

REGIONE EMILIA-ROMAGNA

COMUNE DI CALENDASCO

PROVINCIA DI PIACENZA

RELAZIONE GEOLOGICA-TECNICA-SISMICA



LAVORO: PROGETTO DI CONSOLIDAMENTO CASTELLO DI CALENDASCO

RELG01

UBICAZIONE: CALENDASCO, (PC)

GEOLOGIA

COMMITTENTE: COMUNE DI CALENDASCO

REV

DATA

REDAZIONE

APPROVAZIONE

Emissione

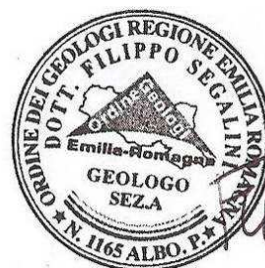
Marzo 2021

F. Segalini

F. Segalini



Dr. Geol. Filippo Segalini
Ufficio: Via Papa Giovanni, 121
29020 Morfasso (PC)
☎: 347.7304453
✉: filippo.segalini@morfasso.com
pec: filippo.segalini@epap.sicurezzapostale.it



Filippo Segalini

INDICE

1.0	Premessa e finalità	3
2.0	Inquadramento geografico e idrografico	3
3.0	Inquadramento geologico e geomorfologico	5
4.0	Idrogeologia e vulnerabilità degli acquiferi.....	8
5.0	Compatibilità geologica, territoriale e normativa	9
5.1.	Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (P.T.C.P.)	9
6.0	Indagini geognostiche	11
6.1.	Prove penetrometriche statiche e dinamiche	12
6.2.	Prova sismica MASW+HVSr	14
6.3.	Sondaggio a carotaggio continuo.....	18
7.0	Stratigrafia e caratterizzazione geotecnica.....	20
8.0	Pericolosità sismica	24
8.1.	Zonazione sismica (ZS) e sismicità storica	24
8.2.	Risposta sismica locale secondo approccio semplificato NTC18.....	25
8.3.	Pericolosità sismica di base (effetti di sito)	25
8.4.	Effetti locali	27
8.4.1.	Categorie di sottosuolo	27
8.4.2.	Condizioni topografiche.....	27
8.5.	Calcolo coefficienti sismici	27
8.6.	Indirizzi metodologici della D.G.R. 630/2019.....	28
9.0	Verifiche	30
9.1.	Liquefazione	30
9.2.	Fondazioni superficiali	30
10.0	Conclusioni e suggerimenti	32
	ALLEGATO A – PROVE PENETROMETRICHE.....	35
	ALLEGATO B – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	37

1.0 Premessa e finalità

Il presente elaborato è stato prodotto a supporto del progetto di consolidamento del Castello di Calendasco, comune di Calendasco.

Lo studio svolto è finalizzato a:

- ricostruire i caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici e geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del sito;
- fornire uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni nel volume significativo;
- determinare la "risposta sismica locale" sulla base degli effetti di sito e degli effetti locali;
- verificare preliminarmente la stabilità del sito in termini di liquefazione e la stabilità delle fondazioni in termini di collasso.

Quanto detto è stato definito attraverso l'analisi della documentazione reperita, 3 prove penetrometriche (2 dinamiche e 1 statica), un sondaggio a carotaggio continuo ed una prova sismica MASW+HVSr. Lo studio è stato condotto seguendo le seguenti normative di riferimento:

- D.M. LL. PP. del 11/03/1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. 16 Gennaio 1996. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- L.R. n. 3 del 21 aprile 1999. Riforma del sistema locale e regionale.
- D.G.R. n. 1117 del 11/07/2000. Direttiva Regionale concernente le procedure amministrative e le norme tecniche relative alla gestione del vincolo idrogeologico ai sensi ed in attuazione degli art. 148, 149, 150 e 151 della L.R. 21 aprile 1999, n. 3 Riforma del sistema regionale e locale.
- UNI ENV 1997-1:2005-Eurocodice 7. Progettazione Geotecnica-Parte 1: Regole generali.
- UNI ENV 1997-2:2002-Eurocodice 7. Progettazione Geotecnica-Parte 2: Progettazione assistita con prove in sito.
- UNI ENV 1997-3:2002-Eurocodice 7. Progettazione Geotecnica-Parte 3: Progettazione assistita con prove in di laboratorio.
- O.P.C.M. 3274 del 20.03.2003. Costruzioni in zona sismica.
- O.P.C.M. 3519 del 28 aprile 2006, All. 1b. Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale.
- Delibera dell'Assemblea legislativa progr. n°112 - oggetto °3121 del 2 maggio 2007 "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica".
- D.M. 14 Gennaio 2008. Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- DGR n.2193 del 21 dicembre 2015. Art. 16 della L.R. n.20 del 24/3/2000. Approvazione aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", di cui alla deliberazione dell'Assemblea Legislativa 2 maggio 2007, n. 112.
- D.M. 17 Gennaio 2018 Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- DGR n.630 del 29 aprile 2019. Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale e urbanistica (artt. 22 e 49, L.R. n. 24/2017)

2.0 Inquadramento geografico e idrografico

L'area interessata dal presente studio è localizzata nel centro abitato di Calendasco. Nella Carta Tecnica Regionale il sito è ricompreso entro la sezione 162120 (scala 1:5.000). L'altitudine è di circa 51 m s.l.m., mentre la latitudine e la longitudine valgono rispettivamente:

- 45.087719N e 9.598230E (Coordinate WGS84);
- 45.088659N e 9.599273 (Coordinate ED50).

