è stato effettuato con la seguente strategia di progettazione:

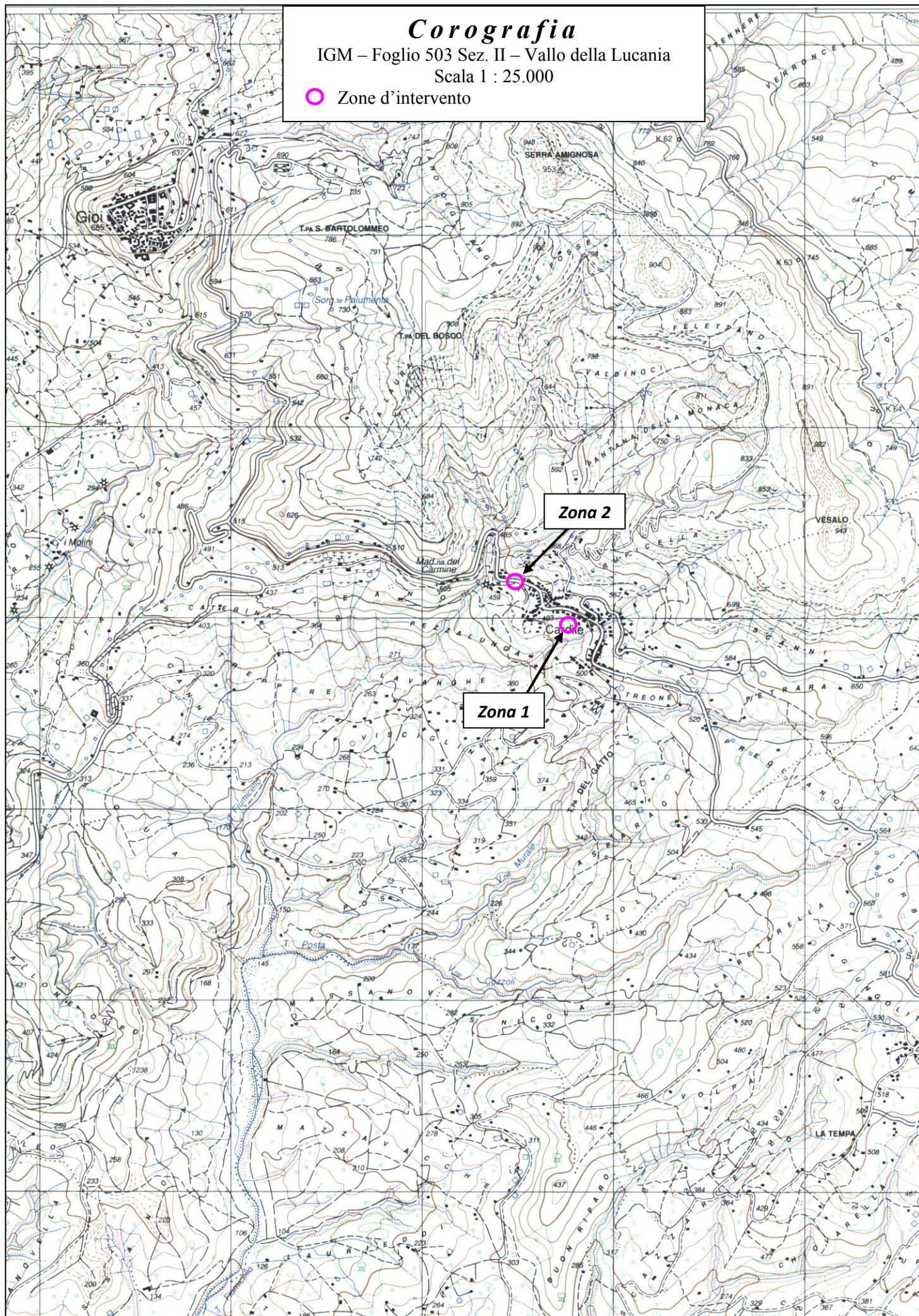
- Vita nominale della costruzione - $V_N \geq 50$ anni;
- Coefficiente d'uso della costruzione - $C_U = 1.5$ – Classe d'uso della costruzione III.

Corografia

IGM – Foglio 503 Sez. II – Vallo della Lucania

Scala 1 : 25.000

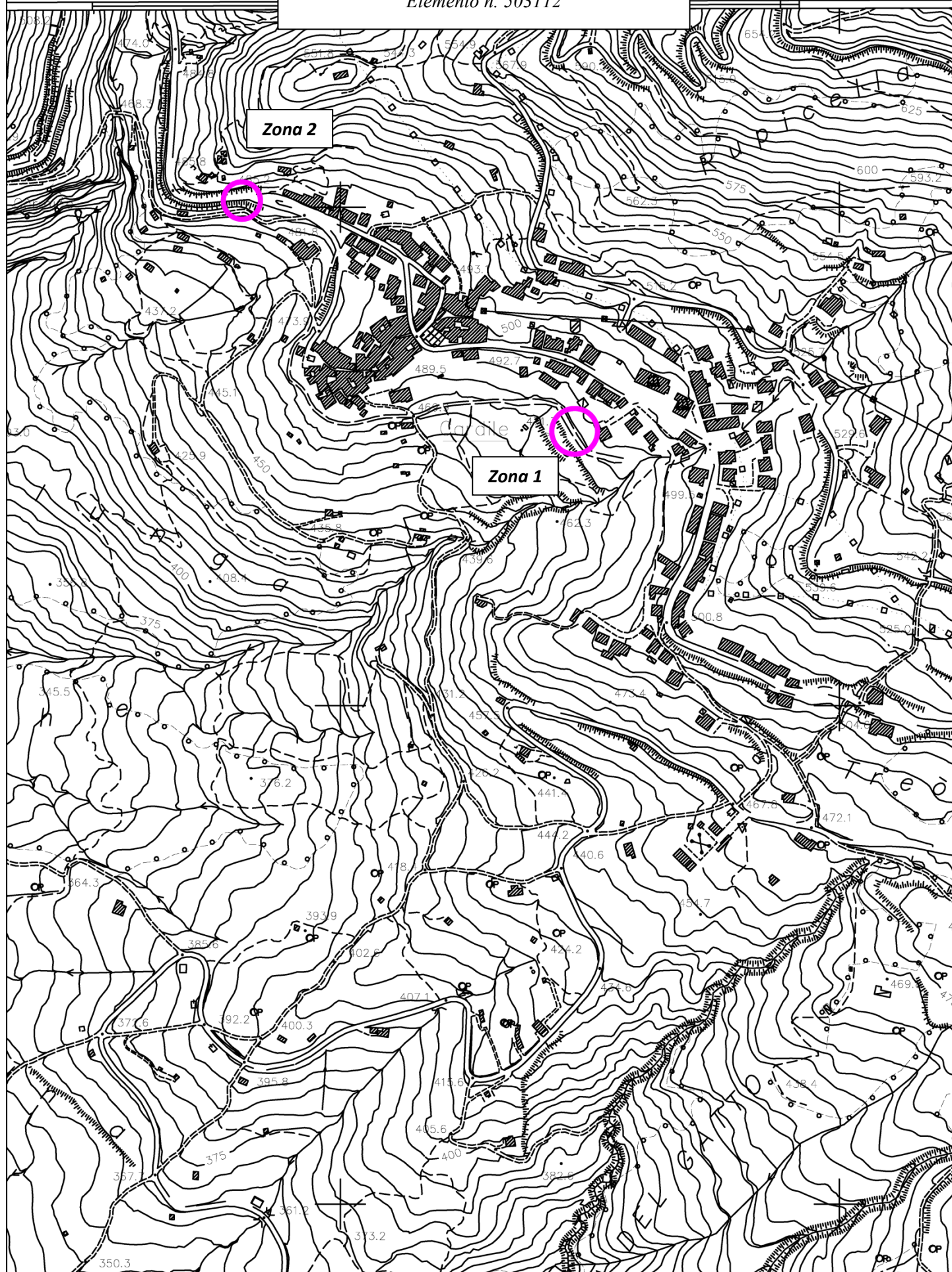
○ Zone d'intervento



Scala 1 : 5000
Carta Tecnica Numerica Regionale
Elemento n. 503112

Carta Tecnica Numerica Regionale

2 541 000



VALUTAZIONE PORTANZA PALI DI FONDAZIONE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NTC2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

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

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

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Carico limite verticale

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

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

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

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

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

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

La formula di Terzaghi può essere scritta:

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

dove:

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

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

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

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

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

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

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

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;
 L lunghezza del palo;
 N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

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

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

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

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

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

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

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

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

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

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

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

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

Metodo di Janbu

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

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

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

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

Formula di Hansen

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

Per valori $L/D > 1$:

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

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

Nel caso $\phi = 0$

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

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

Fattore di forma:

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

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

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

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

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

Resistenza del fusto

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

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

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

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

σ = pressione verticale efficace del terreno;

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

Per pali infissi

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

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

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

Per pali trivellati

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

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

Per pali infissi

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

Per pali trivellati

$$\delta = \tan\phi$$

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

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Attrito negativo

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

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

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

Criterio di Sano

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

$$Dp = \arctg\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

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

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

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

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

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

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

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

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

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

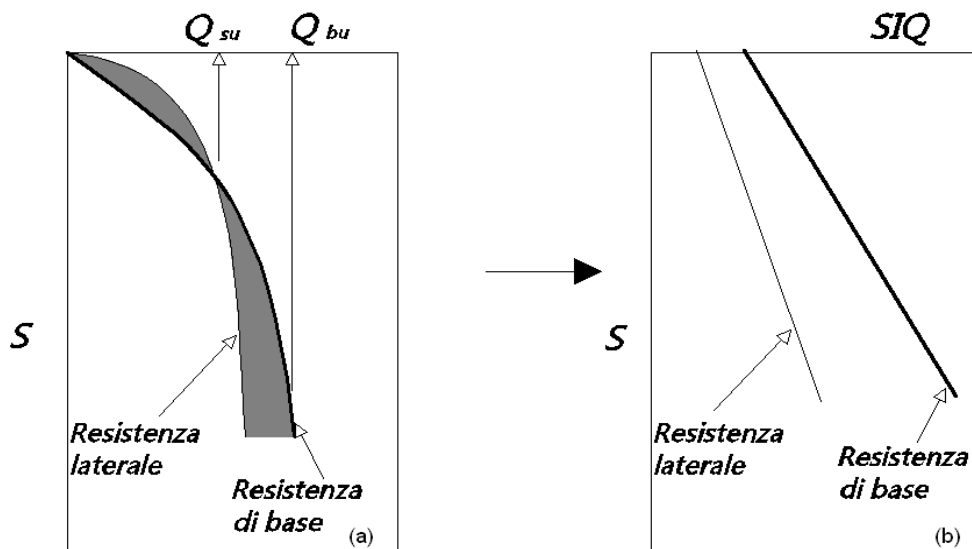
B = Diametro del palo

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

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

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (*Terzaghi, 1943*). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + K_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c = 26 \cdot 10^6$ kN/m² per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm² e il valore di $E_c = 40 \cdot 10^6$ kN/m² per calcestruzzo da 40 N/mm².
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_e : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6Q_{bu}Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s=S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

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

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

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

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

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

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

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

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;
 K_p = Coefficiente di spinta passiva;
 γ = Peso unità di volume del terreno;
 z = Profondità;
 B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

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

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

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

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

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

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

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

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

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

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

e quindi

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

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice **A S A^T** si ricava l'espressione degli spostamenti esterni **X**:

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

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.

La matrice **A S A^T** è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterne nodali.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al. 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

in cui $\tau_c = a_{max} \rho_1 H_1$; a_{max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

Zona 1

Portanza Palo 600 mm.

Dati generali...

