



Comune

**CALENDASCO**

Provincia

**PIACENZA**

Titolo del progetto

## Realizzazione nuovi pozzi a Calendasco

Livello di progettazione <b>D-DEFINITIVO</b>		Settore di business <b>I1-ACQUEDOTTO</b>	Disciplina <b>GEN-GENERALE</b>
Numero  <b>RT-003</b>	Titolo  <b>Relazione geologica e sulla modellazione sismica di base</b>		Scala  <b>-</b>
ID Progetto	Titolo sintetico (nome file di stampa)		Codifica WBS
<b>2017PCIE0213</b>	<b>2017PCIE0213-D-I1-GEN-RT-003-00-Relazione geologica</b>		<b>C1011-E022-61-0024-2</b>

00	Dicembre 2022	Emissione progetto definitivo	D.R.	F.L. - F.A. - M.P. - G.P.	P.P.
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato

Redatto:



Verificato:

*Filippo Losi, Francesco Alberti, Mario Polledri, Giulio Panini*

Ing. Filippo Losi - Ing. Francesco Alberti -  
Geol. Mario Polledri - Geol. Giulio Panini

Approvato:

*Pietro Pedrazzoli*

Ing. Pietro Pedrazzoli



Funzione Ingegneria e Realizzazioni

**IRETI.S.p.A** - Società con socio unico IREN S.p.A  
Sottoposta a direzione e coordinamento di IREN S.p.A  
Sede legale : Via Piacenza, 54 - 16138 Genova (GE)  
cod.fisc n° 01791490343 e P.IVA n° IT 02863660359  
pec:ireti@pec.ireti.it



**alfa solutions**

Alfa Solutions S.p.A.  
V.le Ramazzini 39D  
42124 Reggio Emilia (RE)



**GEOINVEST** s.r.l.  
Geologia-Geofisica

Geoinvest s.r.l.  
Via della Conciliazione 45/A  
29100 Piacenza (PC)

Progettazione generale e SIA:  
Responsabile: Ing. Matteo Cantagalli  
Collaboratori: Arch. Marta Mangiarotti  
Ing. Chiara Incerti, Ing. Luigi Settembrini,  
Dott. Lorenzo Cervi, Arch. Simone Ruini,  
Ing. Silvia Pantaleone

Progettazione pozzi e SIA:  
Geol. Aldo Ambrogio  
Geol. Davide Roverselli

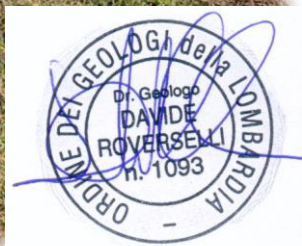
Progettazione strutturale e geotecnica:  
Ing. Valerio Assereto





**Indagini geognostiche e geofisiche per la  
realizzazione di strutture a servizio  
del campo pozzi in località La Buca  
Comune di Calendasco (PC)**

**Relazione Geologica e Sismica**



## Sommario

1	PREMESSA.....	3
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	4
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	5
4	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	6
5	ANALISI PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI.....	8
6	INDAGINI ESEGUITE.....	11
6.1	Prove Penetrometriche Dinamiche.....	14
6.2	Misura della $V_{seq}$ tramite prove sismiche.....	18
6.2.1	Prova Re.Mi. ....	18
6.2.2	Prova M.A.S.W.....	19
6.2.3	Acquisizione dei dati.....	19
6.2.4	Elaborazione dati ed analisi risultati.....	20
6.3	Indagine SISMICA HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO (H.V.S.R.) - Metodo di Nakamura ...	22
6.3.1	Cenni metodologici.....	22
6.3.2	Acquisizione dati H.V.S.R. ....	22
6.3.3	Analisi dei risultati.....	23
7	MODELLO GEOLOGICO DEL SITO.....	24
8	MODELLO GEOTECNICO DEL SITO.....	25
9	ANALISI DEL RISCHIO SISMICO.....	28
9.1	Riferimenti normativi nazionali.....	28
10	STRATEGIA DI PROGETTAZIONE.....	30
11	PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL TERRITORIO COMUNALE.....	31
12	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	34
13	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	36
14	MICROZONAZIONE SISMICA (Rischio sismico).....	38
15	VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE E DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO ....	41
15.1	Azioni nelle verifiche agli STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	41
15.2	Verifica nei confronti degli STATI LIMITE ULTIMI (SLU) e STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) .....	42
15.2.1	Verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).....	43
15.2.2	Verifica nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).....	46
16	LIQUEFAZIONE.....	49
17	OSSERVAZIONI CONCLUSIVE.....	50

## 1 PREMESSA

Il presente Rapporto illustra e sintetizza i risultati delle indagini geognostiche e geofisiche per la realizzazione di strutture a servizio del campo pozzi in località La Buca lungo Via Cotrebbia Nuova nel Comune di Calendasco (PC).



Fig. 1 – Ubicazione area di indagine su Google Earth.

L'attività svolta per lo studio dell'area in oggetto si è articolata nelle seguenti fasi:

- Inquadramento territoriale del sito;
- Inquadramento geologico ed idrogeologico dell'area di interesse;
- Caratterizzazione geologico-geotecnica e geofisica di dettaglio dell'area, realizzata tramite prove in sito di tipo diretto (prove penetrometriche dinamiche) e di tipo indiretto (prove sismiche);
- Elaborazione ed interpretazione dei dati acquisiti per la definizione del modello geologico e del modello geotecnico del sito;
- Valutazione del carico limite dei terreni di fondazione e della resistenza di progetto del sistema geotecnico ai sensi delle NTC 2018.

## 2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area di indagine è sita in Località La Buca del Comune di Calendasco lungo Via Cotrebbia Nuova in sinistra orografica rispetto al Fiume Trebbia. In termini cartografici l'ubicazione rientra nella sezione 161122 della Carta Tecnica Regionale ad una quota media assoluta di circa 54.00 m s.l.m.

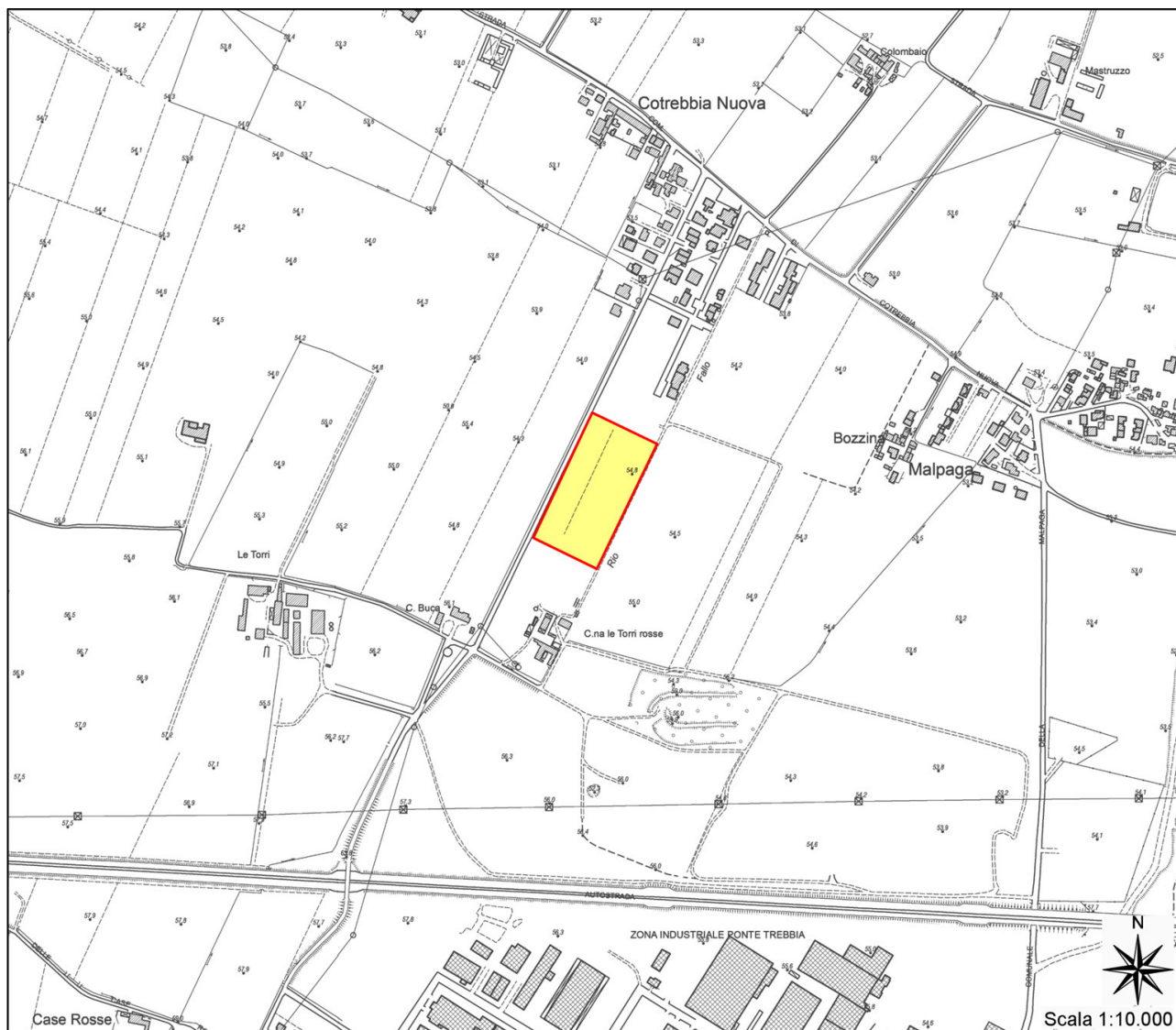


Fig. 2 - Inquadramento territoriale su Carta Tecnica Regionale – sezione 161122.

### 3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area di studio è situata nell'ambito della porzione distale della conoide alluvionale quaternaria del Fiume Trebbia, all'estremo margine settentrionale della stessa laddove, in termini geomorfologici l'edificio alluvionale del Trebbia giunge a contatto con il settore definito, con termini geomorfologici, "fascia di meandreggiamento del Po", area nella quale la costruzione della sequenza alluvionale di riempimento del bacino è caratterizzata dalla coalescenza dell'azione dei corsi d'acqua appenninici e dell'attività del Fiume Po.

Il territorio si configura quindi come un'ampia pianura, debolmente inclinata verso nord-est, cioè in direzione del Fiume Trebbia a est e del Fiume Po a nord.

Il ripiano sul quale si colloca l'area di studio è individuato dalla letteratura geologica come *Unità di Modena (AES8a)*, rappresentato da ghiaie e sabbie nel caso del Fiume Trebbia e da sabbie per il Fiume Po (Olocene / post IV-V sec d.C.), ricoperte da una coltre limoso argillosa, di esondazione fluviale, discontinua e livello di alterazione pedologica ridotto a pochi decimetri. Il ripiano si presenta quindi di poco sopraelevato rispetto ai depositi individuati come *Depositi alluvionali in evoluzione (b1)* propri dei corsi d'acqua attivi.

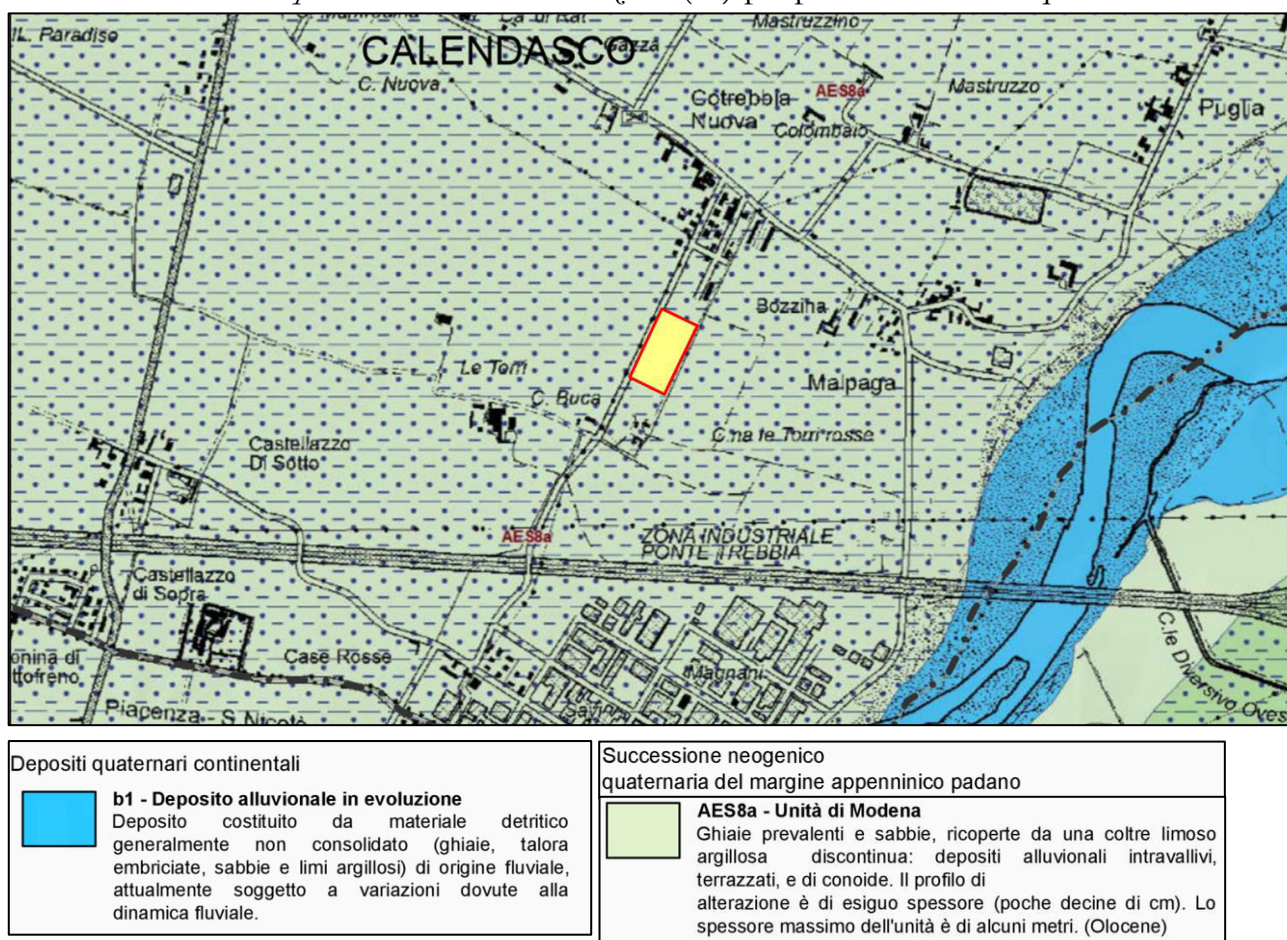


Fig. 3 – Estratto Carta Geologica Regionale dell'Emilia-Romagna (geoportale).

## 4 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Il modello idrogeologico di riferimento ricostruito sulla base delle Unità Idrostratigrafiche indicate dalla Regione Emilia-Romagna, individua nell'area della pianura piacentina, la presenza di tre distinti gruppi acquiferi sviluppati nell'ambito delle unità più grossolane ghiaiose e sabbiose, e delimitati fra loro da barriere di permeabilità originatesi nelle fasi deposizionali di "bassa energia".

Sono stati così distinti:

- un acquifero superiore (Gruppo Acquifero "A"), definito "acquifero principale", a comportamento essenzialmente freatico;
- uno intermedio (Gruppo Acquifero "B"), con carattere più o meno accentuato di artesianità;
- uno profondo (Gruppo Acquifero "C"), generalmente artesiano, impostato nell'ambito di unità prevalentemente sabbiose con subordinata presenza di ghiaie risulta di interesse idropotabile con particolare riferimento alle aree pedecollinari e nei settori apicali delle conoidi principali.