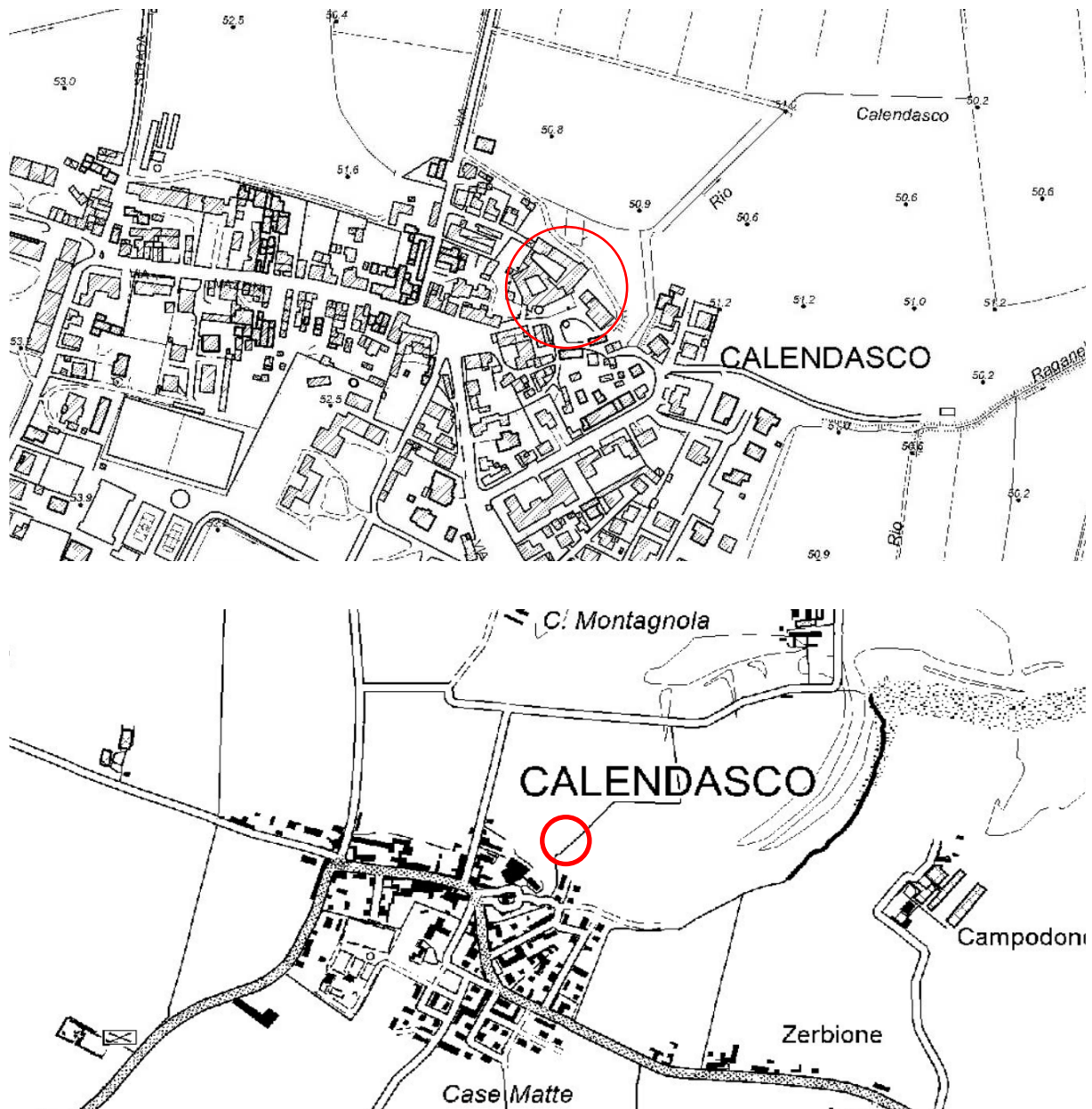


Figura 1. Inquadramento corografico su CTR 5.000 e CTR 10.000 (www.regione.emilia-romagna.it). In rosso l'area in esame.

L'area in studio è caratterizzata da una morfologia sub-pianeggiante, con quote topografiche degradanti verso NE, con gradiente topografico molto basso, nell'ordine dello 0,3%. Dal punto di vista idrografico l'area è situata in sinistra idrografica del Fiume Trebbia, il cui alveo, rettilineo – sinuoso a bande alternate, dista circa 4 km. A circa 1.5 Km in direzione nord scorre il Fiume Po.

La rete idrografica minore è rappresentata da una fitta serie di cavi, canali e fossi artificiali, risultato degli interventi di miglioramento fondiario operati al fine di assicurare ai terreni agricoli un sufficiente e regolare drenaggio nei periodi di pioggia ed un'adeguata dotazione di acque irrigue nei mesi asciutti. Nell'ambito geografico in esame i corsi d'acqua sono rimasti le uniche zone che mantengono ancora, nonostante i massicci interventi di regimazione (arginature, pennelli, traverse, ecc.), un alto grado di naturalità con frequenti emergenze morfologiche.

Il PAI nell'Allegato III, al Titolo II delle Norme di Attuazione, "Metodo di delimitazione delle fasce fluviali" definisce la metodologia per l'articolazione in fasce dell'alveo fluviale e delle relative aree di pertinenza, distinguendo tra:

- Fascia A di deflusso della piena;
- Fascia B di esondazione;
- Fascia C di inondazione per piene catastrofiche.

Il sito in esame, così come riportato nell'estratto successivo, ricade esternamente alle suddette fasce.

Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA) dell'Autorità di bacino del Fiume Po riconosce 3 scenari di pericolosità idraulica:

- 1) alluvioni frequenti = TR 30 – 50 anni;

- 2) alluvioni poco frequenti = TR 100 – 200 anni;
- 3) alluvioni rare = TR fino a 500 anni.

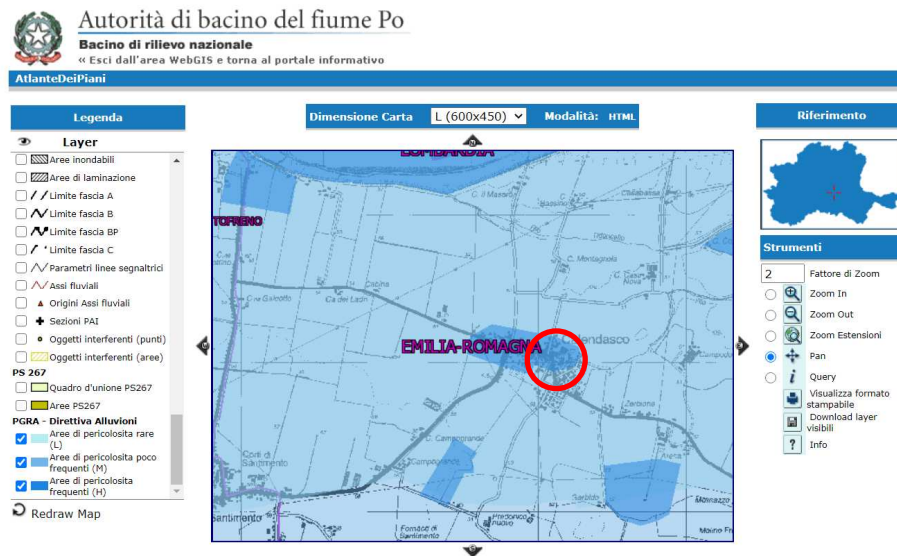


Figura 2. Atlante dei Piani (Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni - PGRA) da <http://www.adbpo.it>. In rosso l'area in esame.

Sulla base dei suddetti tre scenari di pericolosità sono state create delle mappe (art. 6 D.Lgs. 49/2010 e art. 6 Dir. 2007/60/CE), con diverse tonalità di blu, associando al diminuire della frequenza di allagamento il diminuire dell'intensità del colore, che contengono la perimetrazione delle aree che potrebbero essere interessate da inondazioni causate dai corsi d'acqua (naturali e artificiali):

- 1) Aree di pericolosità rare (L): scarsa probabilità di alluvioni o di eventi estremi (P1-pericolosità bassa);
- 2) Aree di pericolosità poco frequenti (M): alluvioni poco frequenti (P2-pericolosità media);
- 3) Aree di pericolosità frequenti (H): alluvioni frequenti (P3-pericolosità elevata).

Sono uno strumento di informazione e la base di conoscenze per definire le priorità di azione per la riduzione del rischio di alluvione. Il paese di Calendasco ricade in un'area di pericolosità rara e poco frequente.

3.0 Inquadramento geologico e geomorfologico

Il sistema alluvionale della pianura piacentina può essere suddiviso, da nord a sud, in base alla modalità di deposizione, in tre unità fondamentali:

1. unità del fiume Po;
2. unità di media pianura;
3. unità delle conoidi alluvionali.

L'unità del fiume Po caratterizza una fascia di territorio avente un'estensione di circa 20 Km dall'attuale tracciato, ed è costituita da corpi prevalentemente sabbiosi di forma tabulare.

L'unità di media pianura si presenta come termine di passaggio tra l'unità del Fiume Po e l'unità delle conoidi alluvionali.

Quest'ultima, interessa l'area dell'alta pianura piacentina ed è costituita da corpi sedimentari, che, in pianta, presentano una tipica forma a ventaglio.

I depositi sono organizzati in strutture nastriformi e lentiformi interdigitate a differente granulometria, con direzione di allungamento nord-sud.

La loro dimensione decresce verso settentrione, in accordo con la direzione di scorrimento dei corsi d'acqua. In senso verticale, normalmente, si rinvengono depositi più grossolani a profondità maggiori, come conseguenza di condizioni climatiche passate che conferivano maggiore energia alle correnti.

In accordo con quanto assunto dal Servizio Geologico e cartografico della Regione Emilia-Romagna, le unità stratigrafiche definite ed utilizzate nel presente studio rientrano nella classe delle Sequenze Deposizionali sensu Mitchum et Al. (1977).

Esse sono definite come: "unità stratigrafiche composte da una successione relativamente continua e concordante di strati geneticamente correlati, limitati alla base e al tetto da superfici di discontinuità o dalle superfici concordanti correlabili con esse".