Descrizione	PALO
Diametro punta	0,60 m
Lunghezza	15,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	0,40 m
Densità relativa strato punta palo	80,00
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1
SISMA	
Accelerazione sismica	0,159
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0,1586
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0,0793

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	75,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:

B

Categoria topografica:

T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45,0	0,38	2,5	0,31
S.L.D.	75,0	0,48	2,5	0,36
S.L.V.	712,0	1,08	2,63	0,49
S.L.C.	1462,0	1,31	2,72	0,52

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:

Classe III

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,5472	1,0	0,0558	0,0279
S.L.D.	0,6912	1,0	0,0705	0,0352
S.L.V.	1,5552	1,0	0,1586	0,0793
S.L.C.	1,8864	1,0	0,1924	0,0962

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm ²]	Ec [Kg/cm ²]	fck [Kg/cm ²]	fed [Kg/cm ²]	fctd [Kg/cm ²]	fctm [Kg/cm ²]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,1	22,1
2	C25/30	300	314750	250	141,6	11,4	25,6
3	C28/35	350	323080	280	158,6	12,6	27,6
4	C40/50	500	352200	400	226,6	16,3	35

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm ²]	fyk [Kg/cm ²]	fyd [Kg/cm ²]	ftk [Kg/cm ²]	ftd [Kg/cm ²]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2141370	2447,28	2128,11	3670,92	2128,11	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2141370	2855,16	2482,97	4384,71	2482,97	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2141370	3670,92	3191,66	5200,47	3670,92	0,012	0,01	1	0,5

Stratigrafia

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

Strat. Nr. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m ³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m ³]	c [kg/cm ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm ²]	Vs [m/s]	Descrizio ne litologica
1	0,60	2180,00	2290,00	0,09	26,90	No	0,95	77,33	242	Strato di asfalto e breccie
2	4,80	1620,00	1860,00	0,01	20,86	No	1,00	33,68	242	Riporto limo argilloso destruttur ato
3	5,50	2500,00	2500,00	0,17	33,85	No	0,85	127,00	437	Arenarie a media fratturazio ne
4	22,00	2500,00	2500,00	0,20	35,00	No	0,81	130,00	542	Arenaria compatta

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R 3	51,40	73,91	34,29259/0 ,20	10602,88	0,00	108116,20	118719,10	--	14487,48 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:				A1+M1+R3
Numero verticali di indagine				1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)				1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)				1,70
	Rc, Min	Rc, Media	Rc, Max	
	[kg]	[kg]	[kg]	
Base	--	--	--	
Laterale	108116,20	108116,20	108116,20	
Totale	118719,10	118719,10	118719,10	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica				R3
Laterale				1,25
Resistenza di progetto laterale				50878,20 kg
Resistenza di progetto				61481,07 kg

Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione				A1+M1+R3
Numero verticali di indagine				1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)				1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)				1,70
Momento plasticizzazione				15137,44 kgm
	Rc, Min	Rc, Media	Rc, Max	
	[kg]	[kg]	[kg]	
	14487,48	14487,48	14487,48	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica				1,3
Resistenza di progetto				6555,42 kg

Zona 2

Portanza Palo 400 mm.

Dati generali...

Descrizione	PALO
Diametro punta	0,40 m
Lunghezza	12,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	0,40 m
Densità relativa strato punta palo	80,00
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1
SISMA	
Accelerazione sismica	0,157
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0,1571
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0,0786

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

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe III
Vita nominale: 50,0 [anni]
Vita di riferimento: 75,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T2

S.L.	TR	ag	F0	TC*
Stato limite	Tempo ritorno [anni]	[m/s ²]	[-]	[sec]
S.L.O.	45,0	0,38	2,5	0,31
S.L.D.	75,0	0,47	2,5	0,36
S.L.V.	712,0	1,07	2,64	0,49
S.L.C.	1462,0	1,31	2,72	0,52

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Classe III

S.L.	amax	beta	kh	kv
Stato limite	[m/s ²]	[-]	[-]	[sec]
S.L.O.	0,5472	1,0	0,0558	0,0279
S.L.D.	0,6768	1,0	0,069	0,0345
S.L.V.	1,5408	1,0	0,1571	0,0786
S.L.C.	1,8864	1,0	0,1924	0,0962

Archivio materiali**Conglomerati**

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm ²]	Ec [Kg/cm ²]	fck [Kg/cm ²]	fed [Kg/cm ²]	fctd [Kg/cm ²]	fctm [Kg/cm ²]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,1	22,1
2	C25/30	300	314750	250	141,6	11,4	25,6
3	C28/35	350	323080	280	158,6	12,6	27,6
4	C40/50	500	352200	400	226,6	16,3	35

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm ²]	fyk [Kg/cm ²]	fyd [Kg/cm ²]	ftk [Kg/cm ²]	ftd [Kg/cm ²]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2141370	2447,28	2128,11	3670,92	2128,11	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2141370	2855,16	2482,97	4384,71	2482,97	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2141370	3670,92	3191,66	5200,47	3670,92	0,012	0,01	1	0,5

Stratigrafia

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

Strat. Nr. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m ³]	Peso Unità di volume Saturato [kg/m ³]	c [kg/cm ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm ²]	Vs [m/s]	Descrizio ne litologica
1	3,00	1240,00	2130,00	0,04	22,63	No	0,95	46,40	203	Riporto limo
2	1,60	2120,00	2230,00	0,09	27,21	No	1,00	79,31	346	argilloso Arenarie molto fratturate con argilliti
3	3,10	2500,00	2500,00	0,17	34,05	No	0,85	128,46	437	Arenarie a media fratturazio ne
4	25,60	2500,00	2500,00	0,20	35,00	No	0,81	130,00	767	Arenarie compatte

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R 3	50,04	71,81	34,3326/0, 20	3769,91	0,00	48490,55	52260,46	--	12669,69 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:				A1+M1+R3
Numero verticali di indagine				1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)				1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)				1,70
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
Base	--	--	--	
Laterale	48490,55	48490,55	48490,55	
Totale	52260,46	52260,46	52260,46	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica				R3
Laterale				1,25
Resistenza di progetto laterale				22819,08 kg
Resistenza di progetto				26588,99 kg

Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione				A1+M1+R3
Numero verticali di indagine				1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)				1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)				1,70
Momento plasticizzazione				15137,44 kgm
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
	12669,69	12669,69	12669,69	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica				1,3
Resistenza di progetto				5732,89 kg

ELABORAZIONE PROVE PENETROMETRICHE DPSH

Committente: Amministrazione Comunale di Gioi (Sa)

Descrizione: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Localita': Cardile

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	30 Kg
Diametro punta conica	50.46 mm
Area di base punta	20 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	8 Kg/m
Profondita' giunzione prima asta	1.00 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

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

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

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

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

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

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

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

penetrometri in uso in Italia

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

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 30 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento δ = 10 cm, punta conica ($\alpha=60-90^\circ$), diametro D 35.7 mm, area base cono $A=10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 20 kg, altezza di caduta H=0.20 m, avanzamento δ = 10 cm, punta conica ($\alpha= 60-90^\circ$), diametro D 35.7 mm, area base cono $A=10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 73 kg, altezza di caduta H=0.75 m, avanzamento $\delta=30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$), diametro D = 50.8 mm, area base cono $A=20.27 \text{ cm}^2$ rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;
- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)

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

Correlazione con Nspt

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

$$NSPT = \beta_t \cdot N$$

Dove:

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

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

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

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

in cui

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

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

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

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

Calcolo di $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$ è il numero di colpi normalizzato definito come segue:

$$(N_1)_{60} = CN \cdot N_{60} \text{ con } CN = \sqrt{(Pa'/\sigma_{vo})} \quad CN < 1.7 \quad Pa = 101.32 \text{ kPa (Liao e Whitman 1986)}$$

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot (ER/60) \cdot C_s \cdot C_r \cdot C_d$$

ER/60	rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.
C_s	parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).
C_d	funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).
C_r	parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981).

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

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

Media minima

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

Massimo

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

Minimo

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

Scarto quadratico medio

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

Media deviata

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

Media (+ s)

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

Media (- s)

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

Distribuzione normale R.C.

Il valore di $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}})$$

dove $\sigma_{N_{spt}}$ è la deviazione standard di N_{spt}

Distribuzione normale R.N.C.

Il valore di $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di N_{spt} distribuiti normalmente:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}}) / \sqrt{n}$$

dove n è il numero di letture.

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che

corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 m ed immersione $d = 1$ m.

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Liquefazione

Permette di calcolare utilizzando dati N_{spt} il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi). Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se N_{spt} dello strato considerato risulta inferiore a N_{spt} critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione N_{spt} in presenza di falda

$$N_{spt\text{ corretto}} = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

N_{spt} è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956) - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 m; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 m per terreni sopra falda e < 8 m per terreni in falda (tensioni $< 8-10$ t/mq)
- Meyerhof (1956) - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers (1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 m. sopra falda e < 7 m per terreni in falda) $\sigma > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito $< 38^\circ$.
- Malcev (1964) - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m e per valori di angolo di attrito $< 38^\circ$).
- Schmertmann (1977)- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da D_r %.
- Shioi-Fukuni (1982) - ROAD BRIDGE SPECIFICATION, Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni (1982) - JAPANESE NATIONAL RAILWAY, Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Meyerhof (1965) - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo $< 5\%$ a profondità < 5 m e con (%) di limo $> 5\%$ a profondità < 3 m.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

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

Modulo Di Young (E_y)

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.

- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici .
- Schultze-Menzenbach , correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970) , correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia.
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Modulo Edometrico

Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia

- Buismann-Sanglerat , correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Terzaghi-Peck (1948-1967)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

- Seed-Idriss (1978-1981) . Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/s)

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

Modulo di deformazione di taglio (G)

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

Modulo di reazione (K_o)

- Navfac (1971-1982) - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

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

- Schmertmann (1975), C_u (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC .
- Fletcher (1965), (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata C_u (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni (1982), valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

- Stroud e Butler (1975),- per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$) - da esperienze su argille glaciali .
- Vesic (1970), correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - M_o (Eed) (Kg/cmq)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$).
- Buismann- Sanglerat, valida per argille compatte ($N_{spt} < 30$) medie e molli ($N_{spt} < 4$) e argille sabbiose ($N_{spt} = 6-12$).

Modulo Di Young (E_Y)

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. > 15 .
- D'Appollonia ed altri (1983), correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977.

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Meyerhof ed altri.

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato...DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Prova eseguita in data 12-05-2021

Profondita' prova 2.80 mt

Falda non rilevata

Coesione non drenata

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato (1) Breccie di pavimentazione	22.09	0.00-0.80	U.S.D.M.S.M	0.85
Strato (2) Riporto limo argilloso destrutturato	1.25	0.80-2.60	U.S.D.M.S.M	0.05
Strato (3) Strati di arenaria arcose litiche a media fratturazione	48.48	2.60-2.80	U.S.D.M.S.M	1.71

Peso unita' di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume (t/m ³)
Strato (1) Breccie di pavimentazione	22.09	0.00-0.80	Meyerhof	2.11
Strato (2) Riporto limo argilloso destrutturato	1.25	0.80-2.60	Meyerhof	1.50
Strato (3) Strati di arenaria arcose litiche a media fratturazione	48.48	2.60-2.80	Meyerhof	2.50

Peso unita' di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume saturo (t/m ³)
Strato (1) Breccie di pavimentazione	22.09	0.00-0.80	Meyerhof	2.15
Strato (2) Riporto limo argilloso destrutturato	1.25	0.80-2.60	Meyerhof	1.85
Strato (3) Strati di arenaria arcose litiche a media fratturazione	48.48	2.60-2.80	Meyerhof	2.50

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Breccie di pavimentazione	22.09	0.00-0.80	22.09	Meyerhof (1956)	26.31
Strato (2) Riporto limo argilloso destrutturato	1.25	0.80-2.60	1.25	Meyerhof (1956)	20.36
Strato (3) Strati di arenaria arcose litiche a media fratturazione	48.48	2.60-2.80	48.48	Meyerhof (1956)	33.85

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) Breccie di pavimentazione	22.09	0.00-0.80	22.09	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	72.84
Strato (2) Riparto limo argilloso destrutturato	1.25	0.80-2.60	1.25	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	30.03
Strato (3) Strati di arenaria arcose litiche a media fratturazione	48.48	2.60-2.80	48.48	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	127.04

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Breccie di pavimentazione	22.09	0.00-0.80	22.09	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato (2) Riparto limo argilloso destrutturato	1.25	0.80-2.60	1.25	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
Strato (3) Strati di arenaria arcose litiche a media fratturazione	48.48	2.60-2.80	48.48	Classificazione A.G.I	ADDENSATO

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) Breccie di pavimentazione	22.09	0.00-0.80	22.09	(A.G.I.)	0.31
Strato (2) Riparto limo argilloso destrutturato	1.25	0.80-2.60	1.25	(A.G.I.)	0.35
Strato (3) Strati di arenaria arcose litiche a media fratturazione	48.48	2.60-2.80	48.48	(A.G.I.)	0.26

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato...DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Prova eseguita in data 12-05-2021

Profondita' prova 3.20 mt

Falda non rilevata

Coesione non drenata

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm²)
Strato (1) Breccie di pavimentazione stradale	37.61	0.00-0.60	U.S.D.M.S.M	1.38
Strato (2) Riporto limo argilloso destrutturato	2.37	0.60-3.00	U.S.D.M.S.M	0.10
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	48.11	3.00-3.20	U.S.D.M.S.M	1.70

Peso unita' di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume (t/m³)
Strato (1) Breccie di pavimentazione stradale	37.61	0.00-0.60	Meyerhof	2.39
Strato (2) Riporto limo argilloso destrutturato	2.37	0.60-3.00	Meyerhof	1.59
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	48.11	3.00-3.20	Meyerhof	2.50