**Gruppo Acquifero "A" - acquifero principale:** Sviluppato nell'ambito delle formazioni relativamente più recenti (Pleistocene medio - Olocene), presenta nella zona uno spessore di circa 80-90 m. L'alimentazione del sistema acquifero avviene principalmente per infiltrazione diretta dalla superficie, laddove la presenza degli orizzonti grossolani lo consente, mentre, in profondità, a causa della progressiva compartimentazione degli orizzonti acquiferi si osserva un incremento della dinamica di alimentazione "lungo strato" e di drenanza attraverso gli orizzonti superiori semipermeabili. Considerando il notevole sviluppo verticale l'acquifero A è stato a sua volta suddiviso in 5 complessi: Acquifero superficiale, Acquifero A1, A2, A3 e A4 in funzione delle unità geologiche/deposizionali che lo compongono.

**Gruppo Acquifero "B":** più affine al precedente in termini idrogeologici, presenta spessori di 40-50 m, non affiora in superficie e trae alimentazione principale da processi di "drenanza" dagli acquiferi superiori.

**Gruppo Acquifero "C":** di minore potenziale idrico trae, viceversa, alimentazione, con dinamiche "lungo strato".

Il passaggio tra i gruppi risulta definito dalla presenza di orizzonti impermeabili (o semipermeabili) di un certo spessore e buona continuità areale (specialmente in direzione sud).

Il comportamento idrodinamico dell'acquifero e in particolare l'andamento della superficie piezometrica della falda sotterranea, rappresenta la risultante degli effetti naturali (ricarica) e antropici (prelievi) sul sistema idrico sotterraneo. La piezometria media (ARPA 2015) visualizzata in Fig. 4, consente di trarre le seguenti osservazioni:

- a livello generale le isopieze mostrano un andamento parallelo al margine collinare che tende successivamente a deviare verso NE, seguendo l'andamento del Trebbia in direzione della confluenza nel Po;
- Localmente, nel settore del medio-basso Trebbia si individua un chiaro effetto dell'azione alimentante del corso d'acqua stesso;
- la prima falda, nell'area di indagine, presenta una quota media assoluta prossima a 48.00 m s.l.m., con una soggiacenza media di circa 6.00 m dal p.c.

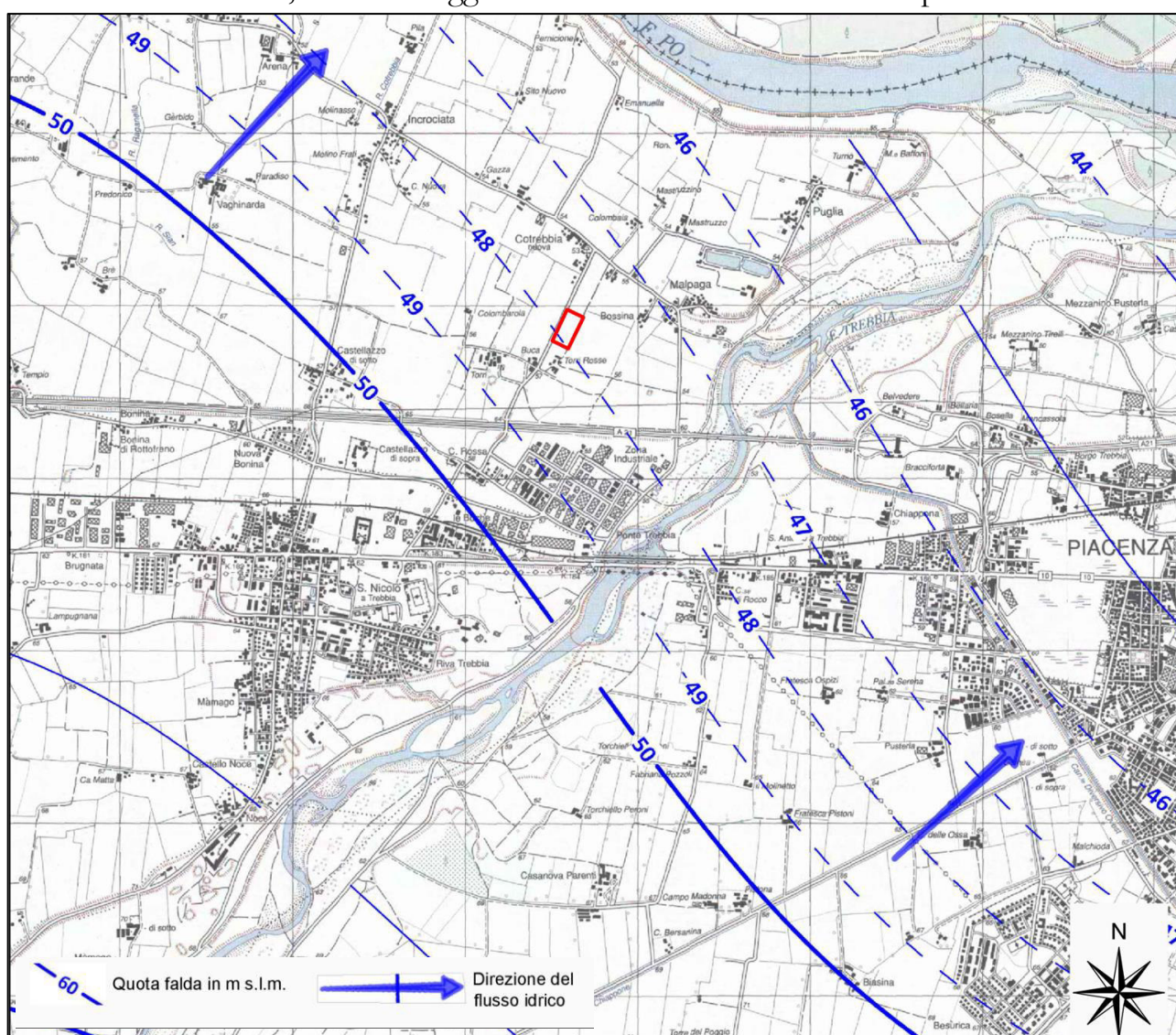


Fig. 4 – Piezometria media (Anno 2015) - Fonte ARPA

## 5 ANALISI PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI

In merito alla pericolosità idraulica, ci si è basati sull'analisi della mappa tematica del *Piano di gestione del Rischio Alluvioni* (PGRA) approvata con Deliberazione 2/2016 dal comitato istituzionale della AdBPo, e con D.P.C.M. del 27 Ottobre 2016.

La direttiva 2007/60/CE – Direttiva Alluvioni- introduce per gli stati membri l'obbligo di dotarsi di un quadro coordinato per la valutazione dei rischi di alluvione e di un piano di gestione delle stesse per la salvaguardia della vita umana e dei beni esposti e la mitigazione dei danni derivanti dalle alluvioni.

La Direttiva europea è stata recepita dal legislatore con il D. Lgs 49/2010 che ha portato alla redazione del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA).

Lo strumento per la valutazione e la gestione del rischio è rappresentato dalle mappe della pericolosità e del rischio di alluvioni che riportano l'estensione potenziale delle inondazioni causate dai corsi d'acqua (naturali o artificiali), dal mare, dai laghi con riferimento a tre scenari:

- alluvioni rare (Tempo di ritorno  $200 < T_r \leq 500$  anni)
- poco frequenti (Tempo di ritorno  $50 < T_r \leq 200$  anni)
- frequenti (Tempo di ritorno  $T_r \leq 50$  anni).

Le mappe del rischio segnalano la presenza di aree allagabili di elementi potenzialmente esposti (popolazione, servizi, infrastrutture, attività economiche, etc) ed il corrispondente livello di rischio, distinto in 4 classi di diverso colore:

- |   |            |    |                          |
|---|------------|----|--------------------------|
| - | Giallo:    | R1 | Rischio moderato o nullo |
| - | Arancione: | R2 | Rischio medio            |
| - | Rosso:     | R3 | Rischio elevato          |
| - | Viola:     | R4 | Rischio molto elevato    |

La rilevante estensione dei reticoli principali e la peculiarità e diversità dei processi di alluvione sul reticolo idrografico hanno reso necessario effettuare la mappatura della pericolosità secondo approcci metodologici differenziati per i diversi ambiti territoriali, di seguito definiti:

- Reticolo principale di pianura e di fondovalle (RP)
- Reticolo secondario collinare e montano (RSCM)
- Reticolo secondario di pianura (RSP)

- Aree costiere marine (ACM)

Tale mappatura individua i seguenti scenari di pericolosità:

- Aree interessate da alluvione rara (L) P1
- Aree interessate da alluvione poco frequente (M) P2
- Aree interessate da alluvione frequente (H) P3

Dall'analisi delle mappe suddette si evince che la zona indagata, è inserita:

- Nei scenari di pericolosità di alluvioni poco frequenti (Tempo di ritorno  $50 < T_r \leq 200$  anni) M P2 per reticoli secondari di pianura;
- Nei scenari di rischio per la presenza di aree allagabili di elementi potenzialmente esposti: R1 (giallo) rischio moderato o nullo per reticoli secondari di pianura.

Segue estratto dal Geoportale Regione Emilia-Romagna Direttiva alluvioni 2007/60/CE – 2019.

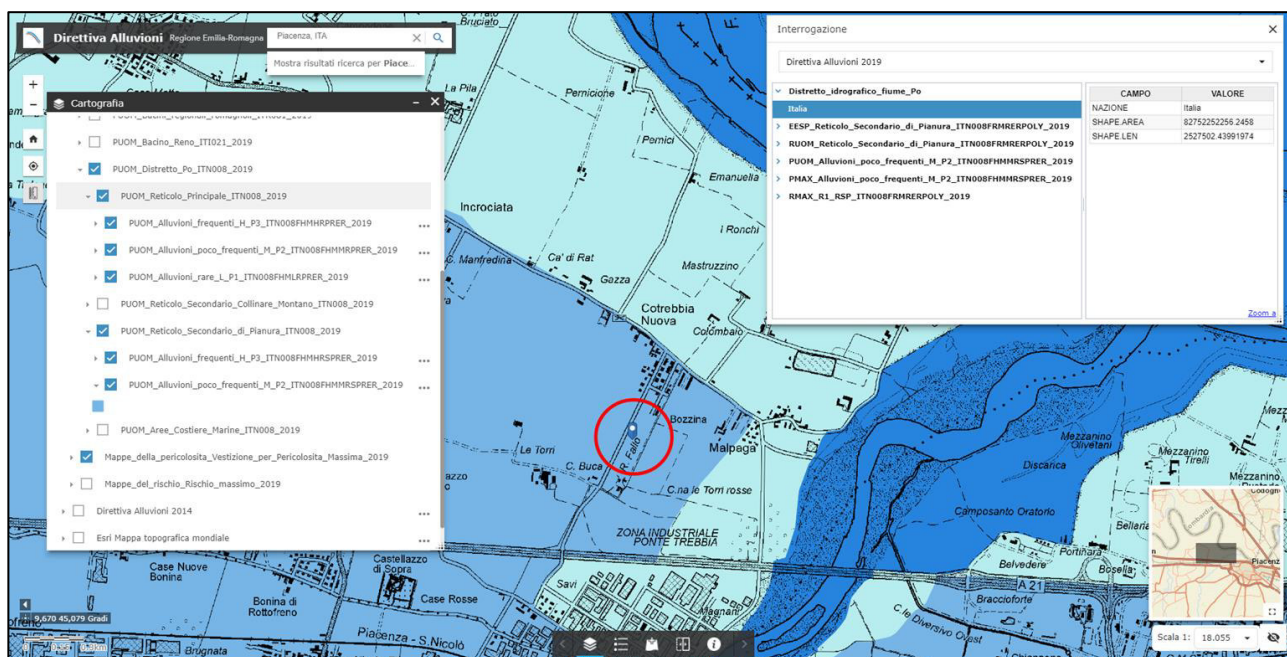
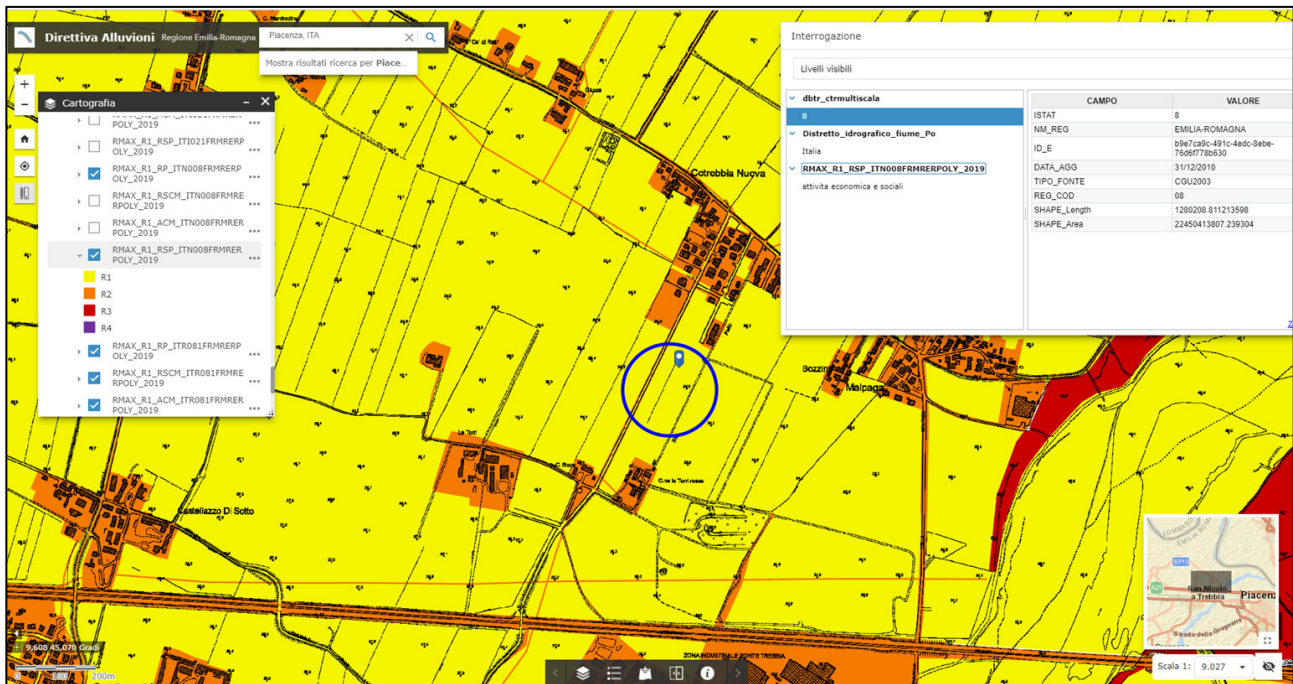


Fig. 5 – Estratto “Mappa Pericolosità alluvioni” dal Piano di Gestione Rischio Alluvioni AdBPo - Geoportale Emilia Romagna Direttiva alluvioni 2007/60/CE - 2019



*Fig. 6 – Estratto “Mappa Rischio alluvioni” dal Piano di Gestione Rischio Alluvioni AdBPo - Geoportale Emilia Romagna  
Direttiva alluvioni 2007/60/CE - 2019*

## 6 INDAGINI ESEGUITE

Come accennato in premessa, la caratterizzazione geologica di dettaglio dell'area è stata realizzata tramite prove in sito di tipo diretto (prove penetrometriche dinamiche) e di tipo indiretto (prove sismiche MASW/Re.Mi. e HVSR).

Nel dettaglio sono state realizzate le seguenti indagini:

- n. 3 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT per la valutazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni superficiali interessati dalla posa delle strutture di fondazione (P1, P2, P3);
- n. 1 stendimento sismico con acquisizione prova tipo MASW/Re.Mi. (M1-R1), per la definizione della categoria sismica del sottosuolo in funzione della velocità  $V_{seq}$ ;
- n.1 registrazione di specifica prova HVSR (HV1) (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura) finalizzate all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza del sito ai sensi della D.G.R. 476 del 12/04/2021 pubblicata nel BURERT con DGR 111 del 20/04/2021 e sua integrazione DGR 564 del 26/04/2021 pubblicata nel BERERT con DGR 137 del 12/05/2021.