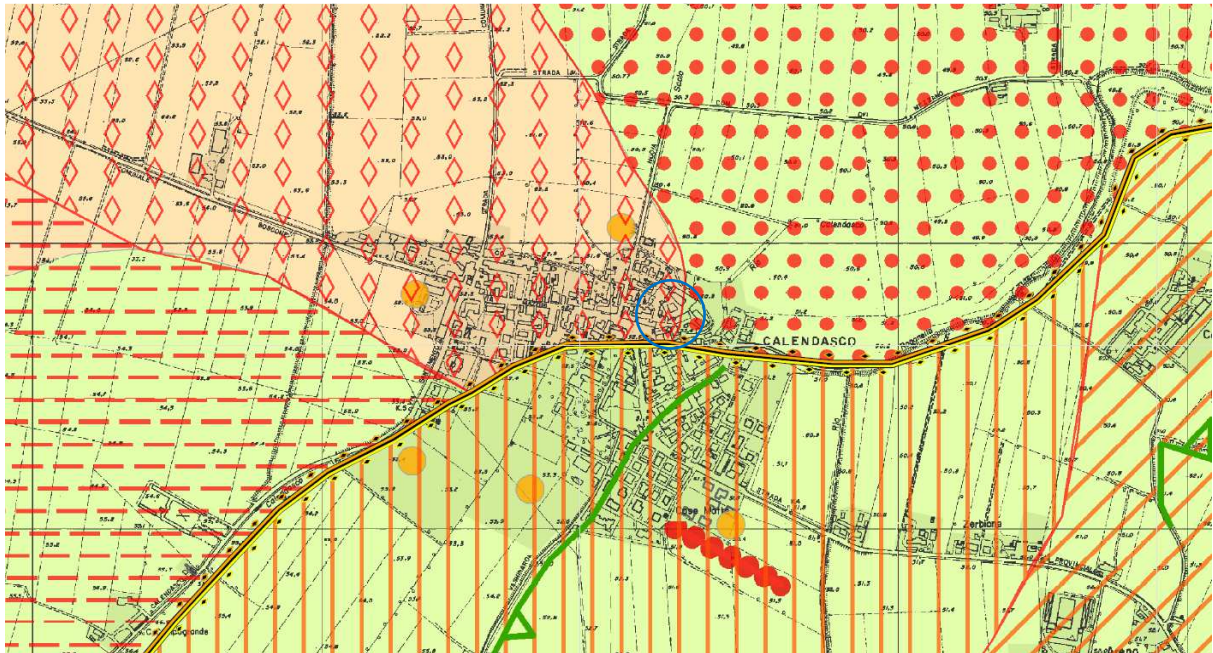
Le Sequenze Deposizionali, a loro volta, possono essere suddivise in:

- Principali, corrispondenti ai Supersintemi e ai Cicli Sedimentari di Ricci Lucchi et alii (1982);
- Minori, corrispondenti ai Sintemi;
- Climatico-Eustatiche di rango superiore, corrispondenti ai Subsintemi

Dal punto di vista gerarchico si distinguono due Sequenze Principali (Supersintemi secondo la terminologia delle U.B.S.U.) denominate come segue:

- File: A21 01 G S Calendasco.doc

- Terreni di tipo 3: sedimenti prevalentemente di natura ghiaiosa con copertura limoso sabbiosa di spessore compresa fra 2 e 5m;
- Terreni di tipo 5: sedimenti prevalentemente di natura sabbiosa-limosa con copertura limoso argillosa di spessore inferiore a 2m;
- Terreni di tipo 6: sedimenti prevalentemente di natura sabbiosa-limosa con copertura limoso argillosa sabbiosa di spessore compresa fra 2 e 5m.



Depositi quaternari continentali

- Deposito alluvionale in evoluzione: Ghiaie, talora embricate, sabbie e limi argillosi di origine fluviale, attualmente soggetti a variazioni dovute alla dinamica fluviale; detrito generalmente incoerente e caotico, costituito da clasti eterometrici ed eterogenei, talora arrotondati, in matrice sabbiosa, allo sbocco di impluvi e valli secondarie. Sono talora fissati da vegetazione.

Successione neogenica - quaternaria del margine appenninico padano

- Subsistema di Ravenna: Ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi: depositi intravallivi terrazzati e di conoide ghiaiosa. Limi e limi sabbiosi: depositi di interconoide. Il profilo di alterazione varia da qualche decina di cm fino ad 1 m. Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è inferiore a 20 metri. Pleistocene sup. - Olocene; post circa 18.000 anni B.P..
- Unità di Modena: Ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua: depositi alluvionali intravallivi, terrazzati, e di conoide. Il profilo di alterazione è di esiguo spessore (poche decine di cm). Lo spessore massimo dell'unità è di alcuni metri. Olocene

Litologia di superficie

- TERRENI TIPO 1: sedimenti prevalentemente di natura ghiaiosa e/o sabbiosa
- TERRENI TIPO 2: sedimenti prevalentemente di natura ghiaiosa con copertura limoso sabbiosa di spessore inferiore a 2m
- TERRENI TIPO 3: sedimenti prevalentemente di natura ghiaiosa con copertura limoso sabbiosa di spessore compresa fra 2 e 5m
- TERRENI TIPO 4: sedimenti prevalentemente di natura ghiaiosa con copertura limoso sabbiosa di spessore superiore a 5m
- TERRENI TIPO 5: sedimenti prevalentemente di natura sabbiosa-limosa con copertura limoso argillosa di spessore inferiore a 2m
- TERRENI TIPO 6: sedimenti prevalentemente di natura sabbiosa-limosa con copertura limoso argillosa sabbiosa di spessore compresa fra 2 e 5m
- TERRENI TIPO 7: sedimenti di natura prevalentemente sabbiosa-limosa con copertura limoso argillosa di spessore superiore a 5m

Orlo di terrazzo morfologico

Fronte attivo di erosione spondale

Argine maestro

Argine golenare

Opera di difesa spondale

Punti di controllo stratigrafico

- Sondaggio geognostico o prova penetrometrica da dati comunali
- Sondaggio geognostico o prova penetrometrica da catasto regionale
- Indagine sismica

Figura 4. Estratto Tav.N1 _ Litologia di superficie e morfologia (da Quadro conoscitivo del PSC del comune di Calendasco,). In azzurro l'area in studio.