Peso unita' di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume saturo (t/m³)
Strato (1) Breccie di pavimentazione stradale	37.61	0.00-0.60	Meyerhof	2.50
Strato (2) Riporto limo argilloso destrutturato	2.37	0.60-3.00	Meyerhof	1.86
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	48.11	3.00-3.20	Meyerhof	2.50

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Breccie di pavimentazione stradale	37.61	0.00-0.60	37.61	Meyerhof (1956)	30.75
Strato (2) Riporto limo argilloso destrutturato	2.37	0.60-3.00	2.37	Meyerhof (1956)	20.68
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	48.11	3.00-3.20	48.11	Meyerhof (1956)	33.75

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) Breccie di pavimentazione stradale	37.61	0.00-0.60	37.61	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	104.72
Strato (2) Riparto limo argilloso destrutturato	2.37	0.60-3.00	2.37	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	32.33
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	48.11	3.00-3.20	48.11	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	126.28

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Breccie di pavimentazione stradale	37.61	0.00-0.60	37.61	Classificazione A.G.I	ADDENSATO
Strato (2) Riparto limo argilloso destrutturato	2.37	0.60-3.00	2.37	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	48.11	3.00-3.20	48.11	Classificazione A.G.I	ADDENSATO

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) Breccie di pavimentazione stradale	37.61	0.00-0.60	37.61	(A.G.I.)	0.28
Strato (2) Riparto limo argilloso destrutturato	2.37	0.60-3.00	2.37	(A.G.I.)	0.35
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	48.11	3.00-3.20	48.11	(A.G.I.)	0.26

PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato...DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Prova eseguita in data 12-05-2021

Profondita' prova 6.00 mt

Falda non rilevata

Coesione non drenata

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm²)
Strato (1) Breccie di pavimentazione stradale	13.13	0.00-0.40	U.S.D.M.S.M	0.52
Strato (2) Riporto limo argilloso destrutturato	5.46	0.40-5.80	U.S.D.M.S.M	0.22
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	48.89	5.80-6.00	U.S.D.M.S.M	1.72

Peso unita' di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume (t/m³)
Strato (1) Breccie di pavimentazione stradale	13.13	0.00-0.40	Meyerhof	2.04
Strato (2) Riporto limo argilloso destrutturato	5.46	0.40-5.80	Meyerhof	1.78
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	48.89	5.80-6.00	Meyerhof	2.50

Peso unita' di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume saturo (t/m³)
Strato (1) Breccie di pavimentazione stradale	13.13	0.00-0.40	Meyerhof	2.24
Strato (2) Riporto limo argilloso destrutturato	5.46	0.40-5.80	Meyerhof	1.88
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	48.89	5.80-6.00	Meyerhof	2.50

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Breccie di pavimentazione stradale	13.13	0.00-0.40	13.13	Meyerhof (1956)	23.75
Strato (2) Riporto limo argilloso destrutturato	5.46	0.40-5.80	5.46	Meyerhof (1956)	21.56
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	48.89	5.80-6.00	48.89	Meyerhof (1956)	33.97

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) Breccie di pavimentazione stradale	13.13	0.00-0.40	13.13	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	54.43
Strato (2) Riparto limo argilloso destrutturato	5.46	0.40-5.80	5.46	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	38.68
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	48.89	5.80-6.00	48.89	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	127.89

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Breccie di pavimentazione stradale	13.13	0.00-0.40	13.13	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato (2) Riparto limo argilloso destrutturato	5.46	0.40-5.80	5.46	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	48.89	5.80-6.00	48.89	Classificazione A.G.I	ADDENSATO

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) Breccie di pavimentazione stradale	13.13	0.00-0.40	13.13	(A.G.I.)	0.33
Strato (2) Riparto limo argilloso destrutturato	5.46	0.40-5.80	5.46	(A.G.I.)	0.34
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	48.89	5.80-6.00	48.89	(A.G.I.)	0.26

PROVA ... Nr.4

Strumento utilizzato...DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Prova eseguita in data 12-05-2021

Profondita' prova 2.40 mt

Falda non rilevata

Coesione non drenata

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato (1) Breccie di pavimentazione	21.84	0.00-0.60	U.S.D.M.S.M	0.84
Strato (2) Ripporto limo argilloso destrutturato	9.05	0.60-2.00	U.S.D.M.S.M	0.36
Strato (3) Strati di arenaria a media fratturazione	52.76	2.00-2.40	U.S.D.M.S.M	1.83

Peso unita' di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume (t/m ³)
Strato (1) Breccie di pavimentazione	21.84	0.00-0.60	Meyerhof	2.11
Strato (2) Ripporto limo argilloso destrutturato	9.05	0.60-2.00	Meyerhof	1.94
Strato (3) Strati di arenaria a media fratturazione	52.76	2.00-2.40	Meyerhof	2.50

Peso unita' di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume saturo (t/m ³)
Strato (1) Breccie di pavimentazione	21.84	0.00-0.60	Meyerhof	2.14
Strato (2) Ripporto limo argilloso destrutturato	9.05	0.60-2.00	Meyerhof	2.13
Strato (3) Strati di arenaria a media fratturazione	52.76	2.00-2.40	Meyerhof	2.50

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Breccie di pavimentazione	21.84	0.00-0.60	21.84	Meyerhof (1956)	26.24
Strato (2) Ripporto limo argilloso destrutturato	9.05	0.60-2.00	9.05	Meyerhof (1956)	22.59
Strato (3) Strati di arenaria a media fratturazione	52.76	2.00-2.40	52.76	Meyerhof (1956)	35.07

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) Breccie di pavimentazione	21.84	0.00-0.60	21.84	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	72.32
Strato (2) Riporto limo argilloso destrutturato	9.05	0.60-2.00	9.05	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	46.05
Strato (3) Strati di arenaria a media fratturazione	52.76	2.00-2.40	52.76	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	135.84

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Breccie di pavimentazione	21.84	0.00-0.60	21.84	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato (2) Riporto limo argilloso destrutturato	9.05	0.60-2.00	9.05	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (3) Strati di arenaria a media fratturazione	52.76	2.00-2.40	52.76	Classificazione A.G.I	MOLTO ADDENSATO

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) Breccie di pavimentazione	21.84	0.00-0.60	21.84	(A.G.I.)	0.31
Strato (2) Riporto limo argilloso destrutturato	9.05	0.60-2.00	9.05	(A.G.I.)	0.34
Strato (3) Strati di arenaria a media fratturazione	52.76	2.00-2.40	52.76	(A.G.I.)	0.25

PROVA ... Nr.5

Strumento utilizzato...DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Prova eseguita in data 12-05-2021

Profondita' prova 4.20 mt

Falda non rilevata

Coesione non drenata

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato (1) Riporto limo argilloso	9.22	0.00-3.00	U.S.D.M.S.M	0.37
Strato (2) Strati di arenarie molto fratturate	25.24	3.00-4.00	U.S.D.M.S.M	0.96
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	49.17	4.00-4.20	U.S.D.M.S.M	1.73

Peso unita' di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume (t/m ³)
Strato (1) Riporto limo argilloso	9.22	0.00-3.00	Meyerhof	1.94
Strato (2) Strati di arenarie molto fratturate	25.24	3.00-4.00	Meyerhof	2.12
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	49.17	4.00-4.20	Meyerhof	2.50

Peso unita' di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume saturo (t/m ³)
Strato (1) Riporto limo argilloso	9.22	0.00-3.00	Meyerhof	2.13
Strato (2) Strati di arenarie molto fratturate	25.24	3.00-4.00	Meyerhof	2.23
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	49.17	4.00-4.20	Meyerhof	2.50

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Riporto limo argilloso	9.22	0.00-3.00	9.22	Meyerhof (1956)	22.63
Strato (2) Strati di arenarie molto fratturate	25.24	3.00-4.00	25.24	Meyerhof (1956)	27.21
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	49.17	4.00-4.20	49.17	Meyerhof (1956)	34.05

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) Riporto limo argilloso	9.22	0.00-3.00	9.22	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	46.40
Strato (2) Strati di arenarie molto fratturate	25.24	3.00-4.00	25.24	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	79.31
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	49.17	4.00-4.20	49.17	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	128.46

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Riporto limo argilloso	9.22	0.00-3.00	9.22	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (2) Strati di arenarie molto fratturate	25.24	3.00-4.00	25.24	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	49.17	4.00-4.20	49.17	Classificazione A.G.I	ADDENSATO

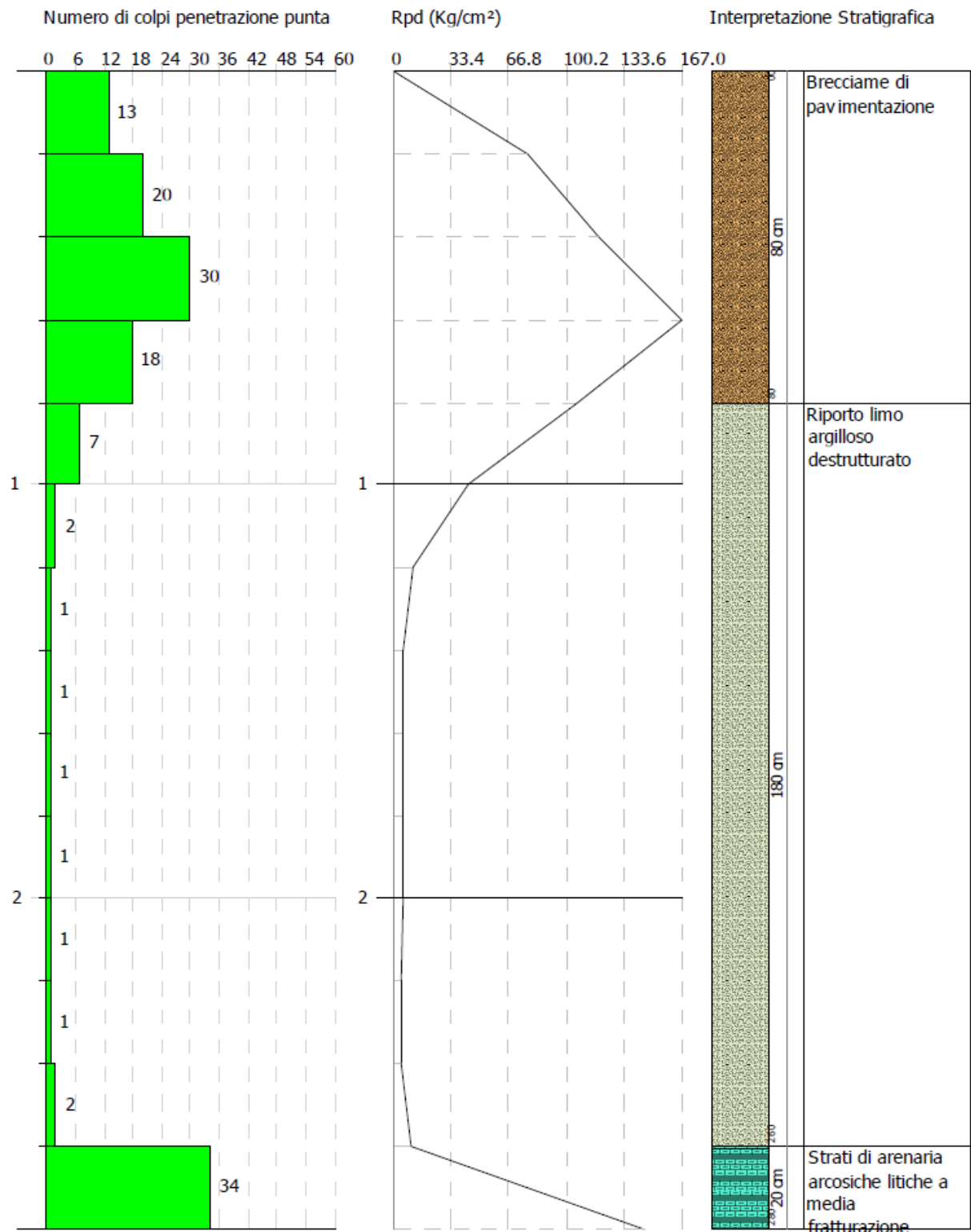
Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) Riporto limo argilloso	9.22	0.00-3.00	9.22	(A.G.I.)	0.34
Strato (2) Strati di arenarie molto fratturate	25.24	3.00-4.00	25.24	(A.G.I.)	0.3
Strato (3) Strati di arenarie arcose litiche a media fratturazione	49.17	4.00-4.20	49.17	(A.G.I.)	0.26

Committente: Amministrazione Comunale di Gioi
Descrizione: Messa in sicurezza abitato di Cardile, adeguamento e Riqualificazione infrastrutture
Localita': Frazione di Cardile