Di seguito documentazione fotografica (Fig. 8, Fig. 8, Fig. 9) e planimetria delle indagini eseguite (Fig. 10).



*Fig. 7 – A sinistra prova penetrometrica dinamica P1, a destra P2*



*Fig. 8 – A sinistra prova penetrometrica dinamica P3, a destra stendimento sismico per prova MASW M1*



*Fig. 9 –Registrazione prova sismica HVSr HV1*

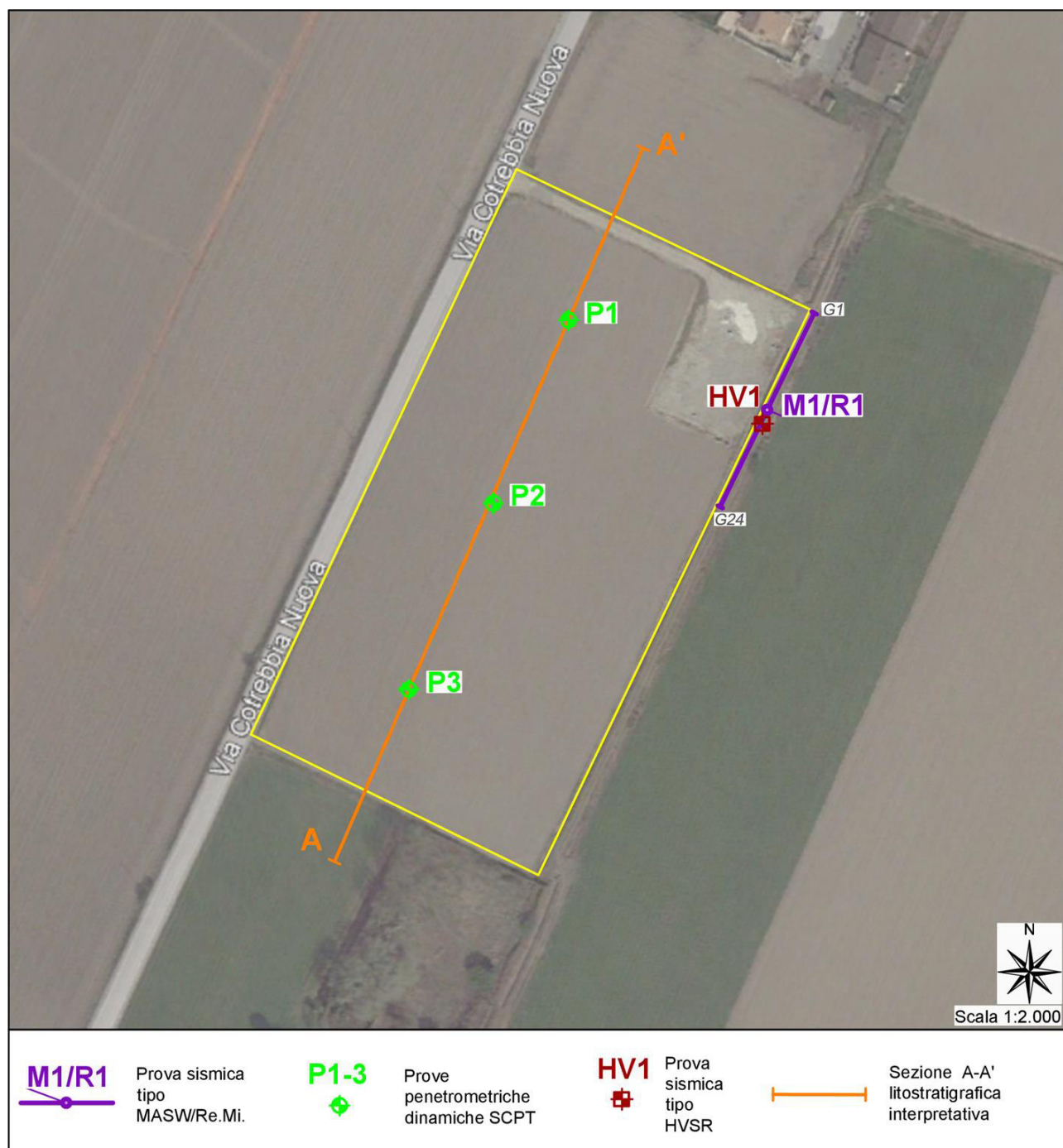


Fig. 10 – Ubicazione indagini eseguite

## 6.1 Prove Penetrometriche Dinamiche

La prova Standard Cone Penetration Test (SCPT) consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni standard, infissa per battitura nel terreno, per mezzo di un idoneo dispositivo di percussione. Le informazioni che la prova fornisce sono di tipo continuo poiché le misure di resistenza alla penetrazione vengono eseguite durante tutta l'infissione a partire dal piano campagna.

Il campo di utilizzazione della prova è molto vasto potendo essere eseguita praticamente in tutti i tipi di terreno coesivo o granulare (dalle argille alle ghiaie), fornendo una valutazione qualitativa del grado di addensamento e di consistenza dei terreni attraversati.

Nell'indagine in oggetto è stato utilizzato un penetrometro dinamico superpesante DPSH "Pagani" (Fig. 11).

Le principali caratteristiche sono le seguenti:

Peso maglio	63.5 kg
Altezza caduta libera	75 cm
Diametro punta	51 mm
Angolo apertura punta	60°
Peso singola asta	6.3 kg

Le prove sono state spinte fino alla profondità massima di -10.00m dal p.c. (in P1) ritenuta adeguata per il tipo di intervento in progetto.

I risultati, ottenuti conteggiando il numero di colpi N necessario per infiggere la punta di 30cm, sono graficamente riportati di seguito (Fig. 12, Fig. 13, Fig. 14).



*Fig. 11 - Penetrometro dinamico superpesante DPHSH "Pagani"*

Quota prova: 54.19m s.l.m.

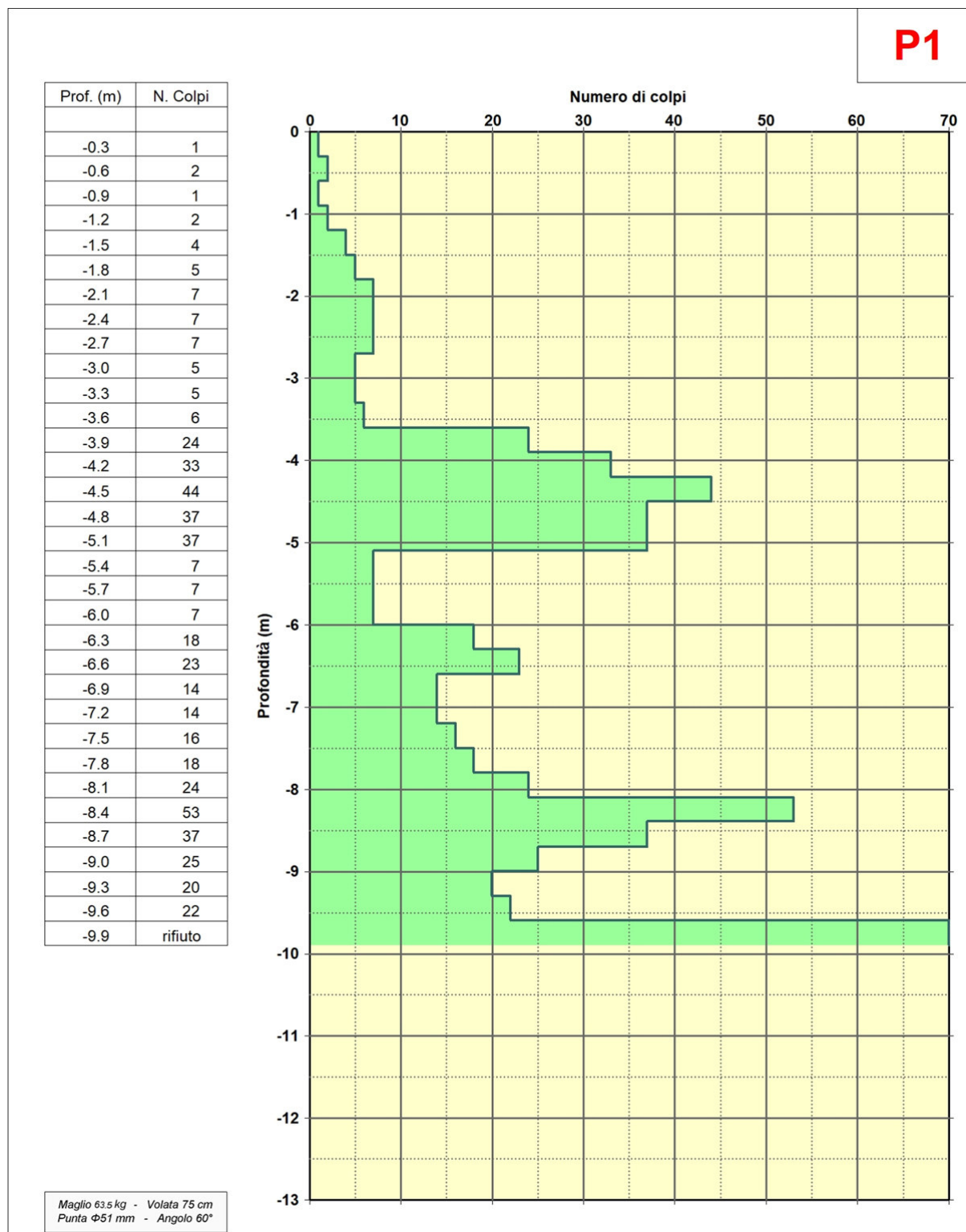


Fig. 12 – Diagramma prova penetrometrica dinamica P1

Quota prova: 54.25m s.l.m.

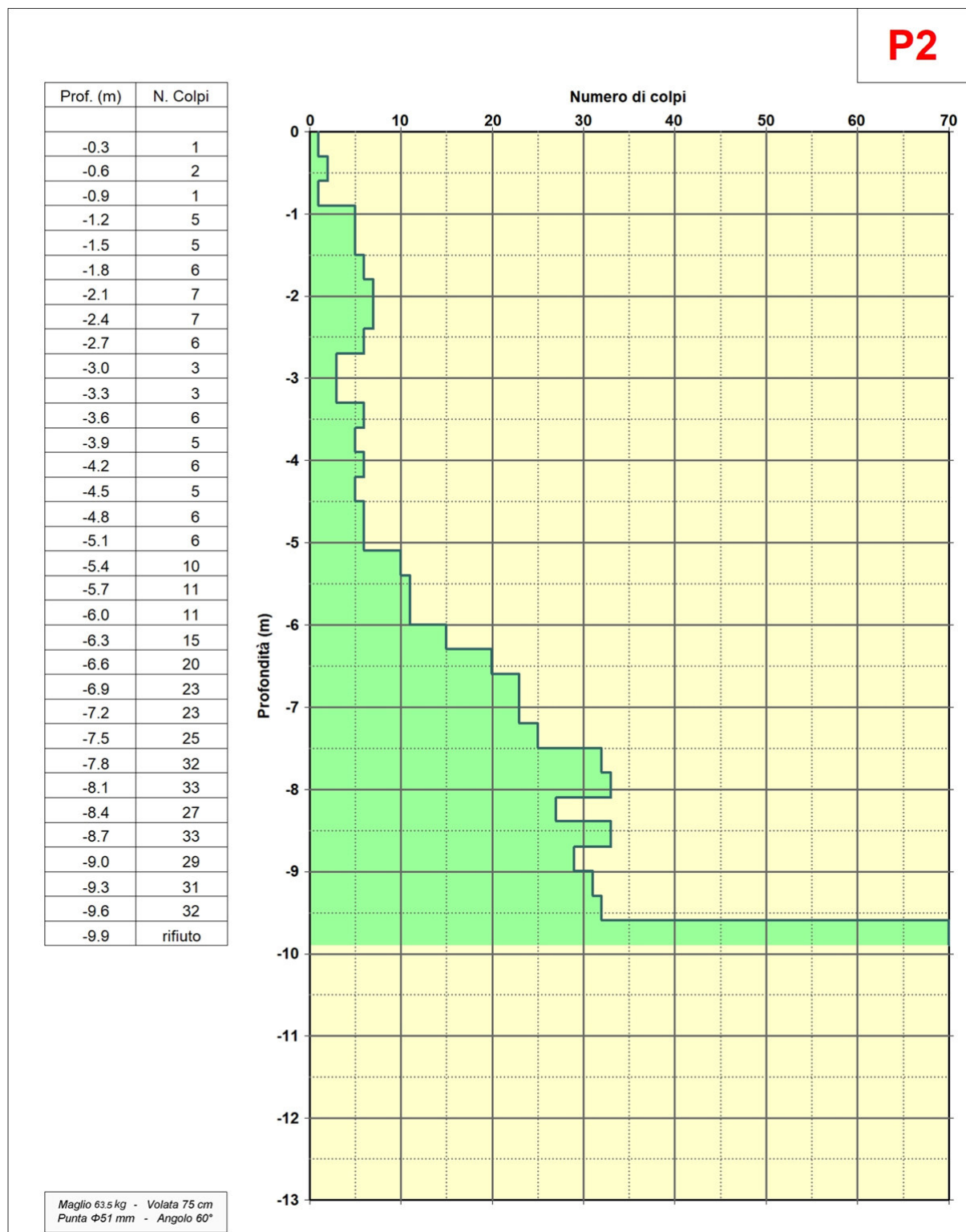


Fig. 13 – Diagramma prova penetrometrica dinamica P2

Quota prova: 54.36m s.l.m.