L'assetto geomorfologico di questa porzione territoriale è in parte legato all'azione fluviale e secondariamente all'azione delle acque di scorrimento superficiale; sovrimposta agli agenti naturali si è poi sviluppata l'attività antropica.

La morfologia del sito è prettamente pianeggiante. Gli elementi morfologici principali sono le aree topograficamente depresse ed incise entro le quali scorrono i rii, le deboli ondulazioni della superficie topografica prodotte dalla rete idrica secondaria e gli interventi antropici.

4.0 Idrogeologia e vulnerabilità degli acquiferi

La struttura idrogeologica del sottosuolo della pianura padana è conosciuta grazie alle numerose perforazioni eseguite per la ricerca idrica e di idrocarburi.

Con il termine acquiferi si intendono dei corpi geologici (ghiaie e sabbie) che svolgono le funzioni di serbatoio e condotta per le acque sotterranee. Sono limitati inferiormente da livelli scarsamente impermeabili (acquitardi) o impermeabili (acquicludi).

Per l'individuazione e la definizione degli acquiferi che caratterizzano il sottosuolo della pianura padana si è fatto riferimento al modello delle Unità Idrostratigrafico-Sequenziali ¹. Queste unità sono denominate informalmente Gruppi Acquiferi A (sedimenti afferenti all'AES), B (depositi riconducibili all'AEI) e C (depositi marini). Entro ogni Gruppo vengono poi distinte unità di rango gerarchico inferiore denominate Complessi Acquiferi.

I Gruppi Acquiferi A, B e C risultano in comunicazione diretta nella porzione centro-occidentale del territorio comunale. Per tale motivo, i sedimenti impermeabili (limi e argille), che dovrebbero separare i vari acquiferi, laddove non sono stati completamente erosi, vanno a formare corpi geologici lentiformi e discontinui in senso orizzontale, che non costituiscono una barriera di permeabilità, ma permettono la migrazione verso il basso dei fluidi da un acquifero all'altro.

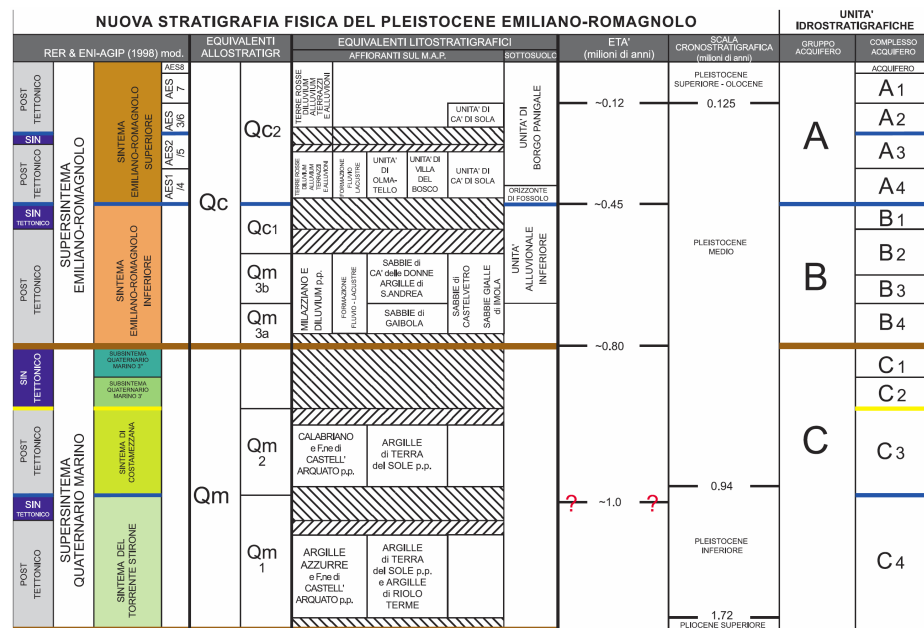


Figura 5. Schema stratigrafico e idrostratigrafico del Pleistocene Emiliano-Romagnolo ².

Nel resto del territorio comunale, come nell'area in studio, si osserva l'ispessimento della coltre alluvionale quaternaria, con conseguente presenza di orizzonti impermeabili continui tra i gruppi acquiferi B e C. Pertanto, il Gruppo Acquifero C risulta idraulicamente separato da quelli soprastanti, mentre A e B si mantengono in comunicazione diretta.

A scala comunale la Tavola N2 "Idrogeologia e vulnerabilità degli acquiferi" del PSC ³ classifica il sito in studio come zona contraddistinta da depositi ad alta permeabilità (sabbie e ghiaie) ed area di ricarica degli acquiferi A-B, la vulnerabilità degli acquiferi è definita come medio-bassa.

¹ Regione Emilia-Romagna, Eni Divisione AGIP (1998). Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna. A cura di G. Di Dio, S.E.L.C.A. (Firenze).

² Di Dio G., Lasagna S., Martini A., Zanzucchi G. (2005). Note illustrative della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 Foglio 199 Parma Sud.

³ Comune di Calendasco (2012). Quadro Conoscitivo PSC del Comune di Calendasco. Tavola N2_ "Idrogeologia e vulnerabilità degli acquiferi".