12-05-2021

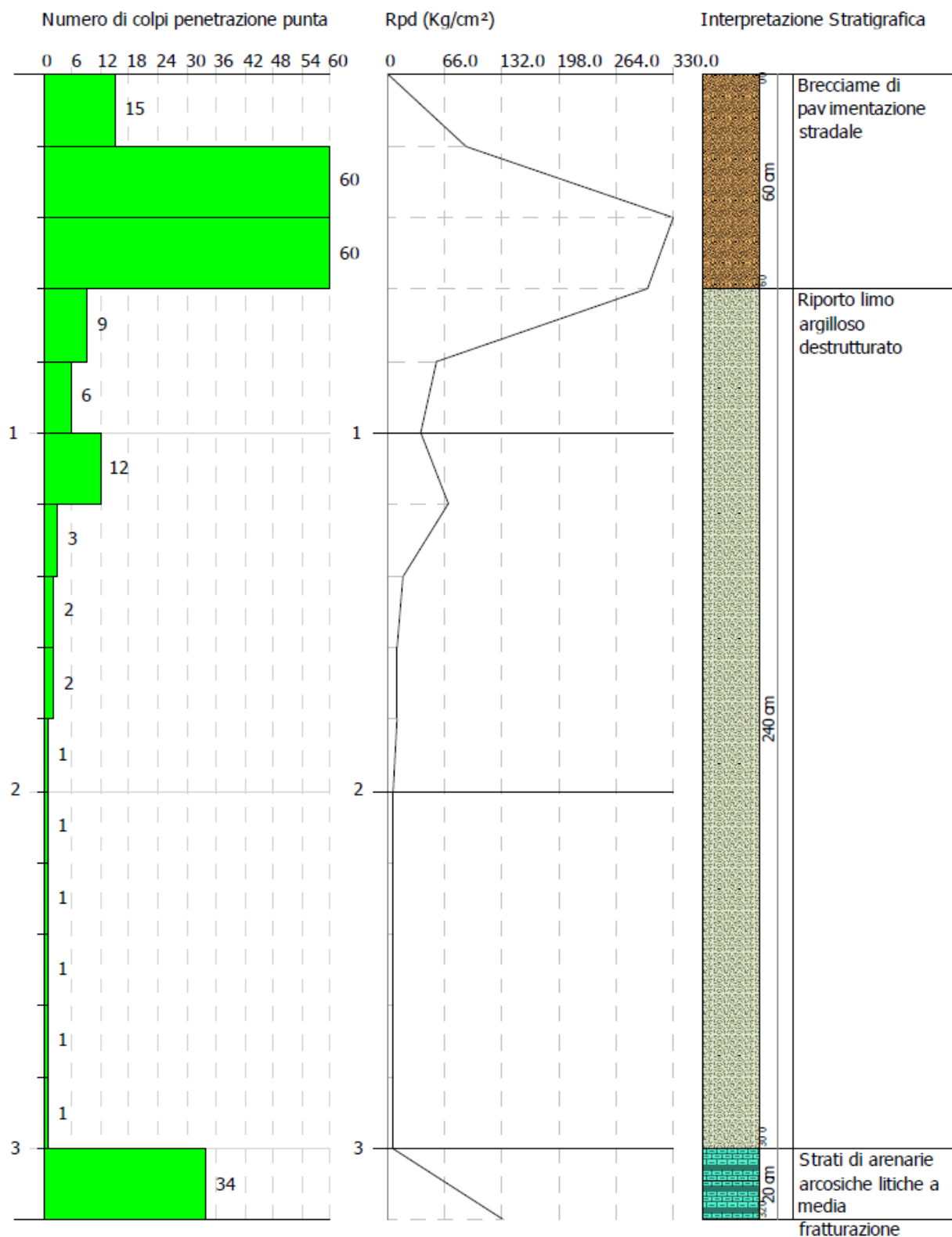
Scala 1:14

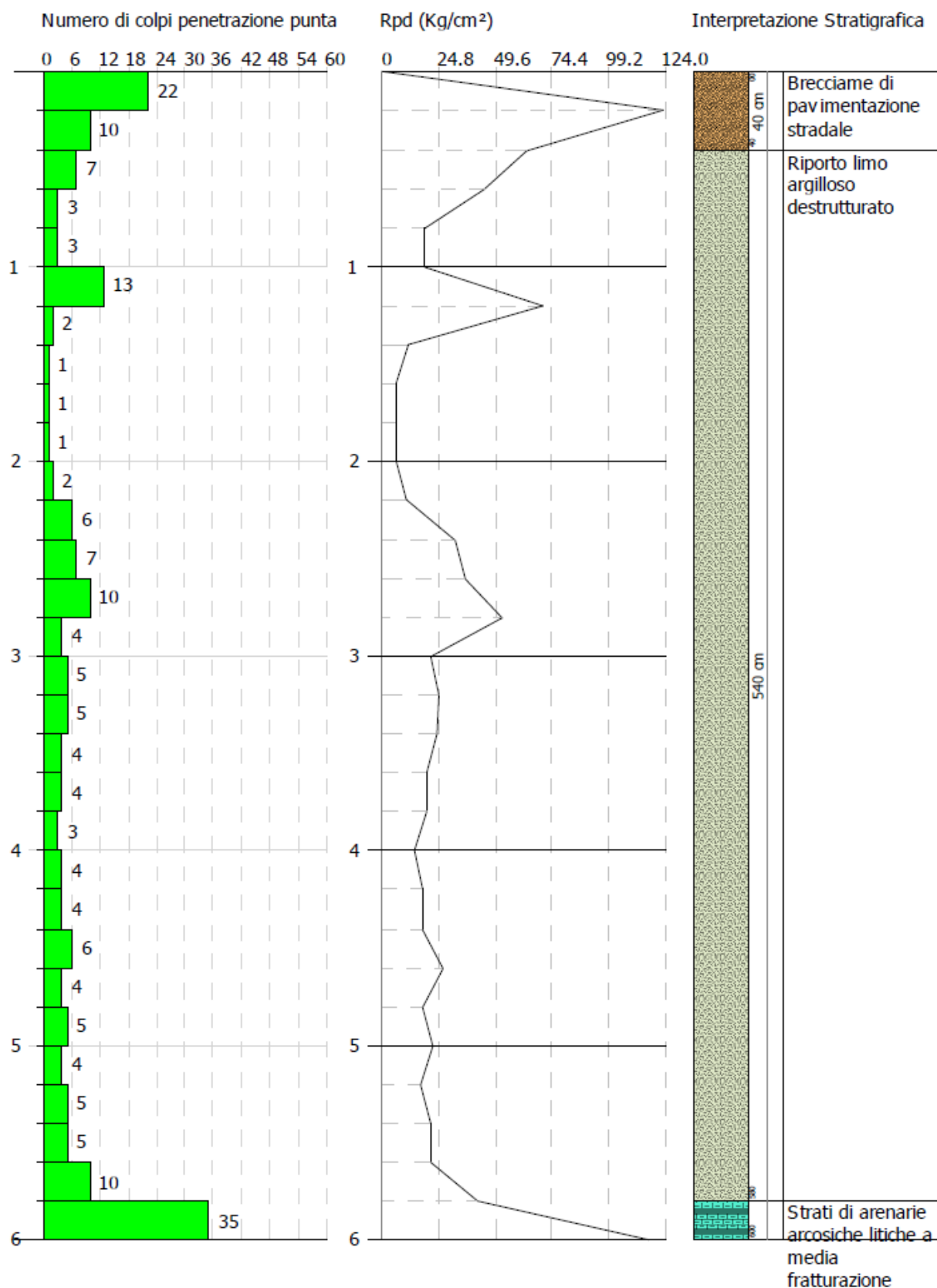


Committente: Amministrazione Comunale di Gioi
Descrizione: Messa in sicurezza abitato di Cardile, adeguamento e Riqualificazione infrastrutture
Località: Frazione di Cardile

12-05-2021

Scala 1:16

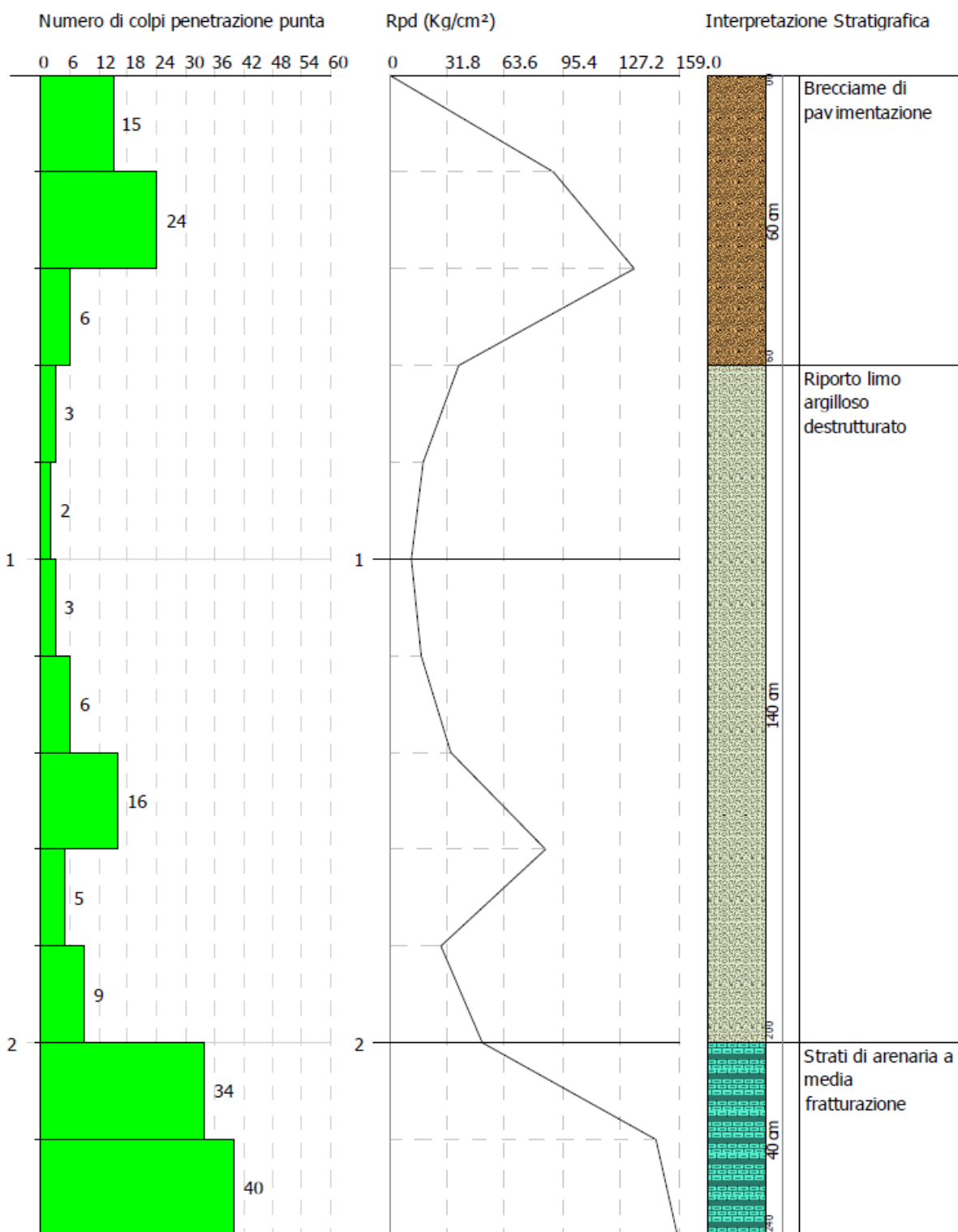




Committente: Amministrazione Comunale di Gioi
Descrizione: Messa in sicurezza abitato di Cardile, adeguamento e Riquilificazione infrastrutture
Localita': Frazione di Cardile