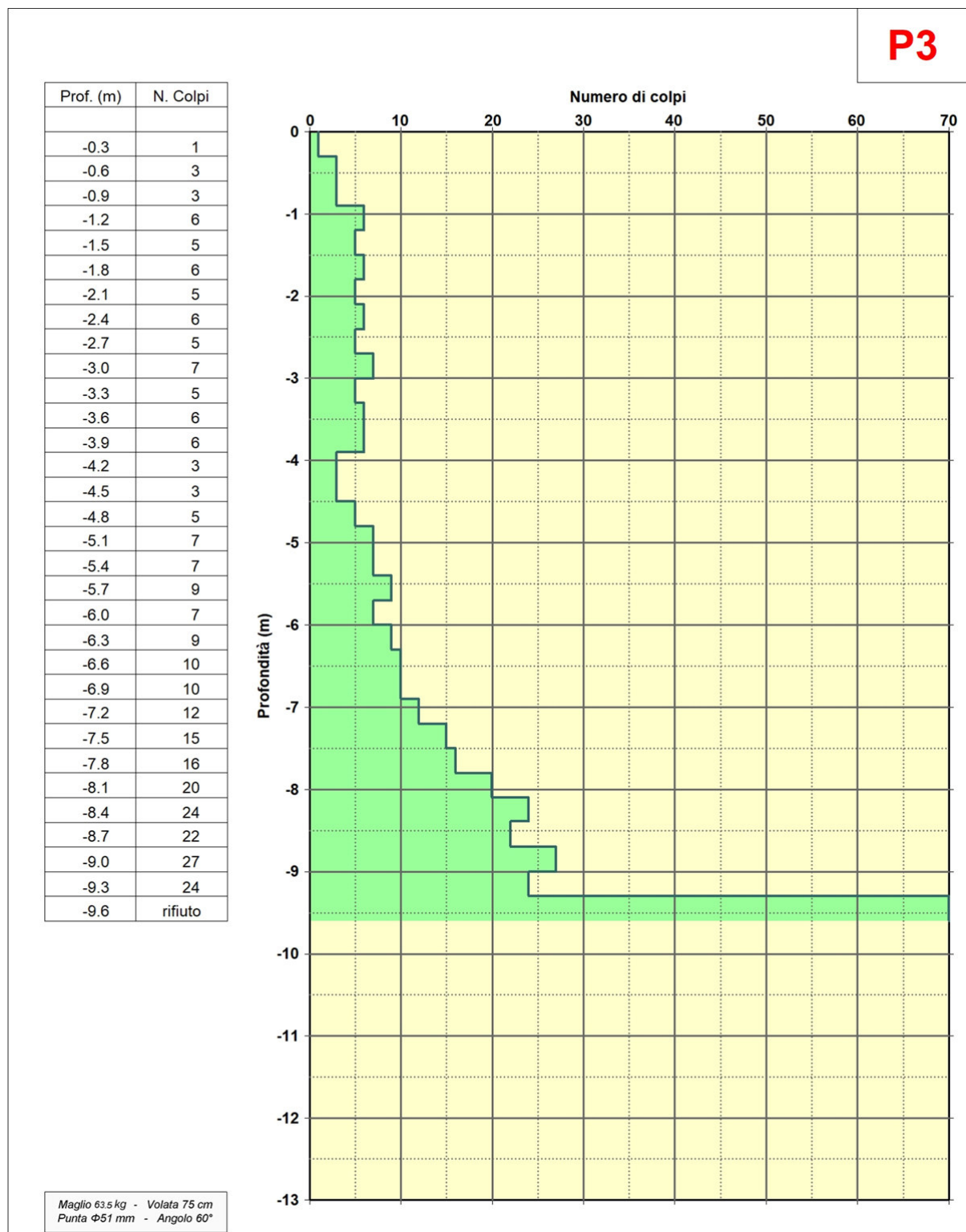


Fig. 14 – Diagramma prova penetrometrica dinamica P3

## 6.2 Misura della $V_{seq}$ tramite prove sismiche

Per la valutazione del profilo di velocità delle onde S è stato utilizzato un approccio misto che ha previsto l'impiego congiunto di una metodologia attiva (MASW) e una passiva (Re.Mi.).

### 6.2.1 Prova Re.Mi.

Le tecniche correntemente utilizzate (Down-Hole, Cross-Hole) per la stima delle velocità delle onde di taglio per caratterizzare un sito sotto il profilo della risposta sismica, dovendo necessitare di almeno un foro di 30 m nel quale eseguire la prova, sono normalmente troppo onerose per essere impiegate come indagine di routine negli studi di microzonazione e di classificazione dei profili stratigrafici dei suoli di fondazione per progettazioni di opere non concentrate in areali ristretti.

La tecnica di prospezione “Refraction Microtremor” (Re.Mi.) utilizzata capovolge il concetto comune del parametro “segnale-disturbo”, per il quale tradizionalmente il primo “segnale” ha necessità di essere rilevato in condizioni favorevoli quindi in assenza o scarsità di rumore.

Viceversa, in presenza di forte rumore di fondo (es. ambiente urbano), le tradizionali rilevazioni sismiche hanno sempre trovato una condizione di difficile applicazione a causa della difficoltà di discriminare il segnale dal rumore.

Con questa nuova tecnica, il disturbo o “noise” ambientale, diventa il segnale utilizzato per la caratterizzazione sismica. Sono i microtremori (rumore di fondo generato dal traffico stradale, ferroviario e comunque il rumore presente costantemente in ambito urbanizzato) a costituire la sorgente di energia utile allo scopo.

La metodologia d'indagine più applicata per la determinazione del profilo verticale di velocità delle onde di taglio  $V_s$ , è stata proposta e sperimentata da J.N.Louie del Seismological Laboratory and Dept. of Geological Sciences dell'Università del Nevada, ed è basata su due aspetti fondamentali:

- uno pratico, rappresentato dal fatto che alcuni sistemi di acquisizione di sismica a rifrazione (con dinamica a 24 bit) sono in grado di registrare onde di superficie con frequenze fino a 2 Hz per intervalli di tempo sufficientemente lunghi (30 sec);
- uno teorico, sulla base del quale una semplice trasformata bidimensionale (p-f) slowness-frequency della registrazione di un rumore di fondo (microtremor) è in grado di separare le onde di Rayleigh (onde di superficie) da altri tipi di onde che compongono il sismogramma, rendendo possibile il riconoscimento delle vere velocità di fase dalle velocità apparenti.

### 6.2.2 Prova M.A.S.W.

Il metodo M.A.S.W. è una tecnica di indagine non invasiva che si basa sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi.

### 6.2.3 Acquisizione dei dati

L'acquisizione dei dati per la prova **Re.Mi** è stata svolta tramite l'acquisizione e la registrazione del noise ambientale impiegando geofoni da 4.5 Hz ed un acquisitore acquisitore digitale Geode a 24 canali con dinamica a 24 bit.

E' stato acquisito n.1 profilo, costituito da un allineamento di n. 24 geofoni equispaziati di 3.00 m.

Nell'indagine **MASW** è stato utilizzato il metodo attivo in cui le onde superficiali vengono generate in un punto sulla superficie del suolo tramite una massa battente di 8 kg, sono misurate da uno stendimento lineare di sensori, nel nostro caso n. 24 geofoni con frequenza propria di 4.5 Hz e spaziatura di 3.00 m, collegati ad un acquisitore digitale Geode a 24 canali.

### 6.2.4 Elaborazione dati ed analisi risultati

Sugli spettri ottenuti dalle prove MASW/Re.Mi. si è provveduto ad effettuare il “picking” della curva di dispersione, di seguito sono mostrate le relative immagini:

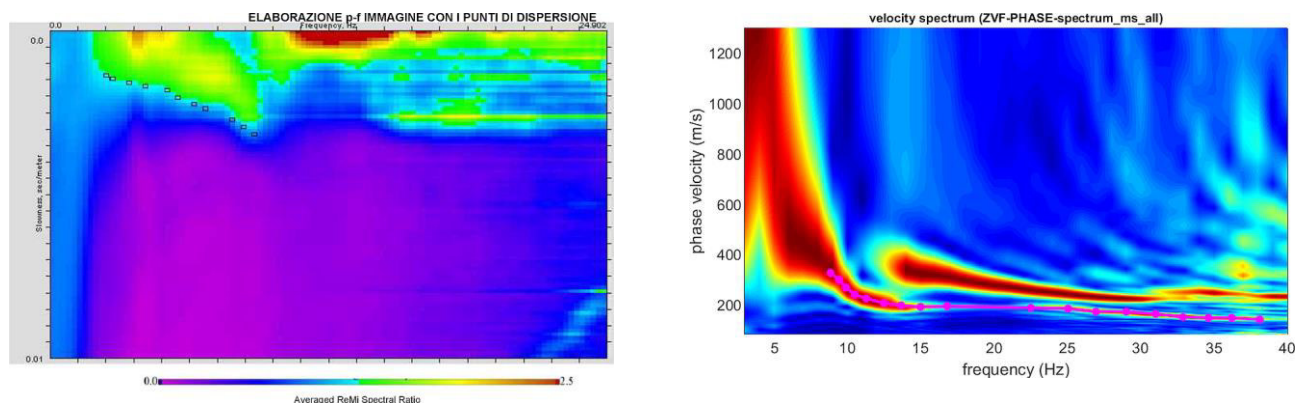


Fig. 15 – Spettri prove sismiche e relativo picking, a sinistra spettro prova Re.Mi., a destra spettro prova MASW

A tale elaborazione è stata poi estrapolata la curva di attenuazione del segnale caratteristico; in funzione del suo andamento (curva di dispersione), attraverso una procedura di “inversione”, si risale al modello stratigrafico, espresso in termini di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) e quindi al valore  $V_{s30}$ .

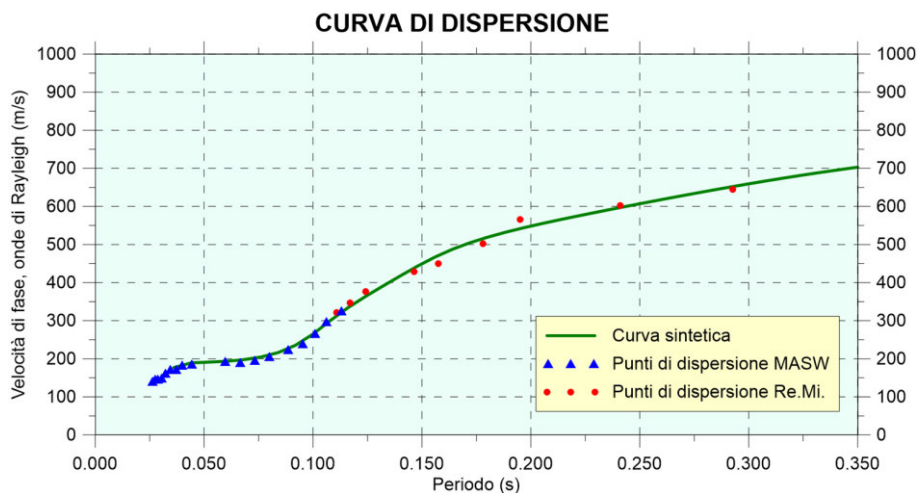


Fig. 16 – Curva di dispersione

L’elaborazione dei dati acquisiti ha consentito la ricostruzione del modello stratigrafico in funzione delle velocità sismiche  $V_s$  e la determinazione del parametro  $V_{seq} = 305 \text{ m/s}$  calcolato nell’intervallo di profondità dal p.c. a -30.00 m dal p.c.

Ai fini della caratterizzazione sismica del sito per la definizione delle azioni sismiche di progetto, la categoria del suolo di fondazione risulta di tipo **C** la cui definizione nella classificazione dei suoli di riferimento normativo è la seguente (N.T.C.2018 Tab.3.2.II):

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

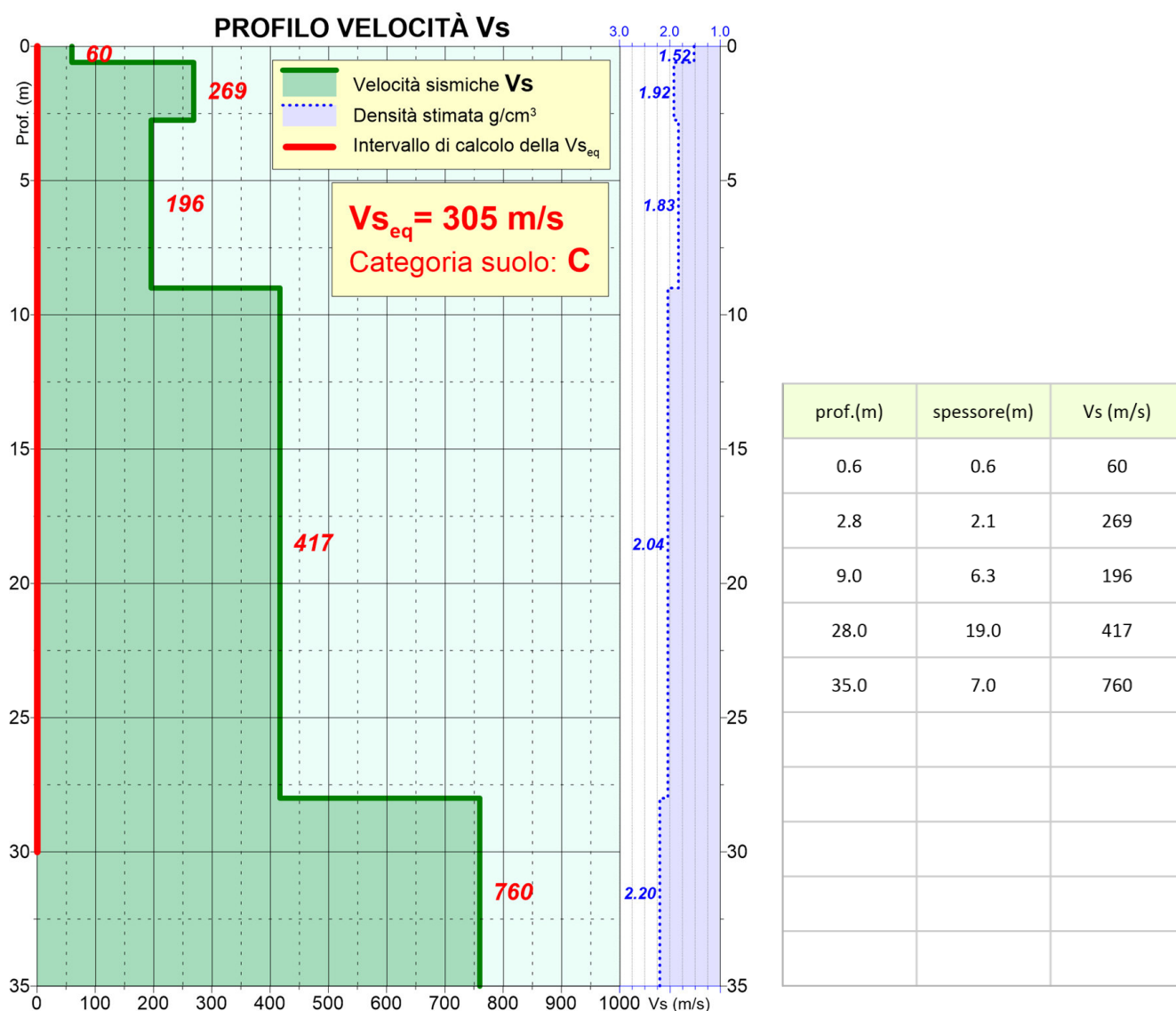


Fig. 17 – Profilo di velocità  $V_s$  del sito e valore  $V_{seq}$

## **6.3 Indagine SISMICA HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO (H.V.S.R.) - Metodo di Nakamura**

### **6.3.1 Cenni metodologici**

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica d'indagine sismica passiva H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura) è finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso.

L'utilizzo di algoritmi di calcolo finalizzati ad una modellizzazione sintetica dello spettro H/V, permette di correlare ogni picco spettrale con le discontinuità presenti nel sottosuolo (per esempio i cambi litologici). I dati che si possono ricavare sono spessori, profondità e velocità di propagazione delle onde di taglio all'interno del sismo-strato individuato.

Tramite l'analisi dell'andamento delle tre componenti del moto, è possibile distinguere i picchi di origine naturale dagli artefatti, al fine di garantire una corretta interpretazione dello spettro sismico registrato.

La tecnica dei rapporti spettrali (H.V.S.R.) trova la sua massima applicazione negli studi di microzonazione sismica poiché fornisce un parametro fondamentale (frequenza propria di risonanza di sito) per una corretta progettazione di edifici antisismici. Negli ultimi anni si è affermata anche per la sua versatilità poiché si è dimostrato come lo spettro sismico può rappresentare un modello sismo – stratigrafico del sottosuolo.

Di particolare importanza è la frequenza di vibrazione del sito, caratterizzata dal maggiore rapporto di ampiezze H/V, nell'intervallo di frequenze di interesse ingegneristico (frequenze generalmente inferiori a 30 Hz), denominata frequenza fondamentale di vibrazione  $f_0$ .

La tecnica H.V.S.R. è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque.

### **6.3.2 Acquisizione dati H.V.S.R.**

Nel caso in esame sono state eseguite n.1 registrazione nell'area indagata. La registrazione è avvenuta con un tromografo “TROMINO®” per un tempo pari a 1200 secondi con una frequenza di campionamento di 256 Hz. L'elaborazione è stata fatta con il software “Grilla”, con finestre di 20 secondi e lisciamento del 10%, nel campo di frequenze comprese tra 0 e 50 Hz.

### 6.3.3 Analisi dei risultati

Di seguito è riportato il risultato della prova effettuata, nella quale si evince che è stata riscontrata n.1 frequenza caratteristica del sito  $f_0$  pari a 4.91Hz riferibile ad un contrasto di impedenza di natura stratigrafica stimata a -20m dal p.c. (Fig. 18).