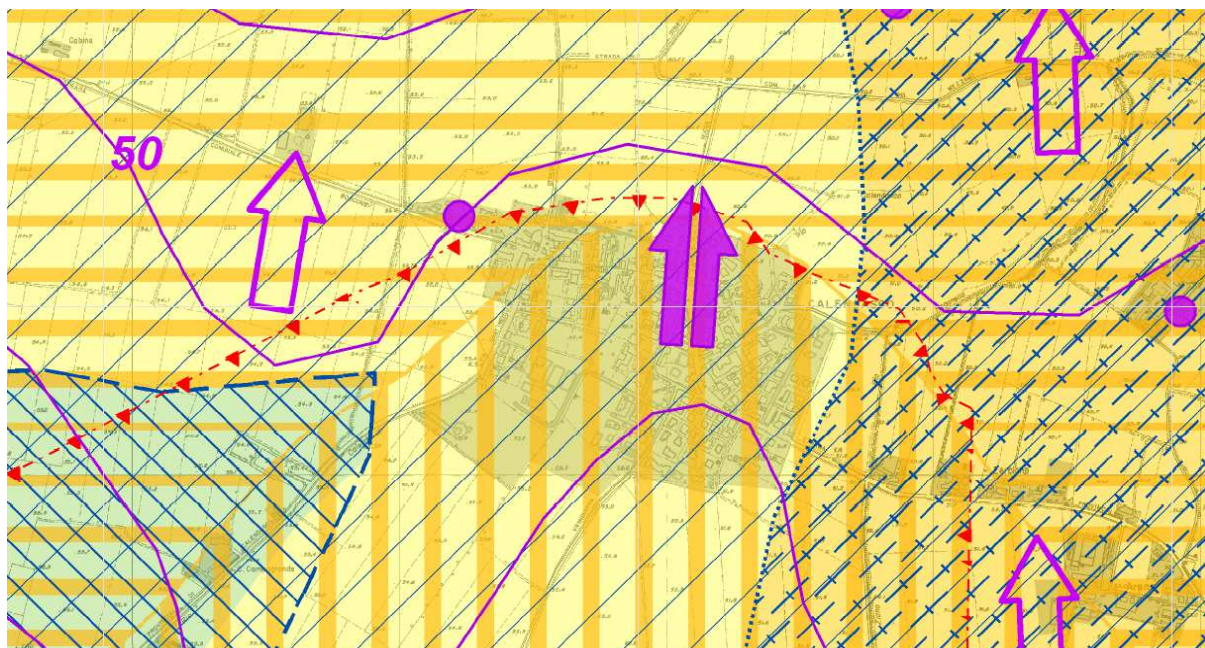


Figura 6. Estratto Tav.N2_ Idrogeologia e vulnerabilità degli acquiferi (da Quadro conoscitivo del PSC del comune di Calendasco,). In azzurro l'area in studio.

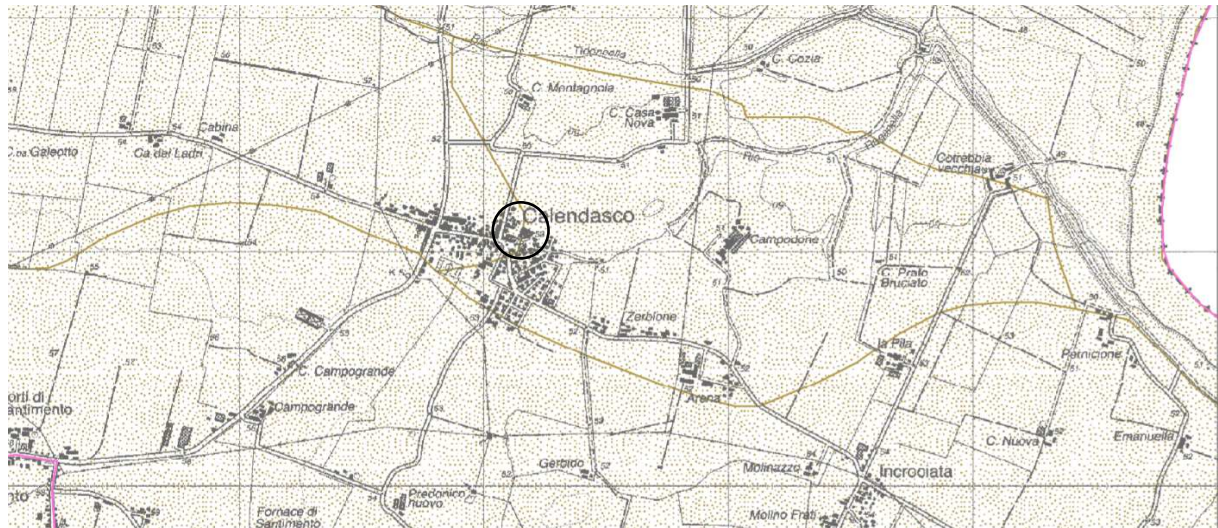
La tavola N2, segnala una superficie piezometrica di 50-51 m s.l.m. (settembre 2012), corrispondente ad una soggiacenza di circa 2-3 m dal piano campagna. Il sondaggio geognostico, eseguito a febbraio 2021, e spinto fino alla profondità massima di m 10 metri ha consentito di verificare la presenza della falda a circa 2.10 metri dalla quota del piano campagna.

5.0 Compatibilità geologica, territoriale e normativa

Nelle righe successive si riferiscono i risultati della consultazione dei principali strumenti urbanistici sovraordinati reperiti.

5.1. Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (P.T.C.P.)

La Carta del dissesto (tavola A3.02) evidenzia come l'area in esame ricada in corrispondenza di depositi alluvionali terrazzati (Figura 7).