12-05-2021

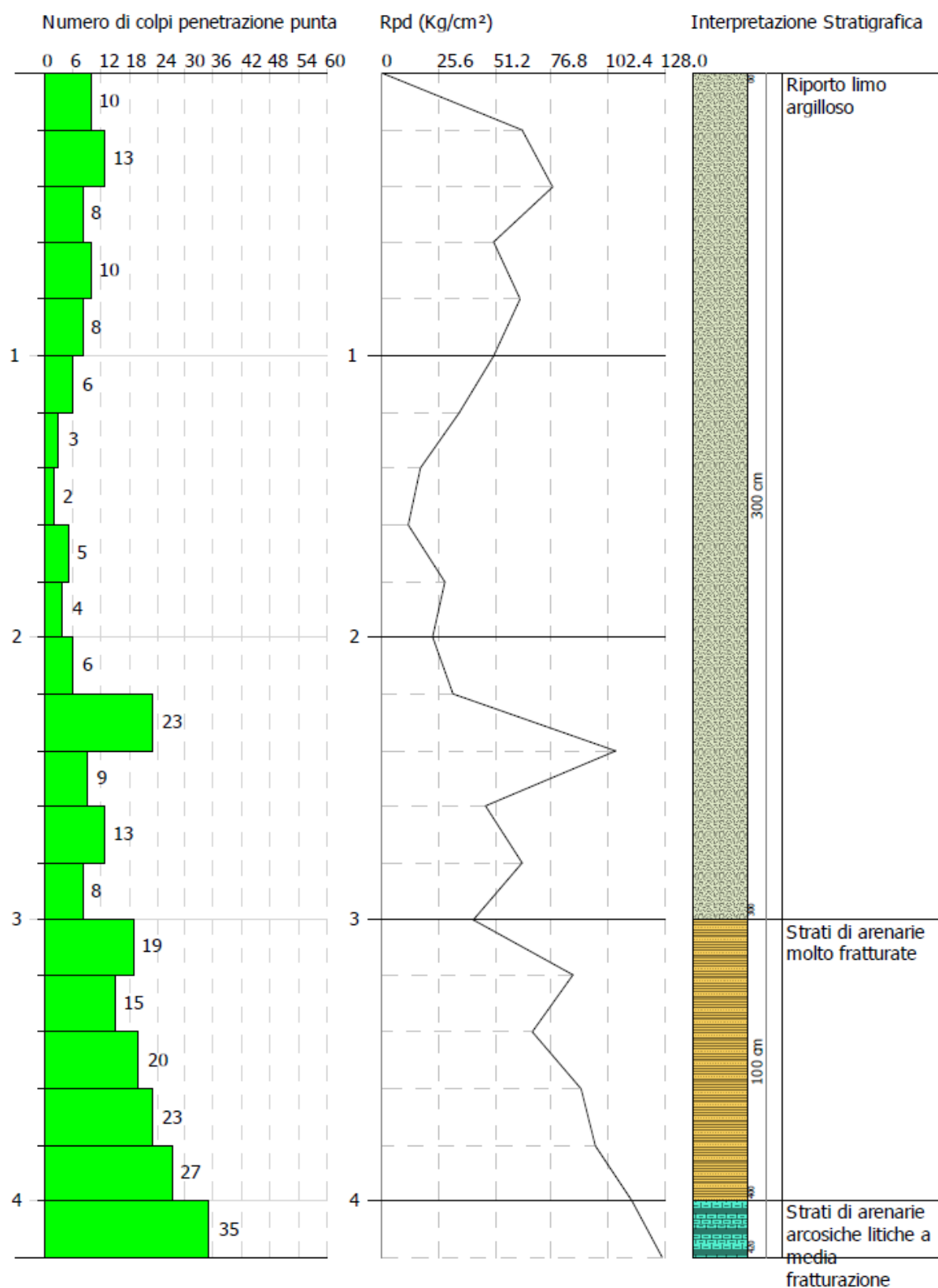
Scala 1:12



Committente: Amministrazione Comunale di Gioi
Descrizione: Messa in sicurezza abitato di Cardile, adeguamento e Riqualificazione infrastrutture
Localita': Frazione di Cardile

12-05-2021

Scala 1:20



Sondaggio S2




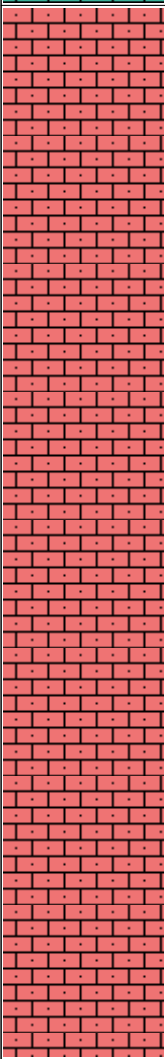


Foto 3 – Ubicazione sondaggio S2 (frazione Cardile)



Foto 4 – Esempio di cassetta catalogatrice con terreno scarotato (da 22.5 a -30 metri)

Dott. Angelo Elia geologo							
Committente Comune di Gioi Cilento			Profondità raggiunta 30.0	Certificato n° 2	Inizio/Fine Esecuzione		
Indagine Realizzazione PUC			Numero 52				
Cantiere Cardile			Tipo Carotaggio Continuo	Tipo Sonda Teredo	Coordinate X,Y 40°16'9.57"N 15°14'41.37"E		
Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	S.P.T. (N° Colpi)	Campioni	Falda	Note
		Terreno di riporto	-0.40	2-3-3			
-1		Terreno vegetale di colore marrone scuro	-1.40	-0.90 PC			
-2		Sabbie di colore giallastro debolmente cementate	-2.30				
		Clasti di natura arenacea in matrice limo-sabbiosa	-2.80	13-16-18			
-3		Sabbie di colore giallastro debolmente cementate	-3.50	-3.00 PC			
-4		Clasti di natura arenacea in matrice limo-sabbiosa	-4.80				
-5		Argille grigie con forte presenza di detrito di natura argillitica e marnosa. lo strato si presenta mediamente compatto		13-15-15	-5.00		
-6				-5.50 PC	-5.40		
-7							
-8							
-9							
-10			-11.00				
-11		Arenarie in strati di piccolo e medio spessore	-12.00				
-12		Sabbie limose con detrito di piccole dimensioni, con intercalazioni di esili livelli arenacei					
-13							
-14							
-15			-15.00				
-16		Alternanze di arenarie ed argilliti in strati di vario spessore					
-17							
-18							
-19							
-20							
-21							
-22			-22.50				
-23		Esili strati arenaceo-pelitici in matrice limo-sabbiosa addensata					
-24							
-25							
-26							
-27			-27.00				
-28		Arenarie in strati di vario spessore					
-29			-30.00				

<div>Geologo: Emilio Vitale Via San Leo. 15 84040 - Campora (Sa) Tel. 338.4190162</div>					
Committente: Amm. Comunale di Gioi (Sa)		Cantiere: Loc. Frazione di Cardile		Data: Agosto 2021	
Riferimento: STRATIGRAFIA - ZONA 1		Indagine: Prova DPSH-1-2-3 e Masw 1		Quota Ass. P.C. 480 m. S. l. m.	
Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	Campioni	Falda
		Strato di asfalto e breccie di pavimentazione stradale	-0.60		
-1		Riporto limo argilloso destrutturato, con pezzame litoide eterometrico			
-2					
-3					
-4					
-5			-5.40		
-6		Strati e banchi di arenarie arcosiche litiche a media fratturazione, con livelli di argilliti grigio verdastre			
-7					
-8					
-9					
-10					
-10			-10.90		
-11		Strati e banchi di arenarie arcosiche litiche compatte			
-12					
-13					
-14					
-15					
-16					
-17					
-18					
-19					
-20					
-21					
-22					
-23					
-24					
-25					
-26					
-27					
-28					
-29					
-30					
-31					
-32					

Geologo: Emilio Vitale

Via San Leo. 15
84040 - Campora (Sa)
Tel. 338.4190162

Committente:
Amm. Comunale di Gioi (Sa)

Cantiere:
Loc. Frazione di Cardile

Data:
Agosto 2021

Riferimento:
STRATIGRAFIA - ZONA 2

Indagine:
Prova DPSH-4 e Masw 2

Quota Ass. P.C.
485 m. S. I. m.

Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	Campioni	Falda
-1		Ripporto limo argilloso con pezzame litoide eterometrico, ricoperto da pavimentazione stradale per circa 40 cm	-3.00		
-2					
-3					
-4		Strati molto fratturati di arenarie arcose litiche, con argilliti grigiastre	-4.60		
-5		Strati e banchi di arenarie arcose litiche a media fratturazione, con livelli di argilliti grigio verdastre	-7.70		
-6					
-7					
-8		Strati e banchi di arenarie arcose litiche compatte	-33.30		
-9					
-10					
-11					
-12					
-13					
-14					
-15					
-16					
-17					
-18					
-19					
-20					
-21					
-22					
-23					
-24					
-25					
-26					
-27					
-28					
-29					
-30					
-31					
-32					



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	216/4032
CERTIFICATO N.	6543
PAGINA	1/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – PROVA n.1

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021

METODO DI INDAGINE

Metodo di indagine:	Prova penetrometrica dinamica tipo DPSH
Profondità:	da 0.00 metri a 2.80 metri
Falda:	-1.00m. dal p.c.
PRELIEVO	
Campione:	
Campionatore:	
Profondità prelievo:	
Postazione (Fig. 1):	Gioi (SA) – Fraz. Cardile
Coordinate ubicazione (Fig.2):	Coordinate: Lat. 40.269980°N - Long. 15.243880°E



Fig.1

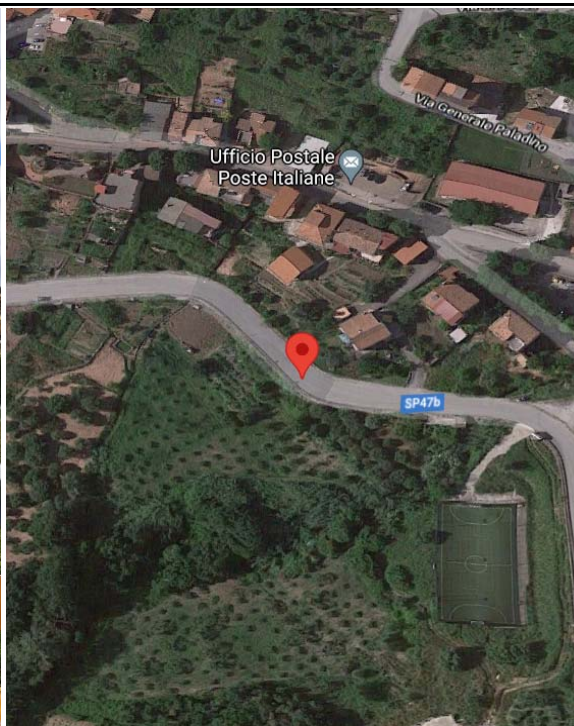


Fig.2

GEOSVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE

216/4032

CERTIFICATO N.

6543

PAGINA

2/4

PENETROMETRO DINAMICO IN USO: D.P.S.H.

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021

CARATTERISTICHE TECNICHE D.P.S.H.

MARCA GEO DEEP DRILL

PESO MASSA BATTENTE M = 63,50 Kg	ALTEZZA CADUTA LIBERA H = 0,75 m	PESO SISTEMA BATTUTA Ms = 30.00 Kg
DIAMETRO PUNTA CONICA D = 50,50 mm	AREA BASE PUNTA CONICA A = 20.00 cm ²	ANGOLO APERTURA PUNTA α = 60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE La = 1.00 m	PESO ASTE PER METRO Ma = 8.00 kg	PROF. GIUNZIONE 1° ASTA P1 = 1.00 m.
AVANZAMENTO PUNTA δ = 0,20 m	NUMERO DI COLPI PUNTA N = N(20)	RIVESTIMENTO NO

ENERGIA SPECIFICA X COLPO $Q = (MH)/(A \delta) = 11,91 \text{ kg/cm}^2$ (prova SPT : $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$)

COEFF. TEORICO DI ENERGIA $\theta t = Q/Q_{spt} = 1,521$ (teoricamente $N_{spt} = \theta t N$)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd (funzione del numero di colpi N (FORMULA OLANDESE):

$$Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]

M = peso massa battente (altezza caduta H)

e = infissione per colpo δ/ N

P = peso totale aste e sistema battuta

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.

Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



**Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001**

**PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"**

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	216/4032
CERTIFICATO N.	6543
PAGINA	3/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – TABELLE VALORI DI RESISTENZA n.1

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	13	96,8	1	1,40 - 1,60	1	6,9	2
0,20 - 0,40	20	149,0	1	1,60 - 1,80	1	6,9	2
0,40 - 0,60	30	223,5	1	1,80 - 2,00	1	6,4	3
0,60 - 0,80	18	134,1	1	2,00 - 2,20	1	6,4	3
0,80 - 1,00	7	48,3	2	2,20 - 2,40	1	6,4	3
1,00 - 1,20	2	13,8	2	2,40 - 2,60	2	12,9	3
1,20 - 1,40	1	6,9	2	2,60 - 2,80	70	450,4	3
Lo Sperimentatore				Il Direttore Responsabile			

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	216/4032
CERTIFICATO N.	6543
PAGINA	4/4

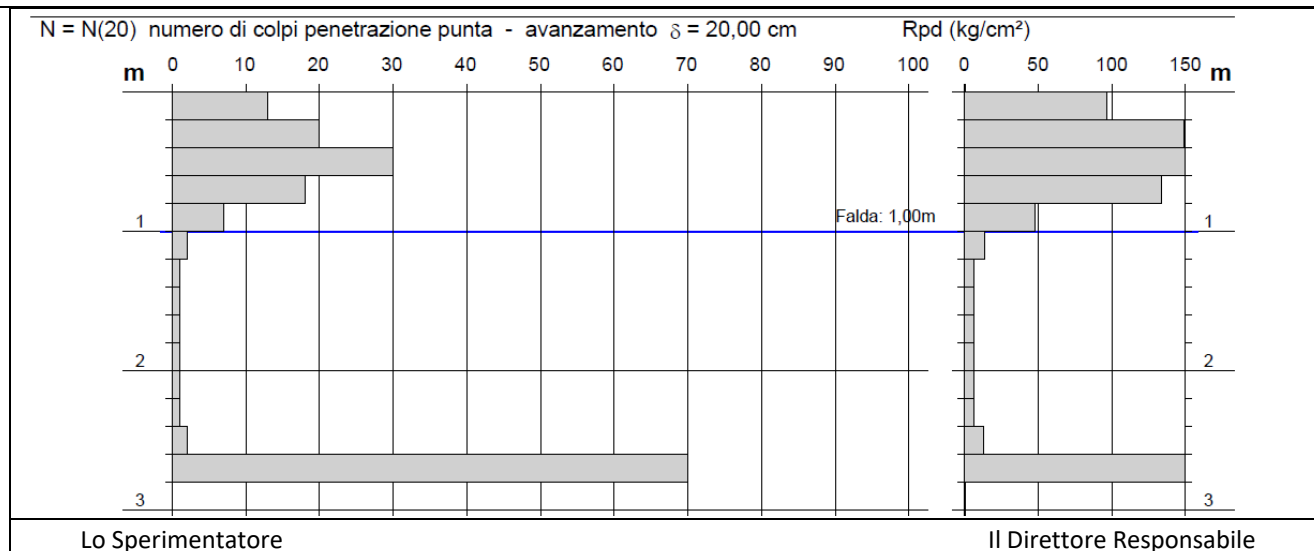
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA -Rpd

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021



GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	216/4032
CERTIFICATO N.	6544
PAGINA	1/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – PROVA n.2

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021

METODO DI INDAGINE

Metodo di indagine:	Prova penetrometrica dinamica tipo DPSH
Profondità:	da 0.00 metri a 3.20 metri
Falda:	-1.00m. dal p.c.
PRELIEVO	
Campione:	
Campionatore:	
Profondità prelievo:	
Postazione (Fig. 1):	Gioi (SA) – Fraz. Cardile
Coordinate ubicazione (Fig.2):	Coordinate: Lat. 40.270010°N - Long. 15.243890°E



Fig.1

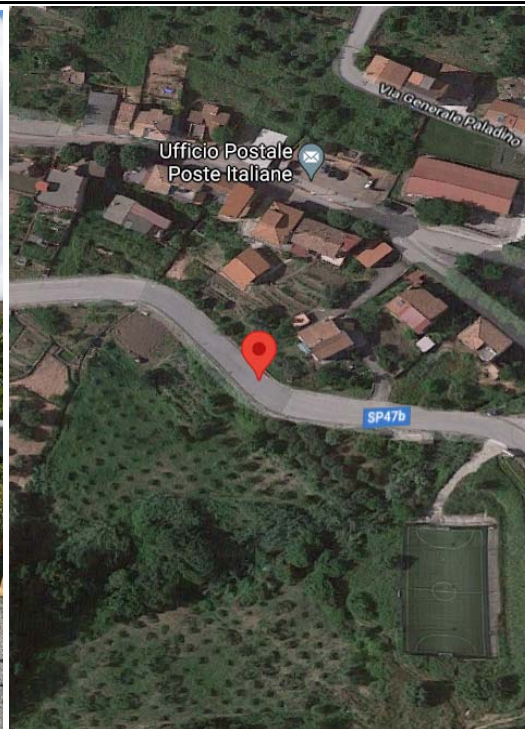


Fig.2

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE

216/4032

CERTIFICATO N.

6544

PAGINA

2/4

PENETROMETRO DINAMICO IN USO: D.P.S.H.

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - **Data di emissione:** 13.05.2021

CARATTERISTICHE TECNICHE D.P.S.H.

MARCA GEO DEEP DRILL

PESO MASSA BATTENTE M = 63,50 Kg	ALTEZZA CADUTA LIBERA H = 0,75 m	PESO SISTEMA BATTUTA Ms = 30.00 Kg
DIAMETRO PUNTA CONICA D = 50,50 mm	AREA BASE PUNTA CONICA A = 20.00 cm ²	ANGOLO APERTURA PUNTA α = 60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE La = 1.00 m	PESO ASTE PER METRO Ma = 8.00 kg	PROF. GIUNZIONE 1° ASTA P1 = 1.00 m.
AVANZAMENTO PUNTA δ = 0,20 m	NUMERO DI COLPI PUNTA N = N(20)	RIVESTIMENTO NO

ENERGIA SPECIFICA X COLPO $Q = (MH)/(A \delta) = 11,91 \text{ kg/cm}^2$ (prova SPT : $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$)

COEFF. TEORICO DI ENERGIA $\theta t = Q/Q_{spt} = 1,521$ (teoricamente $N_{spt} = \theta t N$)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd (funzione del numero di colpi N (FORMULA OLANDESE):

$$Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]

M = peso massa battente (altezza caduta H)

e = infissione per colpo δ/ N

P = peso totale aste e sistema battuta

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	216/4032
CERTIFICATO N.	6544
PAGINA	3/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – TABELLE VALORI DI RESISTENZA n.2

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	15	111,7	1	1,60 - 1,80	2	13,8	2
0,20 - 0,40	68	506,5	1	1,80 - 2,00	1	6,4	3
0,40 - 0,60	62	461,8	1	2,00 - 2,20	1	6,4	3
0,60 - 0,80	9	67,0	1	2,20 - 2,40	1	6,4	3
0,80 - 1,00	6	41,4	2	2,40 - 2,60	1	6,4	3
1,00 - 1,20	12	82,9	2	2,60 - 2,80	1	6,4	3
1,20 - 1,40	3	20,7	2	2,80 - 3,00	1	6,0	4
1,40 - 1,60	2	13,8	2	3,00 - 3,20	70	421,7	4

Lo Sperimentatore

Il Direttore Responsabile

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	216/4032
CERTIFICATO N.	6544
PAGINA	4/4

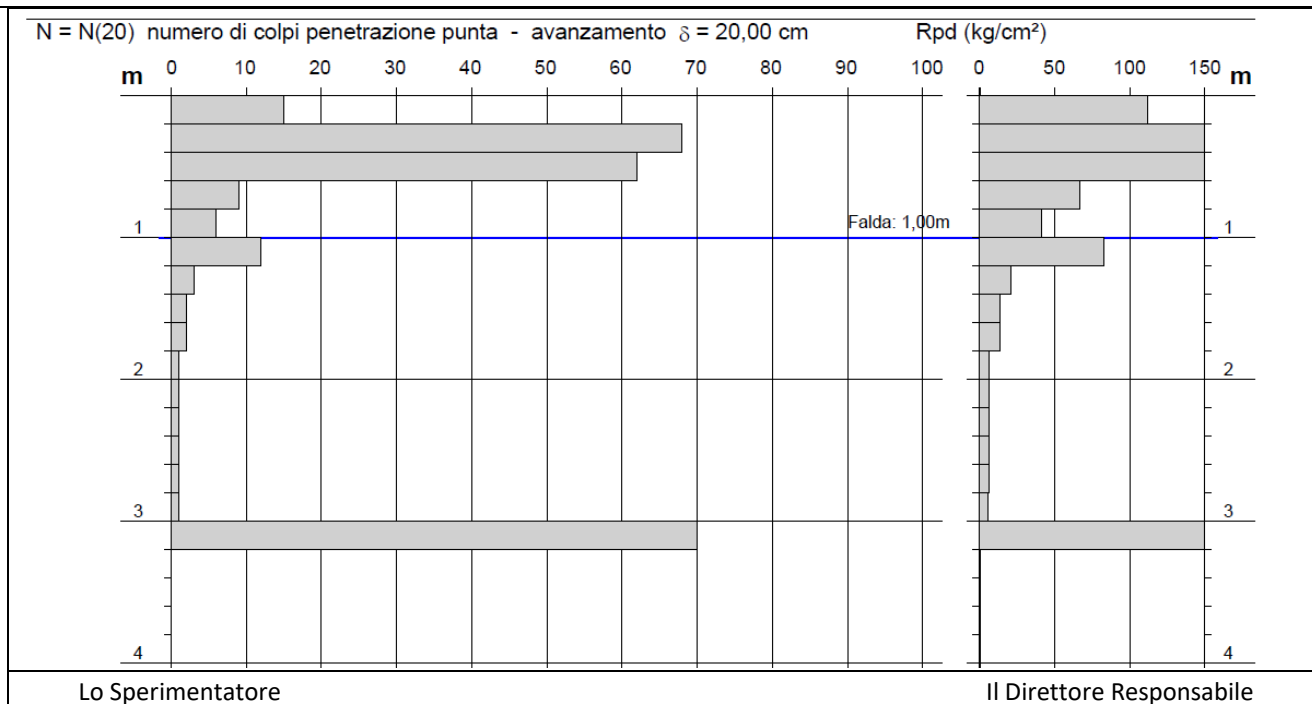
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA -Rpd

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021



GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	216/4032
CERTIFICATO N.	6545
PAGINA	1/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – PROVA n.3

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021

METODO DI INDAGINE

Metodo di indagine:	Prova penetrometrica dinamica tipo DPSH
Profondità:	da 0.00 metri a 6.00 metri
Falda:	ASSENTE
PRELIEVO	
Campione:	
Campionatore:	
Profondità prelievo:	
Postazione (Fig. 1):	Gioi (SA) – Fraz. Cardile
Coordinate ubicazione (Fig.2):	Coordinate: Lat. 40.270177°N - Long. 15.243779°E



Fig.1

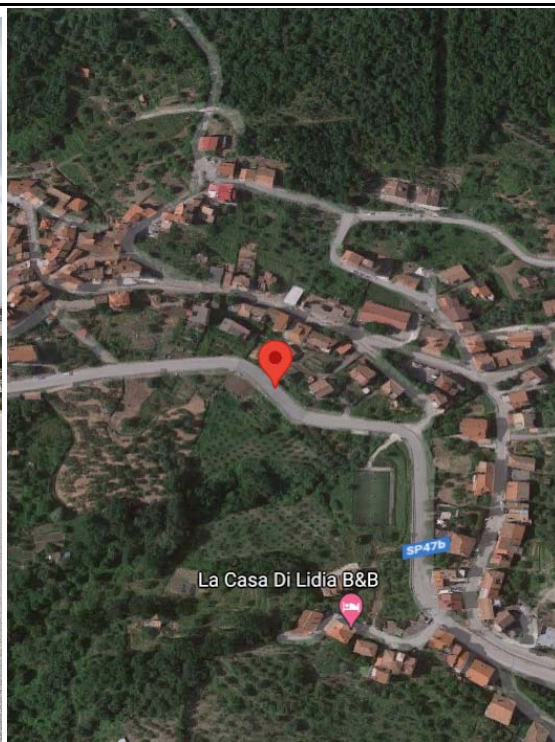


Fig.2

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE

216/4032

CERTIFICATO N.

6545

PAGINA

2/4

PENETROMETRO DINAMICO IN USO: D.P.S.H.

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021

CARATTERISTICHE TECNICHE D.P.S.H.

MARCA GEO DEEP DRILL

PESO MASSA BATTENTE M = 63,50 Kg	ALTEZZA CADUTA LIBERA H = 0,75 m	PESO SISTEMA BATTUTA Ms = 30.00 Kg
DIAMETRO PUNTA CONICA D = 50,50 mm	AREA BASE PUNTA CONICA A = 20.00 cm ²	ANGOLO APERTURA PUNTA α = 60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE La = 1.00 m	PESO ASTE PER METRO Ma = 8.00 kg	PROF. GIUNZIONE 1° ASTA P1 = 1.00 m.
AVANZAMENTO PUNTA δ = 0,20 m	NUMERO DI COLPI PUNTA N = N(20)	RIVESTIMENTO NO

ENERGIA SPECIFICA X COLPO $Q = (MH)/(A \delta) = 11,91 \text{ kg/cm}^2$ (prova SPT : $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$)

COEFF. TEORICO DI ENERGIA $\theta t = Q/Q_{spt} = 1,521$ (teoricamente $N_{spt} = \theta t N$)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd (funzione del numero di colpi N (FORMULA OLANDESE):

$$Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]

M = peso massa battente (altezza caduta H)

e = infissione per colpo δ / N

P = peso totale aste e sistema battuta

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.

Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



**Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001**

**PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"**

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	216/4032
CERTIFICATO N.	6545
PAGINA	3/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – TABELLE VALORI DI RESISTENZA n.3

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	22	163,9	1	3,00 - 3,20	5	30,1	4
0,20 - 0,40	10	74,5	1	3,20 - 3,40	5	30,1	4
0,40 - 0,60	7	52,1	1	3,40 - 3,60	4	24,1	4
0,60 - 0,80	3	22,3	1	3,60 - 3,80	4	24,1	4
0,80 - 1,00	3	20,7	2	3,80 - 4,00	3	17,0	5
1,00 - 1,20	13	89,8	2	4,00 - 4,20	4	22,7	5
1,20 - 1,40	2	13,8	2	4,20 - 4,40	4	22,7	5
1,40 - 1,60	1	6,9	2	4,40 - 4,60	6	34,0	5
1,60 - 1,80	1	6,9	2	4,60 - 4,80	4	22,7	5
1,80 - 2,00	1	6,4	3	4,80 - 5,00	5	26,7	6
2,00 - 2,20	2	12,9	3	5,00 - 5,20	4	21,4	6
2,20 - 2,40	6	38,6	3	5,20 - 5,40	5	26,7	6
2,40 - 2,60	7	45,0	3	5,40 - 5,60	5	26,7	6
2,60 - 2,80	10	64,3	3	5,60 - 5,80	10	53,4	6
2,80 - 3,00	4	24,1	4	5,80 - 6,00	70	354,0	7

Lo Sperimentatore

Il Direttore Responsabile

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	216/4032
CERTIFICATO N.	6545
PAGINA	4/4

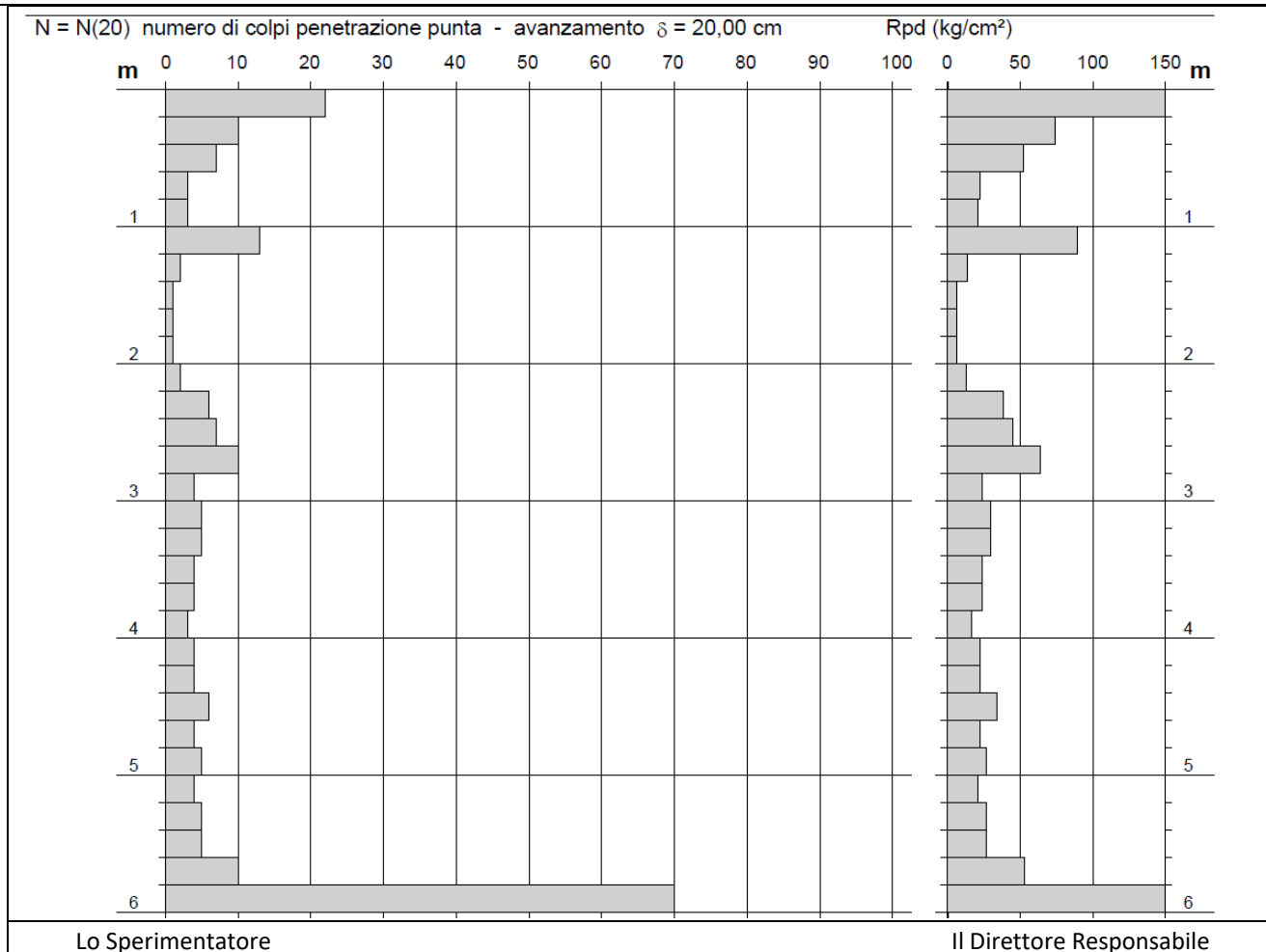
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA -Rpd

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021



GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	216/4032
CERTIFICATO N.	6546
PAGINA	1/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – PROVA n.4

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021

METODO DI INDAGINE

Metodo di indagine:	Prova penetrometrica dinamica tipo DPSH
Profondità:	da 0.00 metri a 2.40 metri
Falda:	ASSENTE
PRELIEVO	
Campione:	
Campionatore:	
Profondità prelievo:	
Postazione (Fig. 1):	Gioi (SA) – Fraz. Cardile
Coordinate ubicazione (Fig.2):	Coordinate: Lat. 40.270140°N - Long. 15.243700°E



Fig.1

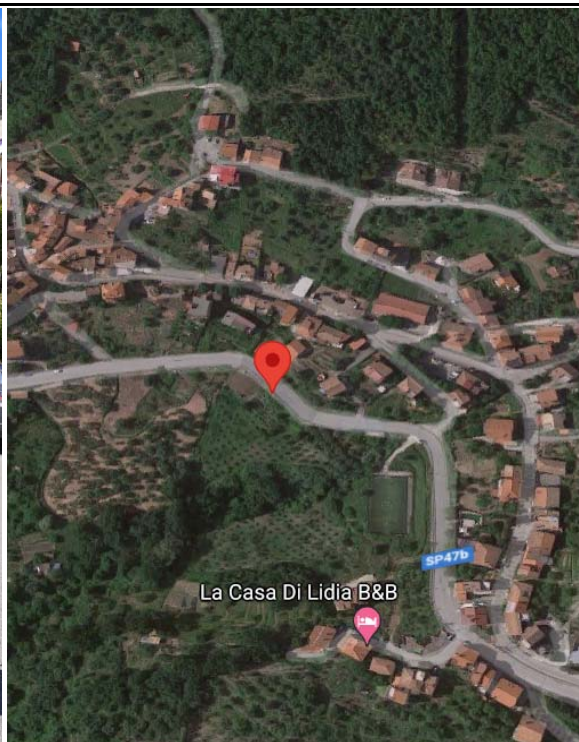


Fig.2

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	216/4032	2
CERTIFICATO N.	6546	
PAGINA	2/4	

PENETROMETRO DINAMICO IN USO: D.P.S.H.

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021

CARATTERISTICHE TECNICHE D.P.S.H.

MARCA GEO DEEP DRILL

PESO MASSA BATTENTE M = 63,50 Kg	ALTEZZA CADUTA LIBERA H = 0,75 m	PESO SISTEMA BATTUTA Ms = 30.00 Kg
DIAMETRO PUNTA CONICA D = 50,50 mm	AREA BASE PUNTA CONICA A = 20.00 cm ²	ANGOLO APERTURA PUNTA α = 60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE La = 1.00 m	PESO ASTE PER METRO Ma = 8.00 kg	PROF. GIUNZIONE 1° ASTA P1 = 1.00 m.
AVANZAMENTO PUNTA δ = 0,20 m	NUMERO DI COLPI PUNTA N = N(20)	RIVESTIMENTO NO

ENERGIA SPECIFICA X COLPO $Q = (MH)/(A \delta) = 11,91 \text{ kg/cm}^2$ (prova SPT : $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$)

COEFF. TEORICO DI ENERGIA $\theta t = Q/Q_{spt} = 1,521$ (teoricamente $N_{spt} = \theta t N$)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd (funzione del numero di colpi N (FORMULA OLANDESE):

$$Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]

M = peso massa battente (altezza caduta H)

e = infissione per colpo δ / N

P = peso totale aste e sistema battuta

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	216/4032
CERTIFICATO N.	6546
PAGINA	3/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – TABELLE VALORI DI RESISTENZA n.4

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	15	111,7	1	1,20 - 1,40	6	41,4	2
0,20 - 0,40	24	178,8	1	1,40 - 1,60	16	110,5	2
0,40 - 0,60	6	44,7	1	1,60 - 1,80	5	34,5	2
0,60 - 0,80	3	22,3	1	1,80 - 2,00	9	57,9	3
0,80 - 1,00	2	13,8	2	2,00 - 2,20	59	379,6	3
1,00 - 1,20	3	20,7	2	2,20 - 2,40	70	450,4	3
Lo Sperimentatore				Il Direttore Responsabile			

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	216/4032
CERTIFICATO N.	6546
PAGINA	4/4

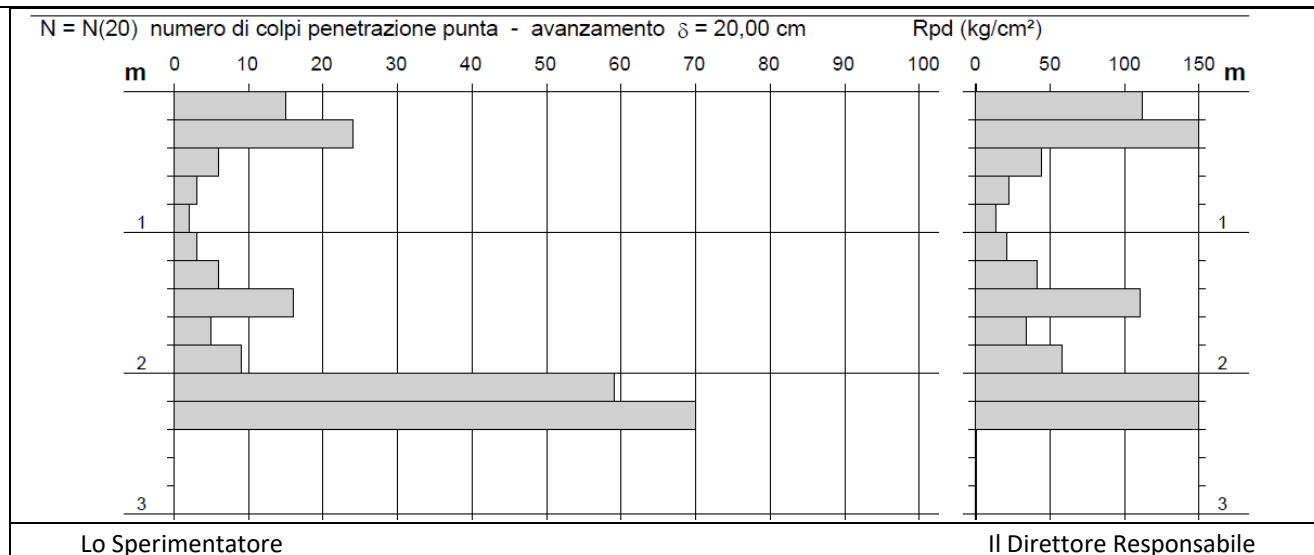
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA -Rpd

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021



GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.

Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



**Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001**

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE

216/4032

CERTIFICATO N.