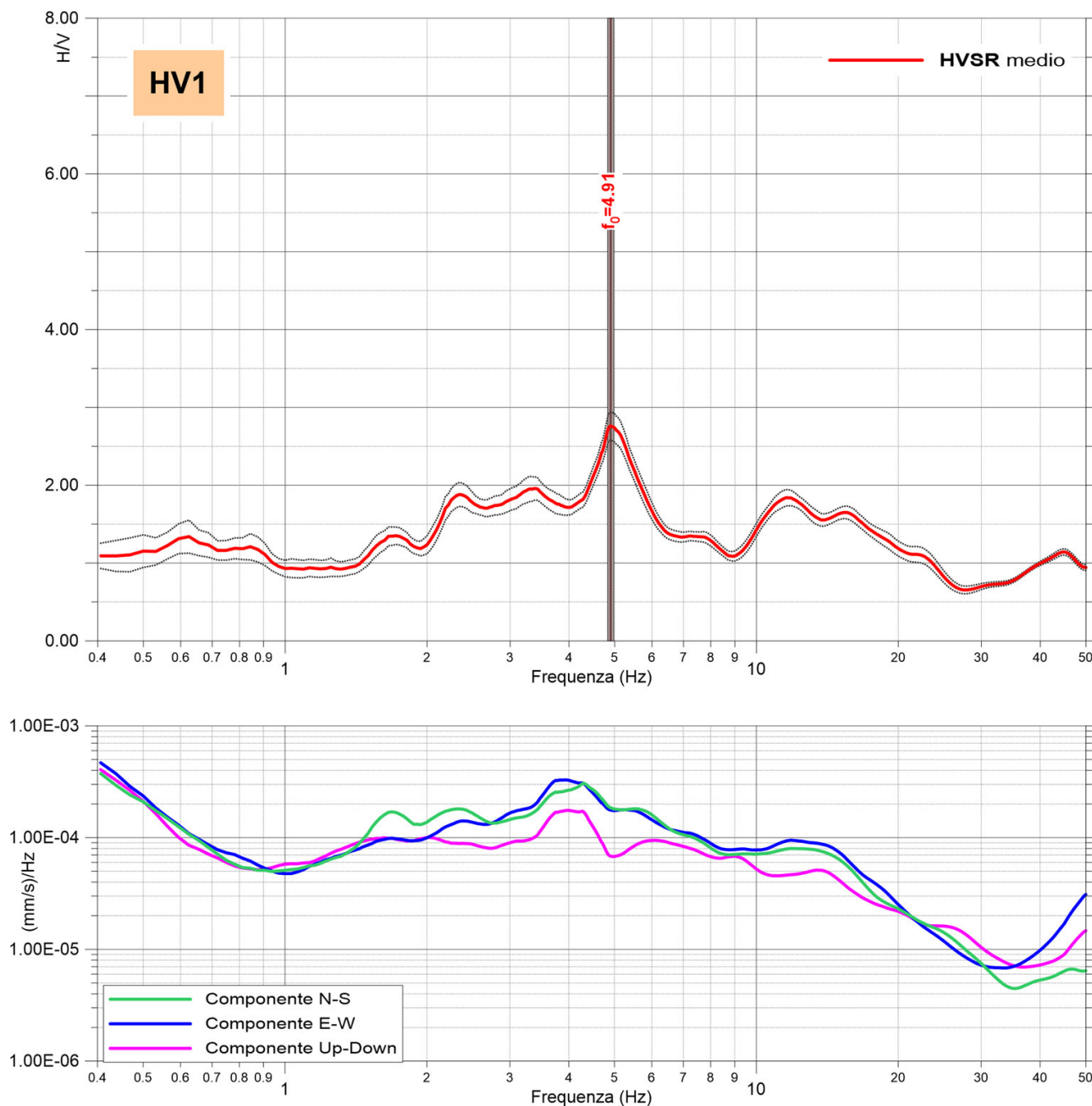


Fig. 18 – Grafico H.V.S.R. medio e delle tre componenti N-S / E-W / Up-Down relativi alla prova HV1

## **7 MODELLO GEOLOGICO DEL SITO**

L'analisi dei risultati ottenuti con l'indagine geognostica condotta ha permesso di riconoscere una successione litostratigrafica del sito di intervento caratterizzata sostanzialmente n.4 livelli con caratteristiche geotecniche differenti di seguito descritti:

### **Livello A (da p.c. a -0.90/-1.20m dal p.c.)**

Orizzonte costituito da depositi molli di natura prevalentemente argillosa. Presente come orizzonte superficiale con uno spessore variabile da 0.90m in P2 e P3 a 1.20m in P1.

Risulta caratterizzato da un valore di resistenza del n. colpi x 30cm di avanzamento variabile tra 1 e 3 e con un valore medio  $N_{spt} = 2$ .

### **Livello B (da -0.90/-1.20m a -3.60/-4.80/-5.10m dal p.c.)**

Orizzonte caratterizzato da depositi di natura limosa-argillosa poco consistenti raggiungendo profondità variabili da un minimo di -3.60m dal p.c. in P1 a un massimo di -5.10m dal p.c. in P2, con una profondità media di -4.50m dal p.c.

Risulta caratterizzato da un valore di resistenza del n. colpi x 30cm di avanzamento variabile tra 3 e 7 e con un valore medio  $N_{spt} = 5$ .

### **Livello C (da -3.60/-4.80/-5.10m a -7.50/-7.80m dal p.c.)**

Orizzonte costituito da depositi di natura limosa-argillosa consistenti con presenza di ghiaia alla base e nel punto P1 si individua nei seguenti intervalli di profondità: da -3.90m a -5.10m dal p.c. e da -6.30m a -7.80m dal p.c.

Tale orizzonte si presenta al di sotto dell'orizzonte B e fino a profondità variabile di -7.50m dal p.c. in P2 e -7.80m dal p.c. in P1 e P3.

Risulta caratterizzato da un valore di resistenza del n. colpi x 30cm di avanzamento variabile tra 7 e 44 e con un valore medio  $N_{spt} = 16$ .

### **Livello D (da a -7.50/-7.80m dal p.c. e fino ad almeno -9.90m dal p.c.)**

Orizzonte di fondo costituito da depositi di natura sabbiosa-ghiaiosa in matrice limosa a buon grado di addensamento con presenza ciottoli alla base in grado di determinare il rifiuto all'avanzamento delle aste.

L'orizzonte risulta esteso con buona omogeneità al di sotto dell'orizzonte C e presente fino ad almeno -9.90m dal p.c. (in P1 e P2).

Il valore di resistenza del n. colpi x 30cm di avanzamento è compreso tra 20 e 53, e data la presenza di ciottoli si considera prudenzialmente il valore minimo quale valore caratteristico ovvero  $N_{spt} = 20$ .

## 8 MODELLO GEOTECNICO DEL SITO

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dall'intervento vengono di seguito forniti i parametri maggiormente significativi ai fini fondazionali, ottenuti empiricamente partendo dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche. I valori di resistenza  $N_{spt}$  all'avanzamento delle prove sono stati correlati ai valori  $N_{spt}$  utilizzati per la determinazione dei parametri di resistenza e deformabilità secondo la relazione:

$$N_{spt} = N_{scpt} \times C_f$$

Il valore di  $C_f$  dipende dalle caratteristiche strumentali del penetrometro utilizzato e dal tipo di litologia presente nell'area di intervento.

La determinazione del valore di **coesione non drenata  $C_u$**  è stata ottenuta secondo la correlazione di Sanglerat per argille limose:

$$C_u = 0.100 N_{spt} \text{ (Kg/cm}^2\text{)};$$

Il **modulo edometrico** è stato determinato empiricamente secondo la seguente relazione di Stroud e Butler proposta per argille a bassa plasticità in cui:  $E_d = 6 N_{spt} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$ ;

Il **modulo elastico non drenato  $E_u$**  è stato determinato empiricamente secondo il metodo di Stroud (1989) per le litologie fini (argille e limi argillosi), nella seguente espressione:

$$E_u = (6,3 \div 10,4) N_{spt} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Per la valutazione **dell'angolo di attrito  $\varphi$**  in termini di sforzi efficaci è stato utilizzato il metodo diretto proposto da Owasaki & Iwasaki; la correlazione è la seguente:

$$\varphi = 15 + \sqrt{20 \times N_{spt}}$$

La stima del valore della **densità relativa  $D_r$**  è stata determinata attraverso l'equazione proposta da Skempton (1986):

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{spt}}{60}} \text{ (\%)}$$

Il **modulo di deformazione elastico  $E_s$**  per le litologie incoerenti (limi sabbiosi, sabbie e ghiaie), è stato determinato empiricamente secondo il metodo di Schmertmann (1978):

$$E \text{ (kg/cmq)} = 2B N_{SPT}$$

Laddove B è una costante variabile in funzione della litologia come da tabella allegata di seguito:

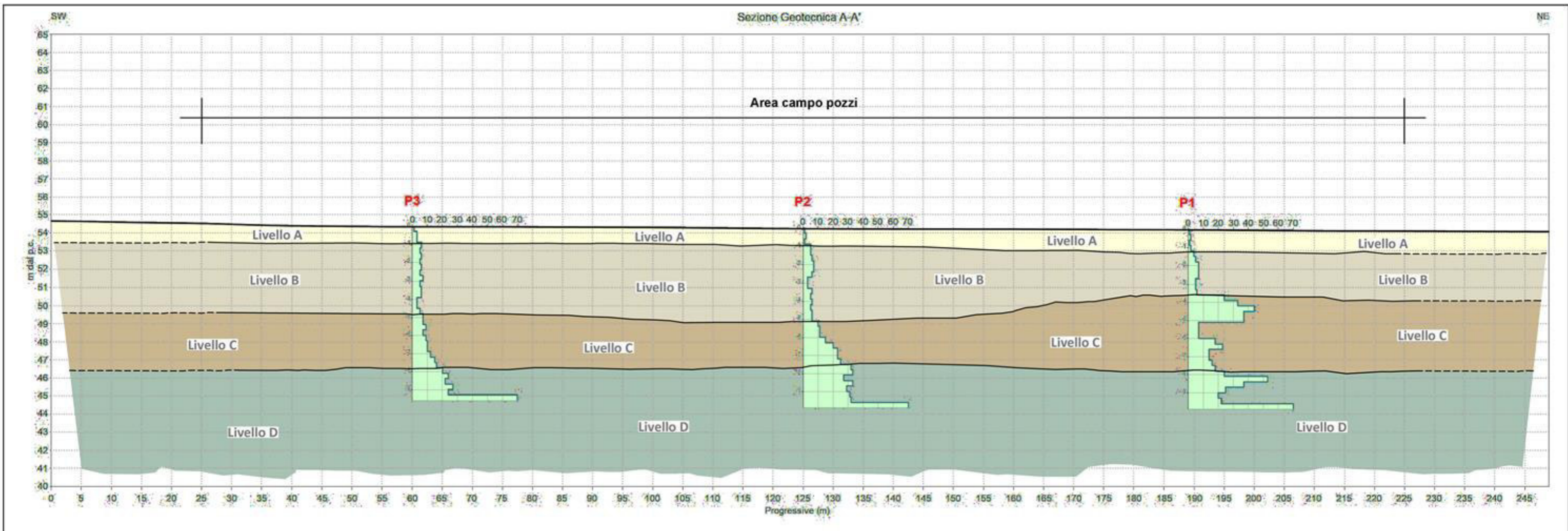
B	Litologia
4	sabbia fine
6	sabbia media
10	sabbia grossolana

Applicando quanto contenuto nelle Istruzioni applicative delle NTC 2018 del Cons. Sup. dei Lavori Pubblici vengono assunti quali valori caratteristici  $V_k$  delle terre i valori prossimi ai medi  $V_m$  per i livelli A, B, C e minimi per il livello D.

Lo schema del modello geotecnico di sito rappresentativo del sottosuolo con i parametri determinati per ogni singolo livello con caratteristiche differenti è il seguente:

<b><i>Livello A (da p.c. a -1.00m dal p.c.)</i></b> <i>Depositi argillosi molli</i>	
Peso di volume $\gamma$	1.72 t/m <sup>3</sup>
Coesione non drenata $C_u$	0.20 Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo edometrico $E_d$	12 Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico non drenato $E_u$	14 Kg/cm <sup>2</sup>
<b><i>Livello B (da -1.00m a -4.50m dal p.c.)</i></b> <i>Depositi limosi-argillosi poco consistenti</i>	
Peso di volume $\gamma$	1.75 t/m <sup>3</sup>
Coesione non drenata $C_u$	0.50 Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo edometrico $E_d$	30 Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico non drenato $E_u$	35 Kg/cm <sup>2</sup>
<b><i>Livello C (da -4.50m a -7.80m dal p.c.)</i></b> <i>Depositi limosi-argillosi consistenti con ghiaia</i>	
Peso di volume $\gamma$	1.78 t/m <sup>3</sup>
Coesione non drenata $C_u$	1.60 Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo edometrico $E_d$	96 Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico non drenato $E_u$	112 Kg/cm <sup>2</sup>
<b><i>Livello D (da a -7.80m e fino ad almeno -10.00m dal p.c.)</i></b> <i>Depositi sabbiosi ghiaiosi in matrice limosa a buon grado di addensamento</i>	
Peso di volume $\gamma$	1.85 t/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito $\phi$	35°
Densità relativa $D_r$	57%
Modulo elastico $E_s$	240 Kg/cm <sup>2</sup>

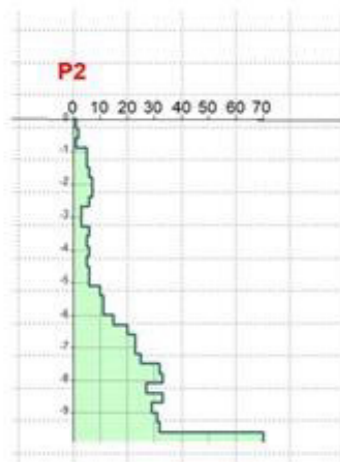
La ricostruzione schematica interpretativa del modello geologico e geotecnico del sito viene riportata di seguito nella sezione geologica e geotecnica A-A' (Tav.1).



#### MODELLO GEOLOGICO

- Livello A:**  
depositi molli di natura prevalentemente argillosa
- Livello B:**  
depositi di natura limosa-argillosa poco consistenti
- Livello C:**  
depositi di natura limosa-argillosa consistenti con presenza di ghiaia
- Livello D:**  
depositi di natura sabbiosa-ghiaiosa in matrice limosa a buon grado di addensamento

Diagrammi Prove  
penetrometriche dinamiche



#### MODELLO GEOTECNICO

Livello A	
Peso di volume $\gamma$	1.72 t/mc
Coesione non drenata $C_u$	0.20 kg/cm <sup>2</sup>
Modulo edometrico $E_d$	12 kg/cm <sup>2</sup>
Modulo elasticonon drenato $E_u$	14 kg/cm <sup>2</sup>
Livello B	
Peso di volume $\gamma$	1.75 t/mc
Coesione non drenata $C_u$	0.50 kg/cm <sup>2</sup>
Modulo edometrico $E_d$	30 kg/cm <sup>2</sup>
Modulo elasticonon drenato $E_u$	35 kg/cm <sup>2</sup>
Livello C	
Peso di volume $\gamma$	1.78 t/mc
Coesione non drenata $C_u$	1.60 kg/cm <sup>2</sup>
Modulo edometrico $E_d$	96 kg/cm <sup>2</sup>
Modulo elasticonon drenato $E_u$	112 kg/cm <sup>2</sup>
Livello D	
Peso di volume $\gamma$	1.85 t/mc
Angolo di attrito $\phi$	35°
Densità relativa $D_r$	57%
Modulo elastico $E_s$	240 kg/cm <sup>2</sup>

#### PLANIMETRIA



**IRETI**

Realizzazione di strutture a servizio del campo pozzi  
in località La Buca lungo via Cotrebba Nuova  
nel Comune di Calendasco (PC).