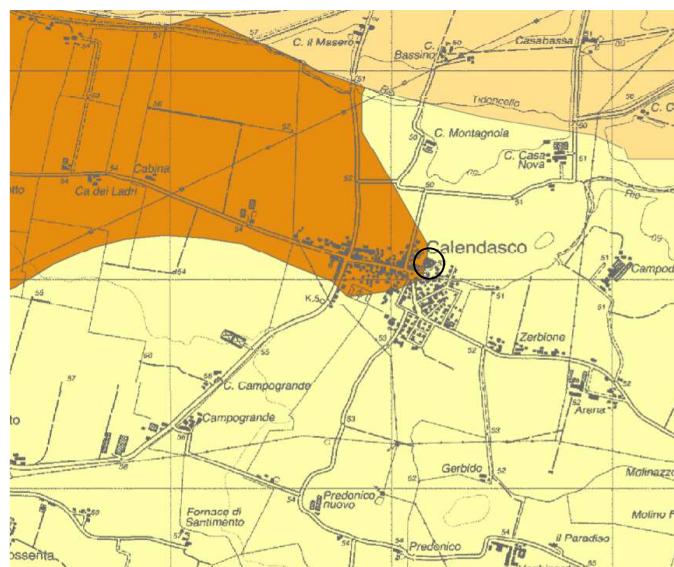
Dissesti potenziali (art.31 commi 8 e 12)



Deposito alluvionale terrazzato

Figura 7. Estratto Carta del dissesto del P.T.C.P. della Provincia di Piacenza. In nero l'area in studio.

La Carta delle aree suscettibili di effetti locali (tavola A4.02) evidenzia come l'area ricada in corrispondenza di depositi detritici, depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o indifferenziati (D) (Figura 8). L'effetto atteso è l'amplificazione litologica.



- F1 Frane attive con inclinazione critica (pendenza > 15° e dislivello >= 30 m)
- F1 Frane attive
- F2 Frane quiescenti con inclinazione critica (pendenza > 15° e dislivello >= 30 m)
- F2 Frane quiescenti
- Di Depositi detritici, depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o indifferenziati, substrato roccioso con Vs30 < 800 m/s e assimilabili con inclinazione critica (pendenza > 15° e dislivello >= 30 m)
- Si Depositi alluvionali sabbiosi con inclinazione critica (pendenza > 15° e dislivello >= 30 m)
- Ci Depositi alluvionali argillosi con inclinazione critica (pendenza > 15° e dislivello >= 30 m)
- S Depositi alluvionali sabbiosi
- C Depositi alluvionali argillosi
- T Zone di contatto tettonico
- I Aree con inclinazione critica (pendenza > 15° e dislivello >= 30 m)
- D Depositi detritici, depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o indifferenziati, substrato roccioso con Vs30 < 800 m/s e assimilati
- R Substrato roccioso rigido (Vs30 >= 800 m/s)

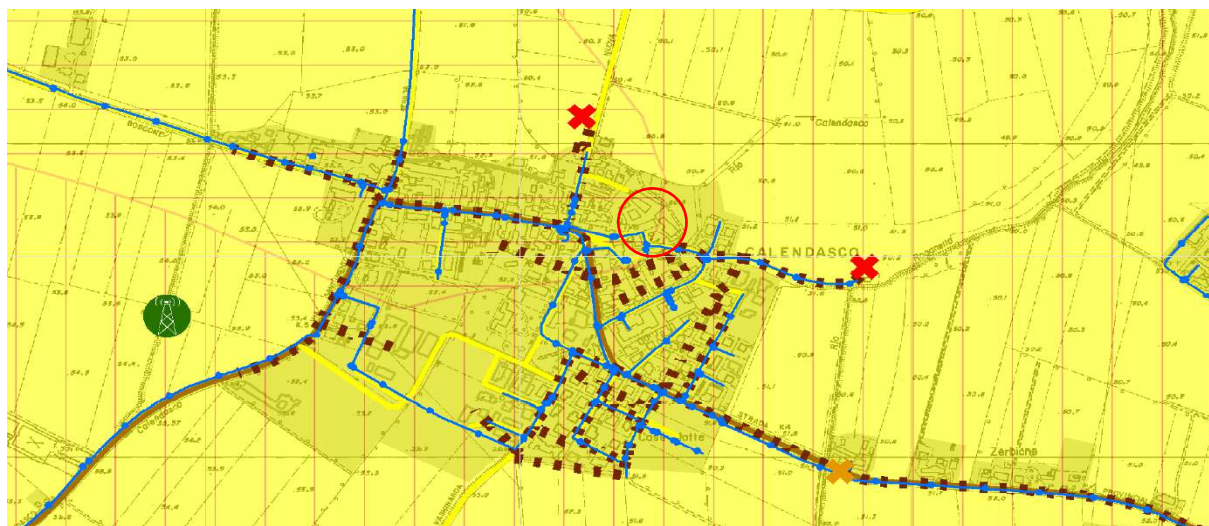
CLASSE	EFFETTI DI SITO			
	amplificazione litologica	amplificazione topografica	instabilità di versante	cediment liquefazione
D	X			

Figura 8. Estratto Carta delle aree suscettibili di effetti locali del P.T.C.P. della Provincia di Piacenza. In nero l'area in studio.

5.2. Piano Strutturale Comunale (P.S.C.)

La tavola N3 "Suscettibilità sismica e scenari di pericolosità sismica locale" del PSC ⁴, di cui di seguito si riporta un estratto, inserisce il sito in studio in depositi alluvionali limosi – sabbiosi – argillosi, il cui effetto atteso è l'amplificazione litologica.

⁴ PSC del Comune di Calendasco. Tavola N3 "Suscettibilità sismica e scenari di pericolosità sismica locale".