6547

PAGINA

1/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – PROVA n.5

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021

METODO DI INDAGINE

Metodo di indagine:	Prova penetrometrica dinamica tipo DPSH
Profondità:	da 0.00 metri a 4.20 metri
Falda:	ASSENTE
PRELIEVO	
Campione:	
Campionatore:	
Profondità prelievo:	
Postazione (Fig. 1):	Gioi (SA) – Fraz. Cardile
Coordinate ubicazione (Fig.2):	Coordinate: Lat. 40.272250°N - Long. 15.239750°E



Fig.1

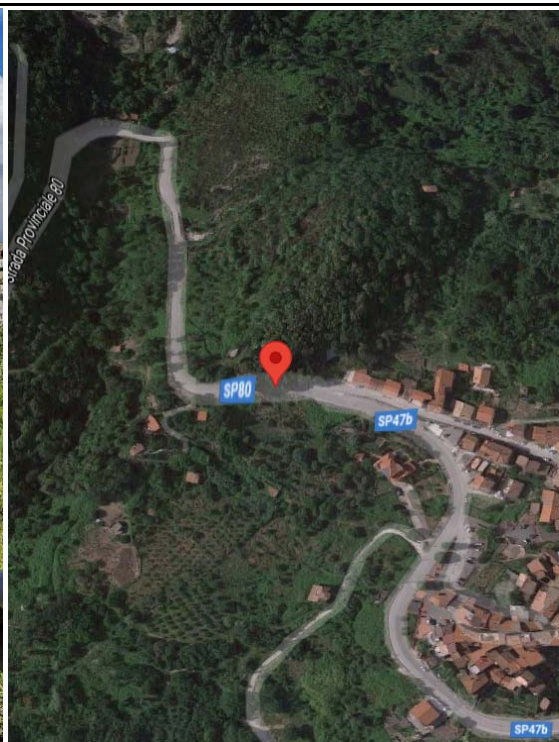


Fig.2

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE

216/4032

CERTIFICATO N.

6547

PAGINA

2/4

PENETROMETRO DINAMICO IN USO: D.P.S.H.

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021

CARATTERISTICHE TECNICHE D.P.S.H.

MARCA GEO DEEP DRILL

PESO MASSA BATTENTE M = 63,50 Kg	ALTEZZA CADUTA LIBERA H = 0,75 m	PESO SISTEMA BATTUTA Ms = 30.00 Kg
DIAMETRO PUNTA CONICA D = 50,50 mm	AREA BASE PUNTA CONICA A = 20.00 cm ²	ANGOLO APERTURA PUNTA α = 60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE La = 1.00 m	PESO ASTE PER METRO Ma = 8.00 kg	PROF. GIUNZIONE 1° ASTA P1 = 1.00 m.
AVANZAMENTO PUNTA δ = 0,20 m	NUMERO DI COLPI PUNTA N = N(20)	RIVESTIMENTO NO

ENERGIA SPECIFICA X COLPO $Q = (MH)/(A \delta) = 11,91 \text{ kg/cm}^2$ (prova SPT : $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$)

COEFF. TEORICO DI ENERGIA $\theta t = Q/Q_{spt} = 1,521$ (teoricamente $N_{spt} = \theta t N$)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd (funzione del numero di colpi N (FORMULA OLANDESE):

$$Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]

M = peso massa battente (altezza caduta H)

e = infissione per colpo δ / N

P = peso totale aste e sistema battuta

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



**Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001**

**PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"**

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	216/4032
CERTIFICATO N.	6547
PAGINA	3/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – TABELLE VALORI DI RESISTENZA n.5

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile

Data di esecuzione: 12.05.2021 - **Data di emissione:** 13.05.2021

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	10	74,5	1	2,20 - 2,40	23	148,0	3
0,20 - 0,40	13	96,8	1	2,40 - 2,60	9	57,9	3
0,40 - 0,60	8	59,6	1	2,60 - 2,80	13	83,6	3
0,60 - 0,80	10	74,5	1	2,80 - 3,00	8	48,2	4
0,80 - 1,00	8	55,2	2	3,00 - 3,20	19	114,5	4
1,00 - 1,20	6	41,4	2	3,20 - 3,40	15	90,4	4
1,20 - 1,40	3	20,7	2	3,40 - 3,60	20	120,5	4
1,40 - 1,60	2	13,8	2	3,60 - 3,80	23	138,6	4
1,60 - 1,80	5	34,5	2	3,80 - 4,00	27	152,9	5
1,80 - 2,00	4	25,7	3	4,00 - 4,20	70	396,4	5
2,00 - 2,20	6	38,6	3				

Lo Sperimentatore

Il Direttore Responsabile

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	216/4032
CERTIFICATO N.	6547
PAGINA	4/4

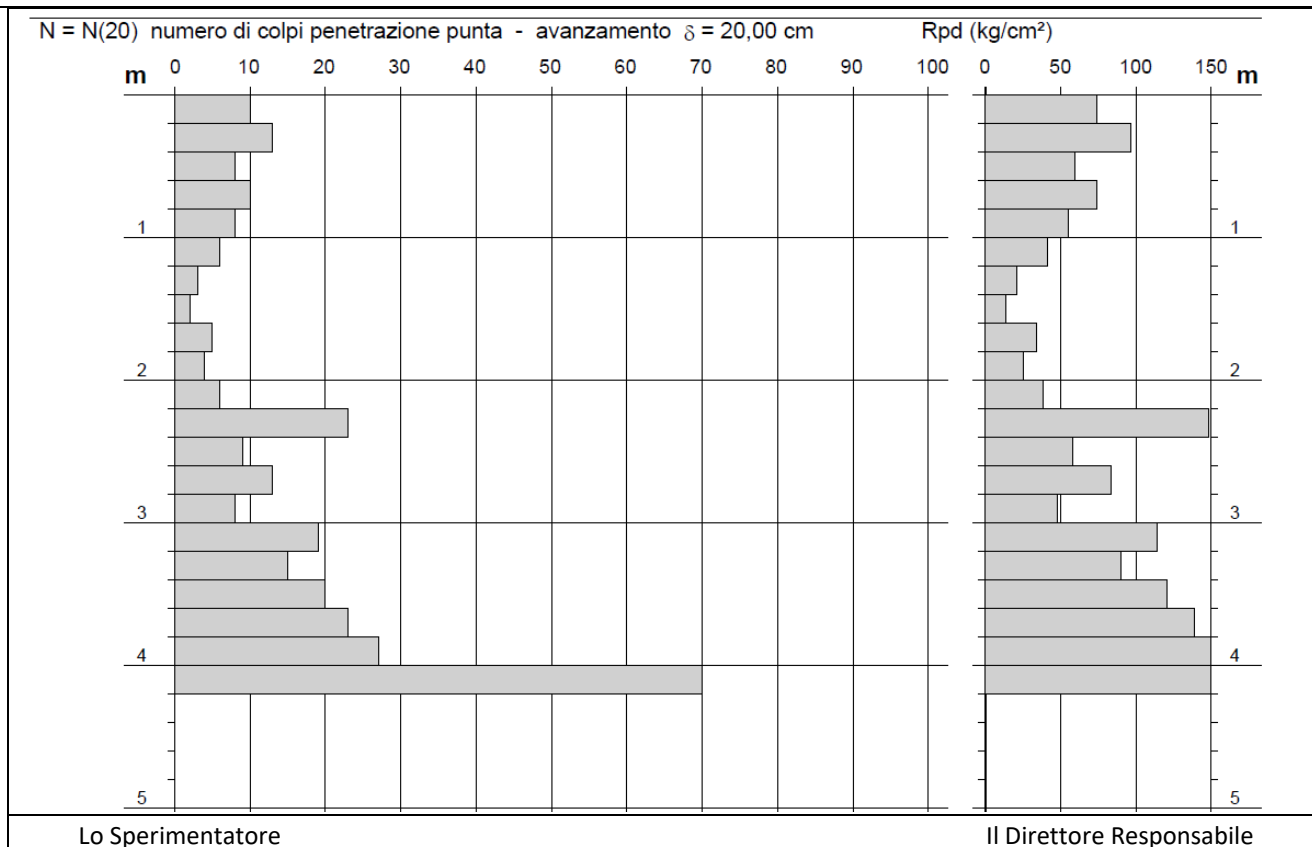
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA -Rpd

Committente: Dott. Geol. Emilio VITALE per conto di Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza dell'abitato di Cardile, adeguamento e riqualificazione delle infrastrutture e degli edifici pubblici in essi ubicati

Località: Gioi (SA) – Fraz. Cardile



Data di esecuzione: 12.05.2021 - Data di emissione: 13.05.2021

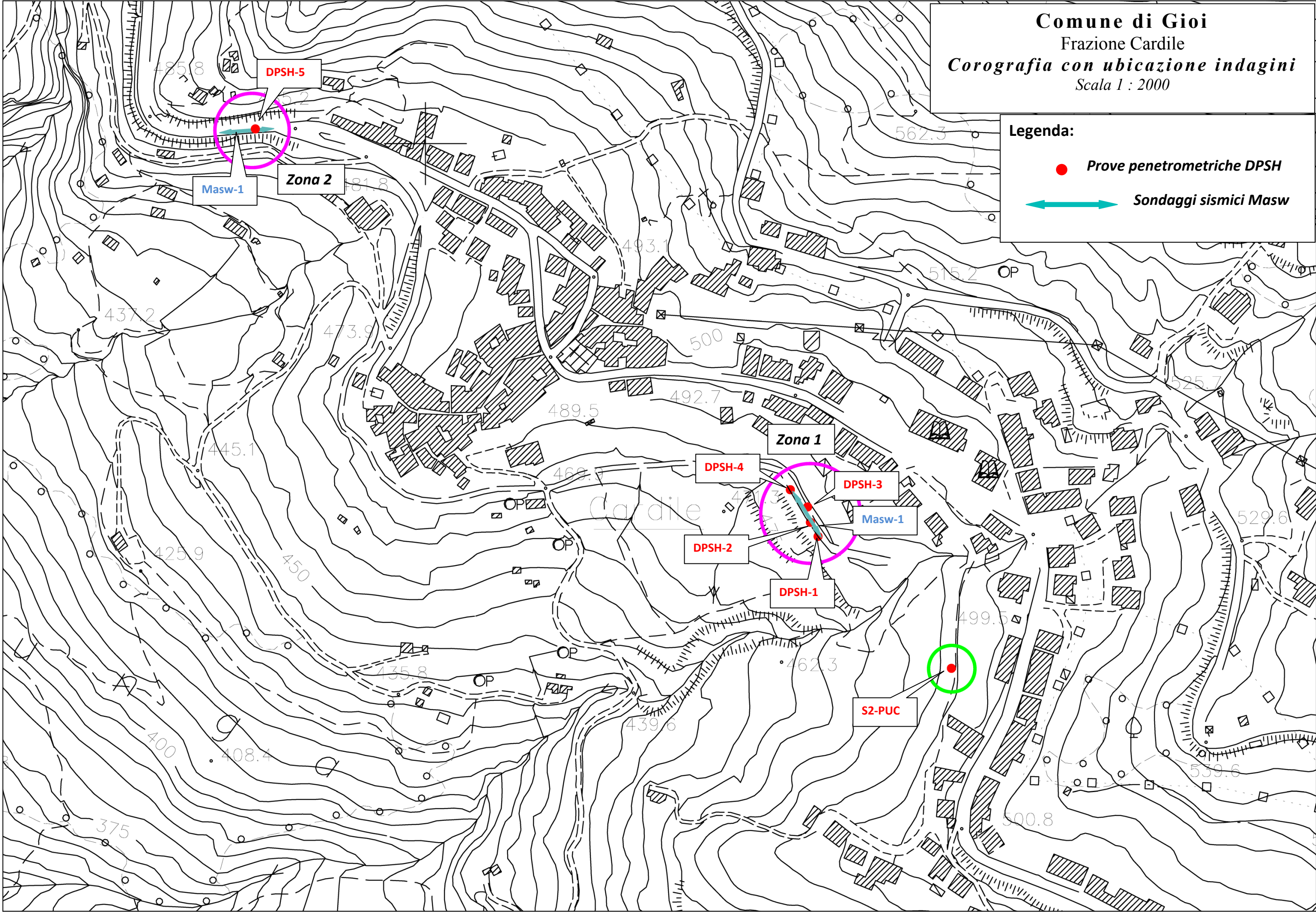


GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa

Comune di Gioi
Frazione Cardile
Corografia con ubicazione indagini
Scala 1 : 2000

Legenda:

-  **Prove penetrometriche DPSH**
-  **Sondaggi sismici Masw**



Carta della Pericolosità Idraulica
Ingrandimento in Scala a 3.000



AUTORITA' DI BACINO REGIONALE SINISTRA SELE

Via A. Sabatini, 3-84121 Salerno
tel. 089.23.6922-fax. 089.25.82774

CARTA DELLE FASCE FLUVIALI

Quadrante 48-49 scala 1:25000



Zona 2

Zona 1

LEGENDA

FASCE FLUVIALI

-  A
-  B1
-  B2
-  B3
-  C

-  Perimetro delle aree di aggiornamento
-  Alveo fluviale

Carta del Rischio Idraulico
Ingrandimento in Scala a 3.000



AUTORITA' DI BACINO REGIONALE SINISTRA SELE

Via A. Sabatini, 3-84121 Salerno-
tel. 089.236922-fax. 089.2582774

CARTA DEL RISCHIO





Quadrante 48-49 scala 1:25000


Zona 2

Zona 1

LEGENDA

CLASSI DI RISCHIO

-  R1
-  R2
-  R3
-  R4

 Perimetro delle aree di aggiornamento

 Alveo fluviale