**Sezione geologica e geotecnica di sintesi**

**GEOINVEST s.r.l.**  
Geologia-Geofisica



Tav.  
**Tav.1**

N. 4163/R-2021/PC\_Calendasco-CampoPozzi\_IRETI-01\_NonDrenato-Settimanale\_T-Sezione\_AA\_Lavato\_1

Plot: 09/03/2022

## 9 ANALISI DEL RISCHIO SISMICO

### 9.1 Riferimenti normativi nazionali

La pericolosità sismica è lo strumento di previsione delle azioni sismiche attese in un certo sito su base probabilistica ed è funzione delle caratteristiche di sismicità regionali e del potenziale sismogenetico delle sorgenti sismiche; la sua valutazione deriva quindi dai dati sismologici disponibili e porta alla valutazione del rischio sismico di un sito in termini di danni attesi a cose e persone come prodotto degli effetti di un evento sismico.

La pericolosità sismica valutata all'interno di un sito deve essere stimata come l'accelerazione orizzontale massima al suolo (scuotimento) in un dato periodo di tempo, definendo i requisiti progettuali antisismici per le nuove costruzioni nel sito stesso.

La mappatura della pericolosità sismica del territorio italiano ha permesso di stilare una classificazione sismica secondo le direttive promulgate dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri il 23 marzo 2003 – Ordinanza n. 3274 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*, con la quale sono stati approvati i *“Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione ed aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”* e le connesse norme tecniche per fondazioni e muri di sostegno, edifici e ponti attesi a cose e persone come prodotto degli effetti di un evento sismico.

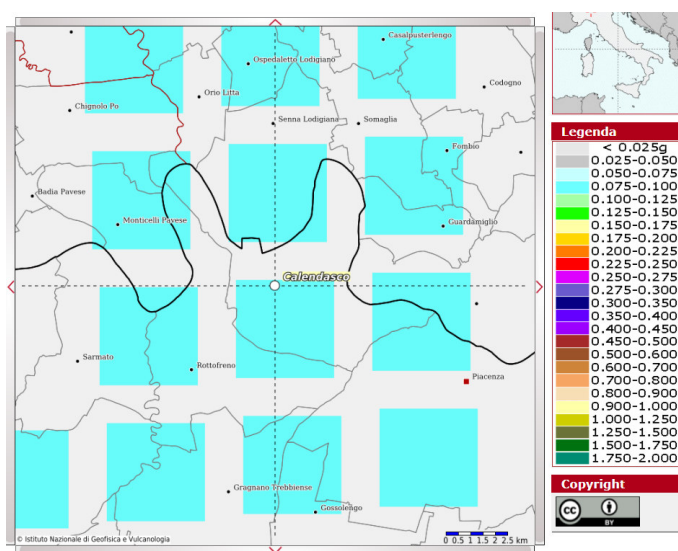
Nel 2006 sono stati approvati i *“Criteri per l'individuazione delle zone sismiche e la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”* e la Mappa di pericolosità sismica di riferimento a scala nazionale, con OPCM n. 3519, successivamente aggiornati in relazione alle modifiche apportate dalla revisione delle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con D.M. 14 settembre 2005. Nella figura a lato viene riportata la mappa della pericolosità sismica come pubblicata nel sopraccitato OPCM.

Con la pubblicazione delle *Norme Tecniche per le Costruzioni* D.M. del 17 gennaio 2018, si definiscono i criteri definitivi per la classificazione sismica del territorio nazionale in recepimento del Voto n. 36 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 27 luglio 2007 (*“Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale”*); tali criteri prevedono la valutazione dell'azione sismica non più legata ad una zonazione sismica ma definita puntualmente al variare del sito e del periodo di ritorno considerati, in termini sia di accelerazione del suolo  $a_g$  sia di forma dello spettro di risposta.

L'Allegato A al D.M. 14 gennaio 2008 *“Norme Tecniche per le Costruzioni”* aggiornate con D.M. del 17 gennaio 2018, prevede che l'azione sismica venga valutata in fase di progettazione a partire da una *“pericolosità sismica di base”* in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. La pericolosità sismica di un determinato sito deve essere descritta con sufficiente dettaglio sia in termini geografici che temporali, fornendo, di conseguenza i risultati del suddetto studio:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ( $F_0$  – 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);
- in corrispondenza dei punti di un reticolo di riferimento i cui nodi non siano distanti più di 10 km;
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno  $T_r$  ricadenti in un *intervallo di riferimento* compreso almeno tra 30 e 2475 anni.

Il valore di sollecitazione sismica di base  $a_g$  atteso nel territorio di Calendasco (PC) così come definito nella tabella 1 allegata al D.M. 14 gennaio 2008 “*Norme tecniche per le costruzioni*” aggiornate con D.M. del 17 gennaio 2018, per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni che ha condotto all’elaborazione della mappa di pericolosità sismica fornita dall’INGV di cui sotto, indica il range  $0.075 < a_g < 0.100$ . Nell’Allegato A4 alla Delib. A.L. Regione Emilia-Romagna n.112/2007 viene attribuito al Comune di Calendasco un valore di accelerazione di picco al suolo ag pari a **0.090 g**.



L’azione sismica così individuata deve essere variata in funzione delle modifiche apportate dalle condizioni sito-specifiche (caratteristiche litologiche e morfologiche); le variazioni apportate caratterizzano la **risposta sismica locale**. L’Allegato B alle citate norme fornisce le tabelle contenenti i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento, consultabile sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

Fig. 19 – Mappa pericolosità sismica – INGV Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

## 10 STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Le NTC 2018 stabiliscono che le verifiche di sicurezza e prestazionali di una struttura devono essere effettuate in relazione agli stati limite di riferimento che si possono verificare durante la vita dell'opera, intesi come condizioni superate le quali l'opera non è più in grado di soddisfare le esigenze per le quali è stata progettata. In tale condizione, la definizione del periodo di riferimento relativamente alla vita dell'opera implica che, nell'ambito della definizione delle azioni di carico, da considerare nelle verifiche di sicurezza delle opere, sia ricompresa anche l'azione sismica, la cui valutazione è stata oggetto del O.P.C.M. 3274 del 20.04.2003.

Il periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$  risulta, quindi, dall'incrocio dei parametri: vita nominale e classe d'uso, definiti dal tipo di costruzione. La vita nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

**Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni**

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Fig. 20 – Estratto da NTC 2018 – Tab.2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per diversi tipi di costruzioni

La vita nominale dell'opera in progetto (essendo costruzioni a livello di prestazioni ordinarie di tipo 2) è di  **$V_N=50$  anni**.

**La classe d'uso** è definita con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in 4 classi d'uso (I, II, III, IV) a ciascuna delle quali corrisponde un coefficiente d'uso **CU** come definito nelle NTC 2018 (Tab.2.4.II).

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Fig. 21 – Estratto da NTC 2018 – Tab.2.4.II – Valori del Coefficiente d'uso  $C_U$

La costruzione in progetto rientra nella **Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.**

Secondo la Tab. 2.4.II NTC 2018 a tale classe corrisponde un **Coefficiente d'uso  $C_u = 2.0$**  e conseguentemente il periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$  risulta pari a  $V_N \times C_u = 50 \times 1.0 = 100$  anni.

## 11 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL TERRITORIO COMUNALE

Con riferimento al D.M. del 17 gennaio 2018, la sismicità di base del territorio comunale di Calendasco è definibile in funzione del valore assunto dall'accelerazione massima attesa su suolo rigido per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni definita nella tabella 1 allegata al citato decreto ministeriale in corrispondenza dei nodi di un reticolo di riferimento nazionale.

Le coordinate del sito esaminato sono le seguenti:

esprese in WGS84: *latitudine*= 45.067685°, *longitudine*= 9.628855°

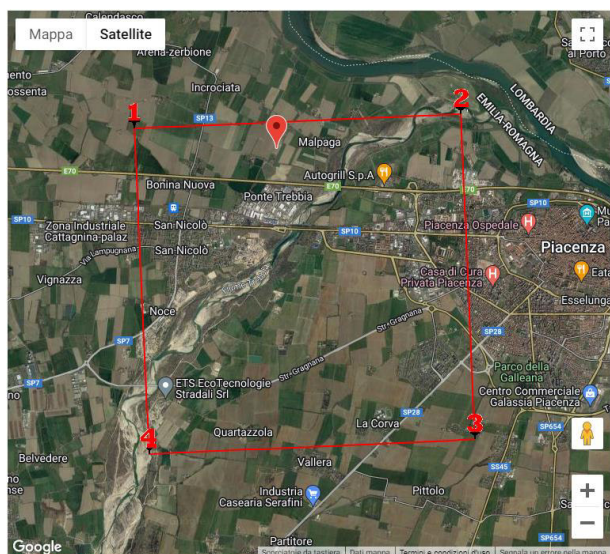
esprese in ED50: *latitudine*= 45.068625°, *longitudine*= 9.629897°

La tabella mostra le coordinate del reticolo di riferimento e la loro distanza in metri dal sito in esame.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	14042	45,071770	9,598982	2452,8
Sito 2	14043	45,074030	9,669647	3178,8
Sito 3	14265	45,024090	9,672798	5990,2
Sito 4	14264	45,021820	9,602218	5640,5

Fig. 22 – Tabella coordinate del reticolo di riferimento e distanza da l sito in esame

La mappa di seguito riportata inquadra territorialmente l'ubicazione dei quattro nodi del reticolo di riferimento. I parametri sismici di riferimento, per i differenti stati limiti ai sensi delle N.T.C. 2018 tenuto conto di un periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_r = 50$ anni, vengono riportati di seguito.



CU = 2

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	60	0.041	2.553	0.234
Danno (SLD)	101	0.051	2.539	0.255
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.119	2.481	0.292
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.152	2.481	0.295
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

Fig. 23 – A sinistra mappa ubicazione quattro nodi del reticolo di riferimento, a destra parametri sismici di riferimento

Per determinare le diverse caratteristiche geologiche del territorio che possono, durante o a seguito di un terremoto favorire l'amplificazione del moto sismico in superficie o il verificarsi di fenomeni di instabilità del terreno, quali franamenti, cedimenti o rotture, fenomeni di liquefazione o densificazione, comportamenti comunemente indicati come "effetti locali", ci si è basati su quanto riportato nelle cartografie ufficiali disponibili: "Tav. A4.01 - Carta delle aree suscettibili di effetti sismici locali" del PTCP provincia di Piacenza (Fig. 24).

Dall'estratto si evince che il settore indagato, ricade nella classe "D – Depositi detritici, depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o indifferenziati, substrato roccioso con  $V_{s30} < 800 \text{ m/s}$  e assimilari" la quale necessita di approfondimenti al II livello per possibili fenomeni di amplificazione litologica.

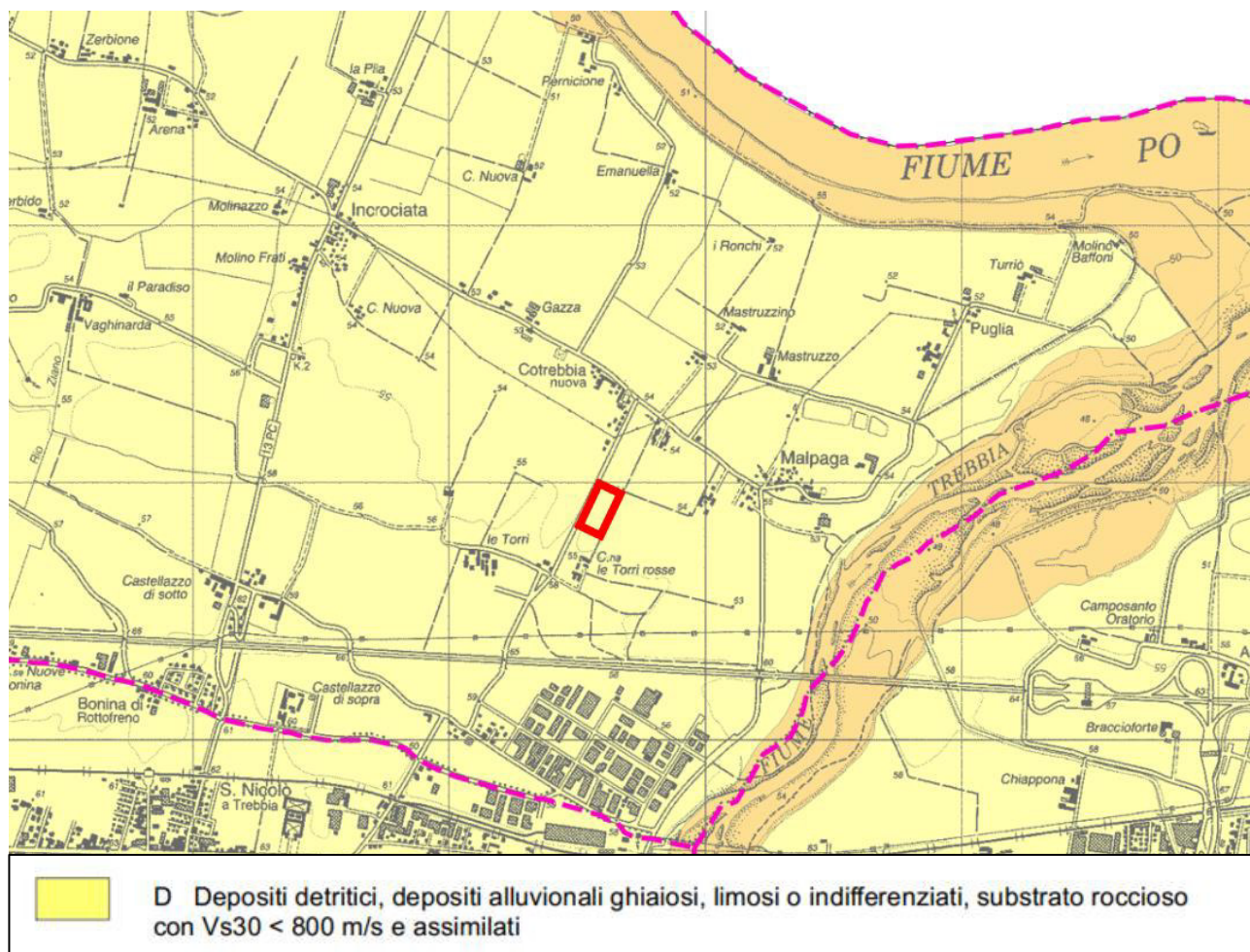


Fig. 24 - Estratto Tav.A4.01 - Carta delle aree suscettibili di effetti sismici locali, PTCP provincia di Piacenza

CLASSE	EFFETTI DI SITO					LIVELLO DI APPROFONDIMENTO (rif. Delib. A.L. n. 112/2007)
	amplificazione litologica	amplificazione topografica	instabilità di versante	cedimenti	liquefazione	
<b>F1i</b>	X	X	X			III
<b>F1</b>	X		X			III
<b>F2i</b>	X	X	X			III
<b>F2</b>	X		X			III
<b>Di</b>	X	X	X			III
<b>Si</b>	X	X	X		X	III (classe Di se si esclude il rischio di liquefazione)
<b>Ci</b>	X	X	X	X		III (classe Di se si esclude il rischio di cedimenti)
<b>S</b>	X				X	III (II, classe D, se si esclude il rischio di liquefazione)
<b>C</b>	X			X		III (II, classe D, se si esclude il rischio di cedimenti)
<b>T</b>	X					II (III, classe Di, in caso di inclinazione critica degli eventuali orizzonti di alterazione/fratturazione di spessore > 5m)
<b>I</b>		X				II (III, classe Di, in caso di orizzonti di alterazione/fratturazione di spessore > 5m)
<b>D</b>	X					II
<b>R</b>						I (II, classe D, in caso di orizzonti di alterazione/fratturazione di spessore > 5m)

Fig. 25 - Tabella P.T.C.P., definita sulla base della Delibera n.112/2007 per valutazione del livello di approfondimento da applicare in riferimento alla Classe di appartenenza e di conseguenza all'effetto di sito più probabile.

## 12 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

La normativa D.M. del 17 gennaio 2018, afferma che ai fini della definizione della azione sismica di progetto (punto 3.2.2), deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ .

I valori di  $V_s$  sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche per quelli a grana fine.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

- $h_i$  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, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali.

Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità  $H$  del substrato sismico superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – <i>Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.</i>	
Categoria	Caratteristiche sismiche del sottosuolo
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Fig. 26 – Estratto da NTC 2018 - Tab. 3.2.II - categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle NTC 2018.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

### 13 RISPOSTA SISMICA LOCALE

L'azione sismica “di base” viene successivamente corretta tramite la valutazione della “risposta sismica locale” una volta definita la **categoria sismica di sottosuolo** che è risultata di tipo “**C**” e le condizioni topografiche del sito, con riferimento alle NTC 2018 Tab. 3.2.III (Fig. 27), rientranti nella “**Categoria topografica T1: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$** ”.

Tab. 3.2.III – <i>Categorie topografiche</i>	
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
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 $i > 30^\circ$

Fig. 27 – Estratto da NTC 2018 - Tab. 3.2.III - categorie topografiche

La sintesi dei coefficienti sismici di sito, da applicare ai differenti stati limite e calcolata dal programma appositamente dedicato una volta definiti i parametri sismici, la categoria sismica del sottosuolo e quella topografica è la seguente:




Cat. Sottosuolo
C

Cat. Topografica
T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,47
CC Coeff. funz categoria	1,70	1,65	1,58	1,57
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

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



0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.012	0.015	0.043	0.054
kv	0.006	0.008	0.021	0.027
Amax [m/s²]	0.601	0.746	1.750	2.196
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

Fig. 28 – Sintesi dei coefficienti sismici di sito

## 14 MICROZONAZIONE SISMICA (Rischio sismico)

Per quanto riguarda la progettazione strutturale, il riferimento alla microzonazione sismica costituisce un importante elemento di conoscenza per orientare il progettista sulla natura dei rischi del sito in cui il manufatto ricade, sugli approfondimenti da effettuare, sulle indagini sui terreni fondazione e nel sito ma, salvo eccezioni, non sono direttamente utilizzabili per la progettazione.

Definiti gli scenari che individuano il livello di approfondimento per l'analisi del rischio sismico dell'area, vengono calcolati i fattori di amplificazione sismica secondo le modalità espresse nell'All. A2 della D.G.R. 476 del 12/04/2021 pubblicata nel BURERT con DGR 111 del 20/04/2021 e sua integrazione DGR 564 del 26/04/2021 pubblicata nel BERERT con DGR 137 del 12/05/2021.

I Fattori di Amplificazione rappresentano il rapporto fra lo scuotimento sismico, espresso con i parametri sotto indicati, valutato per la condizione geolitologica specifica ed il corrispondente scuotimento relativo alla categoria di sottosuolo A; come definito nella Tab. 3.2.II delle NTC 2018 “*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m*”.

Per l'analisi di calcolo dei coefficienti di amplificazione sismica, definiti nell'All.A2 della D.G.R. 630/2019, per Fattori di Amplificazione in ambito di margine Appenninico (zone collinari e montane) in caso di substrato non rigido vale a dire caratterizzato da  $V_s < 800 \text{ m/s}$  (A2.1.1), vengono utilizzate delle tabelle basate sul valore  $V_{s30}$  così definito:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^M \frac{h_i}{V_{s_i}}}$$

dove M è il numero di strati del profilo sismico fino alla profondità di 30 m,  $h_i$  è lo spessore (in m) dello strato i-esimo (fino alla profondità di 30 m),  $V_{s_i}$  è la velocità (in m/s) dello strato i-esimo (fino alla profondità di 30 m).

Determinato il valore di  $V_{s30}$  si definiscono i Fattori di Amplificazione (F.A.).

I FA riportati nelle tabelle sotto sono calcolati per un tempo di ritorno  $T_R=475$  anni, con smorzamento  $\zeta=5\%$ , e sono relativi ai seguenti parametri rappresentativi dello scuotimento sismico:

- accelerazione di picco orizzontale (**PGA**);

- intensità spettrale

$$SA = \int_{T_1}^{T_2} A(T, \zeta) dT$$

dove  $A$  è lo spettro di risposta in accelerazione,  $T$  è il periodo proprio e  $\zeta$  è lo smorzamento; sono considerati quattro intervalli di periodo proprio  $T$  ottenendo quattro valori di intensità spettrale:

SA1:  $0.1s \leq T \leq 0.5s$ , SA2:  $0.4s \leq T \leq 0.8s$ , SA3:  $0.7s \leq T \leq 1.1s$ , SA4:  $0.5s \leq T \leq 1.5s$

- intensità spettrale

$$SI = \int_{T_1}^{T_2} V(T, \zeta) dT$$

dove  $V$  è lo spettro di risposta in velocità,  $T$  è il periodo proprio e  $\zeta$  è lo smorzamento; sono considerati tre intervalli di periodo proprio  $T$  ottenendo tre valori di intensità spettrale:

SI1:  $0.1s \leq T \leq 0.5s$ , SI2:  $0.5s \leq T \leq 1.0s$ , SI3:  $0.5s \leq T \leq 1.5s$

L'area di indagine rientra, nell'ambito del MARGINE, in particolare del MARGINE DI TIPO B caratterizzato da spessore dei terreni superficiali fini o grossolani poco consolidati superiore a 30 m; la successione sottostante è costituita da alternanze di orizzonti grossolani e orizzonti fini.

Considerando il valore di  $V_{s30}$  pari a 305 m/s, si utilizzano i Fattori di Amplificazione per  $V_{s30}$  fino a 350m/s, pertanto dalla tabella del MARGINE DI TIPO B i Fattori di Amplificazione vengono così definiti:

**F.A.:**

PGA = 1.6;

SA1 ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ) = 1.7;

SA2 ( $0,4s \leq T \leq 0,8s$ ) = 1.9

SA3 ( $0,7s \leq T \leq 1,1s$ ) = 2.3;

SA4 ( $0,5s \leq T \leq 1,5s$ ) = 2.1;

SI1 ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ) = 1.7;

SI2 ( $0,5s \leq T \leq 1,0s$ ) = 2.1;

SI3 ( $0,5s \leq T \leq 1,5s$ ) = 2.2.

**MARGINE** di tipo B: caratterizzato da spessore dei terreni superficiali fini o grossolani poco consolidati superiore a 30 m; la successione sottostante è costituita da alternanze di orizzonti grossolani e orizzonti fini;

$V_{S30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,5

Fattore di Amplificazione **PGA**

$V_{S30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SA1	1,8	1,8	1,8	1,7	1,7	1,5
SA2	2,6	2,6	2,3	2,1	1,9	1,7
SA3	3,1	2,9	2,7	2,4	2,3	2,1
SA4	3,0	2,9	2,6	2,3	2,1	1,9

Fattori di Amplificazione **SA1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ), **SA2** ( $0,4s \leq T \leq 0,8s$ ), **SA3** ( $0,7s \leq T \leq 1,1s$ ) e **SA4** ( $0,5s \leq T \leq 1,5s$ )

$V_{S30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	1,9	1,9	1,9	1,8	1,7	1,6
SI2	2,9	2,8	2,5	2,3	2,1	2,0
SI3	3,3	3,1	2,7	2,4	2,2	2,0

Fattori di Amplificazione **SI1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ), **SI2** ( $0,5s \leq T \leq 1,0s$ ), **SI3** ( $0,5s \leq T \leq 1,5s$ )

Fig. 29 – Estratto da DGR 111/2021 e smi. – Allegato A2 – Tabelle fattori di Amplificazione per Margine di tipo B

## 15 VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE E DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO

### 15.1 Azioni nelle verifiche agli STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLU) le azioni che devono essere considerate per l'opera in esame sono le seguenti:

**STR – STATO LIMITE DI RESISTENZA DELLA STRUTTURA:** riguarda gli elementi di fondazione e di sostegno del terreno. Si utilizza per tutti i dimensionamenti strutturali. Se le azioni sulla struttura sono esercitate dal terreno, si devono assumere i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

**GEO – STATO LIMITE DI RESISTENZA DEL TERRENO:** Si utilizza per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e per tutte le strutture che interagiscono col terreno, ma anche per le verifiche di stabilità globale terreno-struttura.

L'approccio di verifica nei confronti degli STR e GEO ai sensi delle NTC 2018 per fondazioni superficiali è il seguente:

APPROCCIO 2 - Combinazione 1:(A1 + M1 + R3)

La combinazione è formata dai seguenti gruppi di coefficienti parziali:

A = Azioni  $\gamma_F$  = coefficiente di amplificazione dei carichi

M = resistenza dei materiali (terreno)  $\gamma_M$  = coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici

R = resistenza globale del sistema  $\gamma_R$  = coefficiente di riduzione delle Resistenze (portanza, scorrimento ..).

I coefficienti parziali da applicare nei differenti approcci sopraccitati sono espressi nella seguente tabella di sintesi delle Tab 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC 2018

**Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Fig. 30 – Estratto da NTC 2018 – Tab.6.2.I

**Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_Y$	$\gamma_Y$	1,0	1,0

**Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Fig. 31 – Estratto da NTC 2018 – In alto Tab.6.2.II e in basso Tab.6.4.I

## 15.2 Verifica nei confronti degli STATI LIMITE ULTIMI (SLU) e STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

In base alle NTC 2018, la verifica della sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) ovvero la verifica dello stato limite di collasso per il raggiungimento del carico limite di fondazione si ottiene con il “metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali” in cui deve essere rispettata la condizione sotto riportata

$$R_d \geq E_d$$

$R_d$ = resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate (di pertinenza dello strutturista)  $R_d = R_k / \gamma_M$

$E_d$ = valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello strutturista)  $E_d = E_k \times \gamma_E$

Nel caso in esame per le verifiche di capacità portante secondo l'approccio di riferimento i coefficienti del gruppo M1 da applicare ai parametri del terreno sono unitari e rimangono invariati mentre alla resistenza globale del sistema viene applicato il coefficiente parziale.

Per la valutazione della capacità portante del terreno viene utilizzata la classica formula trinomia (Terzaghi 1943, Meyerhof, 1963, Brinch-Hansen 1970, Vesic 1975).

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

Qult	=	carico limite (Kg/cm <sup>2</sup> )
B	=	larghezza della fondazione (m)
γ	=	peso di volume del terreno(t/m <sup>3</sup> )
C	=	coesione non drenata (t/m <sup>2</sup> )
D	=	profondità del piano di posa (m)

N<sub>c</sub>, N<sub>γ</sub> e N<sub>q</sub> = coefficienti adimensionali che dipendono dall'angolo di attrito (dedotti da Brinch-Hansen, 1970).

### 15.2.1 Verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per l'intervento in oggetto si ipotizzano n.2 tipologie di strutture a servizio del campo pozzi:

- 1) IPOTESI 1: struttura avente dimensioni pari a 26.00m x 11.00m per la quale si ipotizza una fondazione su platea armata posizionata a -1.00m dal p.c. interagendo direttamente con le caratteristiche geotecniche del Livello B, oltrepassando le scadenti caratteristiche del Livello A;
- 2) IPOTESI 2: struttura avente dimensioni pari a 7.00m x 21.00m per la quale si ipotizza una fondazione su platea armata posizionata a -5.00m di profondità dal p.c. interagendo con le caratteristiche geotecniche del Livello C.

Dalle ricostruzioni idrogeologiche disponibili, si deduce che la soggiacenza nell'intorno dell'area di indagine si attesta ad una profondità media di circa 6.00m dal p.c. e comunque durante l'esecuzione delle indagini si è attestata l'assenza di acqua nel sito almeno fino alla profondità di 10.00m dal p.c., perciò non andrà ad interferire con le strutture di fondazione previste.

Gli schemi delle due ipotesi di strutture di fondazione inserito nel modello geologico-geotecnico considerato vengono rappresentati di seguito.

## Ipotesi 1:

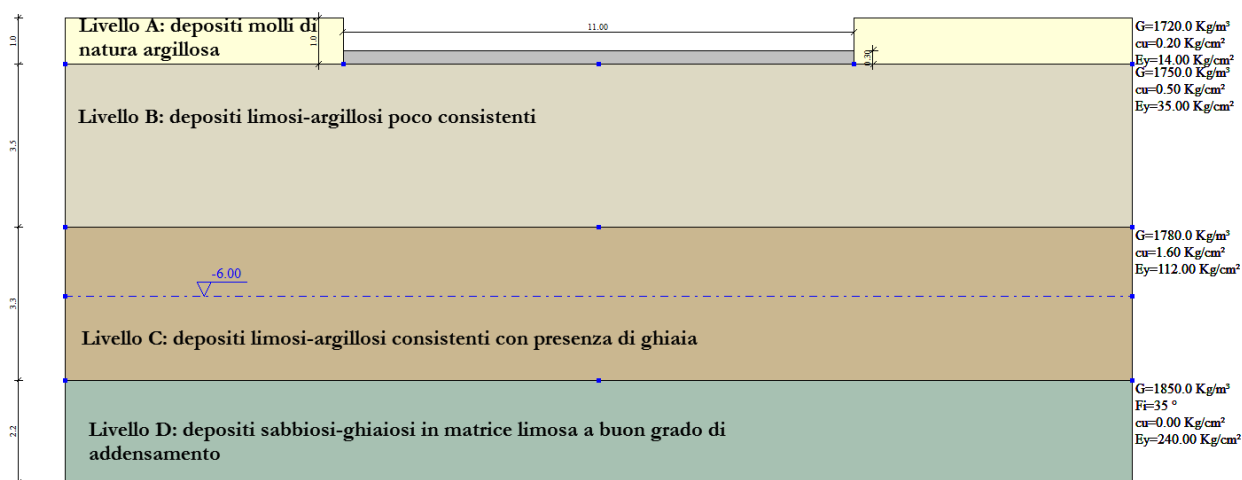


Fig. 32 – Schema struttura di fondazione ipotesi 1 inserito nel modello geologico geotecnico individuato

## Ipotesi 2:

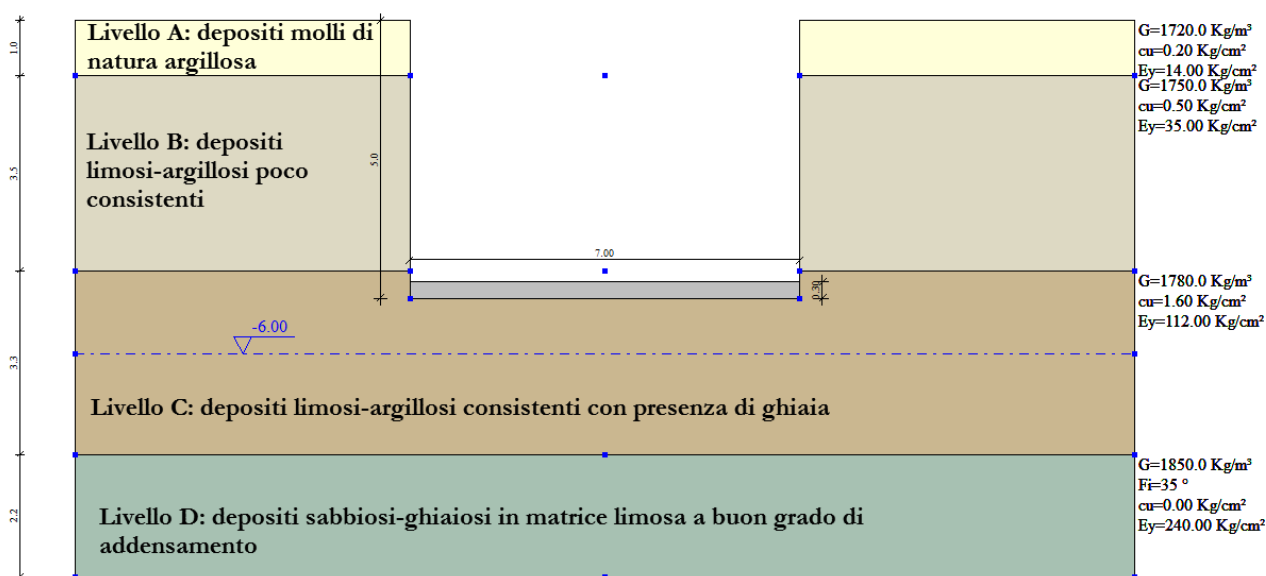


Fig. 33 – Schema struttura di fondazione ipotesi 2 inserito nel modello geologico geotecnico individuato

Di seguito la sintesi del foglio di calcolo del programma dedicato alle verifiche agli SLU con applicati i fattori riduttivi da normativa NTC 2018 per le n.2 ipotesi.

Ipotesi 1 (fondazione a -1.00m dal p.c.):

APPROCCIO 2 - Combinazione 1: (A1 + M1 + R3)

Per condizioni statiche che dinamiche, trattandosi di terreni coesivi, si ha:

$Q_{lim} = 2.80 \text{ kg/cm}^2$  e  $R_d = 1.22 \text{ kg/cm}^2$

Costante di sottofondo (modulo di Winkler)  $K_w = 1.12 \text{ kg/cm}^3$

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm <sup>3</sup> )
A1+M1+R3								
*	Brinch - Hansen 1970	2.80	1.22	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=0.0	1.12
Sisma								
	Brinch - Hansen 1970	2.80	1.22	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=0.0	1.12

Fig. 34 - Sintesi foglio di calcolo del programma dedicato alle verifiche agli SLU – Ipotesi 1

Ipotesi 2 (fondazione a -5.00m dal p.c.):

APPROCCIO 2 - Combinazione 1: (A1 + M1 + R3)

Per condizioni statiche che dinamiche, trattandosi di terreni coesivi, si ha:

$Q_{lim} = 5.90 \text{ kg/cm}^2$  e  $R_d = 2.56 \text{ kg/cm}^2$

Costante di sottofondo (modulo di Winkler)  $K_w = 2.36 \text{ kg/cm}^3$

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm <sup>3</sup> )
A1+M1+R3								
*	Brinch - Hansen 1970	5.90	2.56	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=0.0	2.36
Sisma								
	Brinch - Hansen 1970	5.90	2.56	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=0.0	2.36

Fig. 35 - Sintesi foglio di calcolo del programma dedicato alle verifiche agli SLU – Ipotesi 2

### 15.2.2 Verifica nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Ai sensi delle NTC 2018, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei requisiti prestazionali tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi (SLU).

Nelle istruzioni applicative espresse nella circolare del 1.07.2009 in attesa della pubblicazione di quelle riferite alle NTC 2018 si sottolinea che per effetto delle azioni trasmesse in fondazione i terreni subiscono deformazioni che provocano cedimenti del piano di posa.

Sulla base dell'entità previsionale di tali cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico ed alla funzionalità del manufatto.

Per il calcolo dei cedimenti assoluti viene utilizzato il metodo proposto da Timoshenko e Goodier (1951) secondo la formula:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1 - \mu^2}{E_S} I_S \cdot I_F$$

$q_0$  = pressione di contatto alla quota d'imposta della fondazione;

$B'$  = larghezza minima della fondazione;

$I_F$  e  $I_S$  = coefficiente di influenza dipendenti dal rapporto  $L/B$ , spessore dello strato  $H$ , profondità del piano di posa

$E_S$  e  $\mu$  = parametri elastici del terreno

La verifica agli SLE viene riscontrata per entrambe le ipotesi, riportate di seguito.

### Ipotesi 1:

viene considerata prudenzialmente l'applicazione di una pressione di esercizio pari alla resistenza di progetto individuata nelle verifiche agli SLU di  $1.22 \text{ kg/cm}^2$ . Inserito tale valore di pressione nel modello geotecnico del sito l'entità del cedimento assoluto risulta di  $S=35\text{mm}$ , entità che assume una certa rilevanza che potrebbe dare luogo a qualche assestamento.

L'elaborato è il seguente:

**Cedimenti elastici**

**Nome combinazione**  
Nr=3 (S.L.E.) Pressione normale=1.22 Kg/cm²

**Input**

Pressione	1.22	Kg/cm²
Spessore strato	3.5	m
Profondità substrato roccioso	100	m
Modulo Elastico	35	Kg/cm²
Coefficiente di Poisson	0.45	

**Cedimenti elastici**

Cedimento al bordo in mm	6.50
Cedimento al centro in mm	35.54

Fig. 36 – Ipotesi 1: Elaborato di calcolo per i cedimenti considerando una pressione di esercizio pari a  $1.22 \text{ kg/cm}^2$

Al fine di contenere l'entità del cedimento entro valori teorici normalmente ritenuti tollerabili dalla struttura in progetto ( $S \leq 25\text{mm}$ ) si ritiene opportuno non superare il valore del carico applicato in esercizio di  $0.90 \text{ kg/cm}^2$ , l'elaborato perciò è il seguente:

**Cedimenti elastici**

**Nome combinazione**  
Nr=3 (S.L.E.) Pressione normale=0.90 Kg/cm²

**Input**

Pressione	0.90	Kg/cm²
Spessore strato	3.5	m
Profondità substrato roccioso	100	m
Modulo Elastico	35	Kg/cm²
Coefficiente di Poisson	0.45	

**Cedimenti elastici**

Cedimento al bordo in mm	4.52
Cedimento al centro in mm	24.69

Fig. 37 – Ipotesi 1: Elaborato di calcolo per i cedimenti considerando una pressione di esercizio pari a  $0.90 \text{ kg/cm}^2$

## Ipotesi 2:

viene considerata prudenzialmente l'applicazione di una pressione di esercizio pari alla resistenza di progetto individuata nelle verifiche agli SLU di  $2.56 \text{ kg/cm}^2$ . Inserito tale valore di pressione nel modello geotecnico del sito l'entità del cedimento assoluto risulta di  $S=51\text{mm}$ , entità che assume una certa rilevanza che potrebbe dare luogo a qualche assestamento.

L'elaborato è il seguente:

The screenshot shows the 'Cedimenti elastici' window with the following data:

Nome combinazione	
Nr=3 (S.L.E.) Pressione normale=2.56 Kg/cm²	
Input	
Pressione	2.56 Kg/cm²
Spessore strato	7.8 m
Profondità substrato roccioso	100 m
Modulo Elastico	112 Kg/cm²
Coefficiente di Poisson	0.4
Cedimenti elastici	
Cedimento al bordo in mm	13.08
Cedimento al centro in mm	51.46

Fig. 38 – Ipotesi 1: Elaborato di calcolo per i cedimenti considerando una pressione di esercizio pari a  $2.56 \text{ kg/cm}^2$

Al fine di contenere l'entità del cedimento entro valori teorici normalmente ritenuti tollerabili dalla struttura in progetto ( $S \leq 25\text{mm}$ ) si ritiene opportuno non superare il valore del carico applicato in esercizio di  $1.68 \text{ kg/cm}^2$ , l'elaborato perciò è il seguente

The screenshot shows the 'Cedimenti elastici' window with the following data:

Nome combinazione	
Nr=3 (S.L.E.) Pressione normale=1.68 Kg/cm²	
Input	
Pressione	1.68 Kg/cm²
Spessore strato	7.8 m
Profondità substrato roccioso	100 m
Modulo Elastico	112 Kg/cm²
Coefficiente di Poisson	0.4
Cedimenti elastici	
Cedimento al bordo in mm	6.31
Cedimento al centro in mm	24.82

Fig. 39 – Ipotesi 1: Elaborato di calcolo per i cedimenti considerando una pressione di esercizio pari a  $1.68 \text{ kg/cm}^2$

## 16 LIQUEFAZIONE

Di seguito è visualizzata la verifica che esclude il fenomeno della liquefazione in condizioni sismiche eseguita con il metodo semplificato proposto dal CNR e suggerito dal GNDT di Seed e Idriss.

Ipotesi 1:

Verifica a liquefazione									
La verifica a liquefazione viene eseguita nei seguenti casi: terreno incoerente, strato sotto falda, presenza di sisma.									
Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss									
Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	P0 (Kg/cm <sup>2</sup> )	P'0 (Kg/cm <sup>2</sup> )	T	R	SF	Condizione:
2	4.50	5.00	5.73	0.784	0.784	0.108	0.100	0.918	Livello non liquefacibile
3	7.80	16.00	14.11	1.408	1.228	0.118	0.166	1.406	Livello non liquefacibile
4	10.00	20.00	15.75	1.859	1.459	0.126	0.185	1.471	Livello non liquefacibile

Fig. 40 – Ipotesi 1: Verifica liquefazione eseguita con il metodo proposto dal CNR e suggerito dal GNDT di Seed e Idriss

Ipotesi 2:

Verifica a liquefazione									
La verifica a liquefazione viene eseguita nei seguenti casi: terreno incoerente, strato sotto falda, presenza di sisma.									
Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss									
Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	P0 (Kg/cm <sup>2</sup> )	P'0 (Kg/cm <sup>2</sup> )	T	R	SF	Condizione:
3	7.80	16.00	14.11	1.408	1.228	0.118	0.166	1.406	Livello non liquefacibile
4	10.00	20.00	15.75	1.859	1.459	0.126	0.185	1.471	Livello non liquefacibile

Fig. 41 – Ipotesi 2: Verifica liquefazione eseguita con il metodo proposto dal CNR e suggerito dal GNDT di Seed e Idriss

## 17 OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

L'area di studio è situata nell'ambito della porzione distale della conoide alluvionale quaternaria del Fiume Trebbia, all'estremo margine settentrionale della stessa laddove, in termini geomorfologici l'edificio alluvionale del Trebbia giunge a contatto con il settore definito, con termini geomorfologici, "fascia di meandreggiamento del Po", area nella quale la costruzione della sequenza alluvionale di riempimento del bacino è caratterizzata dalla coalescenza dell'azione dei corsi d'acqua appenninici e dell'attività del Fiume Po.

Il ripiano sul quale si colloca l'area di studio è individuato dalla letteratura geologica come Unità di Modena (AES8a), rappresentato da ghiaie e sabbie nel caso del Fiume Trebbia e da sabbie per il Fiume Po (Olocene / post IV-V sec d.C.), ricoperte da una coltre limoso argillosa, di esondazione fluviale, discontinua e livello di alterazione pedologica ridotto a pochi decimetri.

Dalle ricostruzioni idrogeologiche disponibili per l'area in esame, il livello di soggiacenza della falda superficiale si attesta ad una profondità media di circa 6.00m dal p.c. dalla quale si deduce che la falda non andrà ad interferire con le strutture di fondazione in progetto; si sottolinea che durante le prove eseguite non è stata intercettata la falda fino ad almeno 10.00m dal p.c.

L'analisi integrata dei risultati ottenuti con le indagini geognostiche condotte ha permesso il riconoscimento di una successione litostratigrafica caratterizzata sostanzialmente da una coltre di depositi molli di natura argillosa per uno spessore medio di 1.00m (Livello A) che ricopre terreni limoso-argillosi poco consistenti (Livello B) presenti fino alla profondità media di -4.50m dal p.c. Al di sotto e fino alla profondità di -7.80m dal p.c. si individua un orizzonte più consistente caratterizzato da depositi limosi-argillosi con la presenza di ghiaia (Livello C). A maggior profondità e fino ad almeno -10.00m dal p.c. si evidenzia l'orizzonte di fondo costituito da depositi di natura sabbiosa ghiaiosa in matrice limosa a buon grado di addensamento (Livello D).

Per quanto concerne gli aspetti sismici, il Comune di Calendasco è classificato in "Zona 3 – zona a sismicità medio-bassa", e nell'area di interesse, è richiesto l'approfondimento sismico al II livello in quanto ricade nella Classe D definita da depositi detritici, depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o indifferenziati, substrato roccioso con  $V_{s30} < 800$ , per la quale sono attesi effetti sismici locali di amplificazione per caratteristiche litologiche.

La specifica analisi sismica al secondo livello di approfondimento (prova MASW/Re.Mi.), per la quale si demanda al capitolo specifico, ha permesso di definire una categoria del

suolo di fondazione di tipo “C” con un valore di  $V_{seq}=305$  m/s calcolato nell’intervallo di misura dal p.c. a -30.0 m dal p.c.

Sulla base di tale informazione sono stati definiti i parametri ed i coefficienti sismici da applicare nelle verifiche prestazionali ai sensi delle NTC2018 ed i fattori di amplificazione secondo la DGR 111 del 20/04/2021 e s.m.i.

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica d’indagine sismica passiva H.V.S.R., finalizzata all’individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito  $f_0$ , ha riscontrato una frequenza caratteristica del sito riferibile ad un contrasto di impedenza di natura stratigrafica stimata a circa 20m dal p.c..

Definiti il modello geologico e geotecnico del sito sono stati determinati i valori del carico limite e della resistenza di progetto per n.2 tipologie di strutture a servizio del campo pozzi:

- IPOTESI 1: struttura avente dimensioni pari a 26.00m x 11.00m per la quale si ipotizza una fondazione su platea armata posizionata a -1.00m dal p.c. interagendo direttamente con le caratteristiche geotecniche del Livello B, oltrepassando le scadenti caratteristiche del Livello A;
- IPOTESI 2: struttura avente dimensioni pari a 7.00m x 21.00m per la quale si ipotizza una fondazione su platea armata posizionata a -5.00m di profondità dal p.c. interagendo con le caratteristiche geotecniche del Livello C.

Nell’ IPOTESI 1: il valore del carico limite  $Q_{lim}$  determinato nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLU) nelle differenti soluzioni di calcolo in condizioni statiche e dinamiche, risulta pari a 2.80 kg/cm<sup>2</sup> da cui una resistenza di progetto del sistema geotecnico  $R_d$  pari a 1.22 kg/cm<sup>2</sup>. Al fine di contenere l’entità dei cedimenti entro valori normalmente ritenuti tollerabili dalla struttura in progetto occorre non superare il valore del carico applicato in esercizio di 0.90kg/cm<sup>2</sup>, che consente di ottenere l’entità teorica del cedimento assoluto entro il valore normalmente ritenuto accettabile di  $S=24$ mm.

Nell’ IPOTESI 2: il valore del carico limite  $Q_{lim}$  determinato nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLU) nelle differenti soluzioni di calcolo in condizioni statiche e dinamiche, risulta pari a 5.90 kg/cm<sup>2</sup> da cui una resistenza di progetto del sistema geotecnico  $R_d$  pari a 2.56 kg/cm<sup>2</sup>. Al fine di contenere l’entità dei cedimenti entro valori normalmente ritenuti tollerabili dalla struttura in progetto occorre non superare il valore del carico applicato in esercizio di 1.68kg/cm<sup>2</sup>, che consente di ottenere l’entità teorica del cedimento assoluto entro il valore normalmente ritenuto accettabile di  $S=24$ mm.

Si raccomanda un adeguato sistema di regimazione delle acque superficiali, onde preservare da possibili fenomeni di infiltrazione in grado di alterare l'equilibrio del sistema terreno-fondazione.

Nei termini indicati si ritiene l'intervento in esame, idoneo e compatibile nei confronti degli aspetti geologici, geomorfologici, idrogeologici, geotecnici e di pericolosità sismica locale rilevati.

GEOINVEST S.R.L.  
Dr. Geol. Davide Roverselli