Aree non suscettibili di effetti sismici locali

☐ (Tema non presente nel territorio comunale)

Aree suscettibili di potenziali effetti di amplificazione e instabilità
(II livello di approfondimento)

- ☐ Depositi alluvionali prevalentemente ghiaiosi e/o sabbiosi: amplificazione per le caratteristiche litologiche
- ☐ Depositi alluvionali prevalentemente limosi e/o sabbiosi: amplificazione per le caratteristiche litologiche
- ☐ Depositi alluvionali prevalentemente argillosi: amplificazione per le caratteristiche litologiche

Aree suscettibili di potenziali effetti di instabilità per le quali è richiesta un'analisi approfondita (III livello di approfondimento)

☐ (Tema non presente nel territorio comunale)

Figura 9. Estratto Tavola N3 "Suscettibilità sismica e scenari di pericolosità sismica locale" del P.S.C. di Calendasco. In rosso l'area in studio.

6.0 Indagini geognostiche

Per la caratterizzazione dell'area in studio sono state realizzate tre prove penetrometriche, 1 statica (CPT1) e due dinamiche (DIN1 e DIN2), un sondaggio a carotaggio continuo (S1) ed un'analisi congiunta MASW+HVSr, le cui ubicazioni sono riferite nella ortofoto riportata di seguito.

	CPT1	DIN1	DIN2	Sondaggio S1
Profondità (m da p.c.)	3,8	8,4	1,6	10,0
Tetto ghiaie (m da p.c.)	3,0	3,0	-	1,00

Figura 10. Indagini geognostiche.

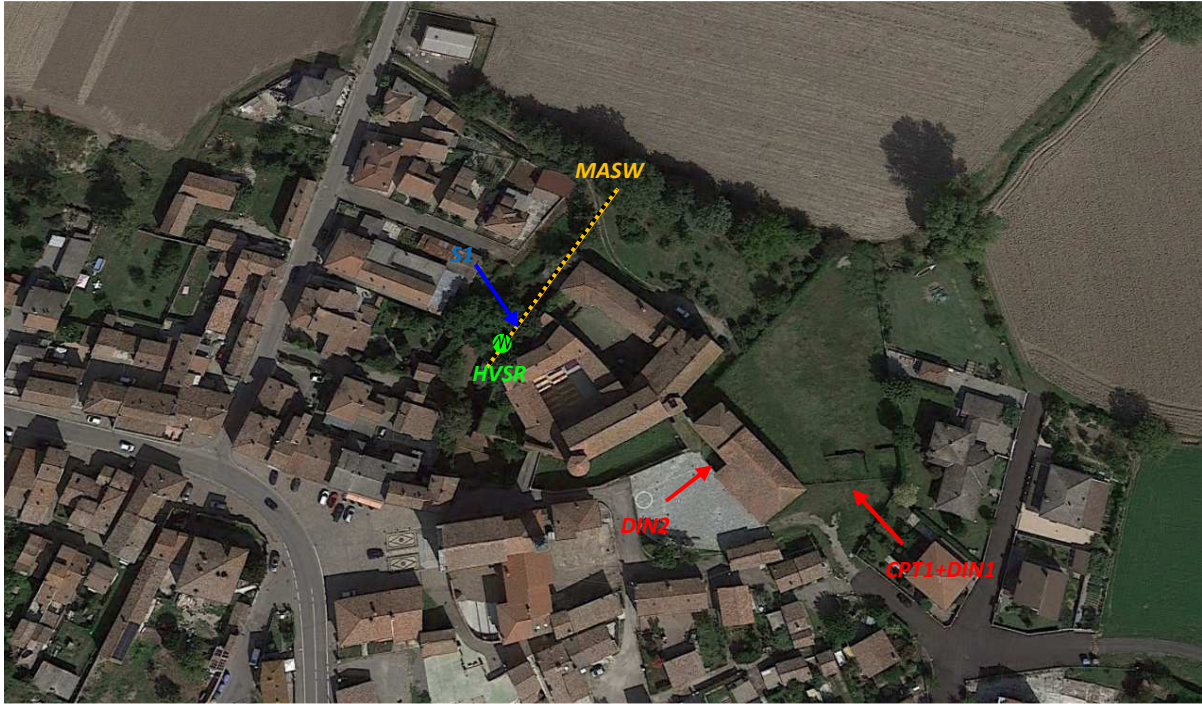


Figura 11. Ubicazione indagini geognostiche.

6.1. Prove penetrometriche statiche e dinamiche

La prova statica (CPT) consiste nell'infiggere a pressione nel terreno una punta conica misurando separatamente ma con continuità lo sforzo necessario per la penetrazione della punta. La spinta viene fornita da un sistema idraulico ed è trasmessa alla punta conica mediante una batteria d'aste cave nel cui interno scorrono delle aste più piccole. Lo strumento posto alla base della batteria, costituito da una punta e da un manicotto di attrito, misura rispettivamente, ad intervalli regolari, la resistenza alla punta "Rp" (LP) e la resistenza laterale+punta "RI+Rp" (LL).

La penetrometria dinamica (DIN) consiste nell'infissione nel terreno di un'asta dotata di un'apposita punta e nella registrazione dei colpi necessari ad ottenere una determinata penetrazione.

Le prove sono state eseguite mediante un penetrometro Pagani TG 63-200, semovente, in grado di eseguire misurazioni ogni 20 cm, dotato di maglio con peso di 63,5 kg, volata di 75 cm e area punta di 20 cm².

Nelle figure di seguito sono riportati i tabulati e i diagrammi penetrometrici ottenuti dalle elaborazione delle prove realizzate.

Non è stata rilevata acqua entro i fori penetrometrici, probabilmente per la chiusura degli stessi dovuta alle litologie sabbiose e ghiaiose.

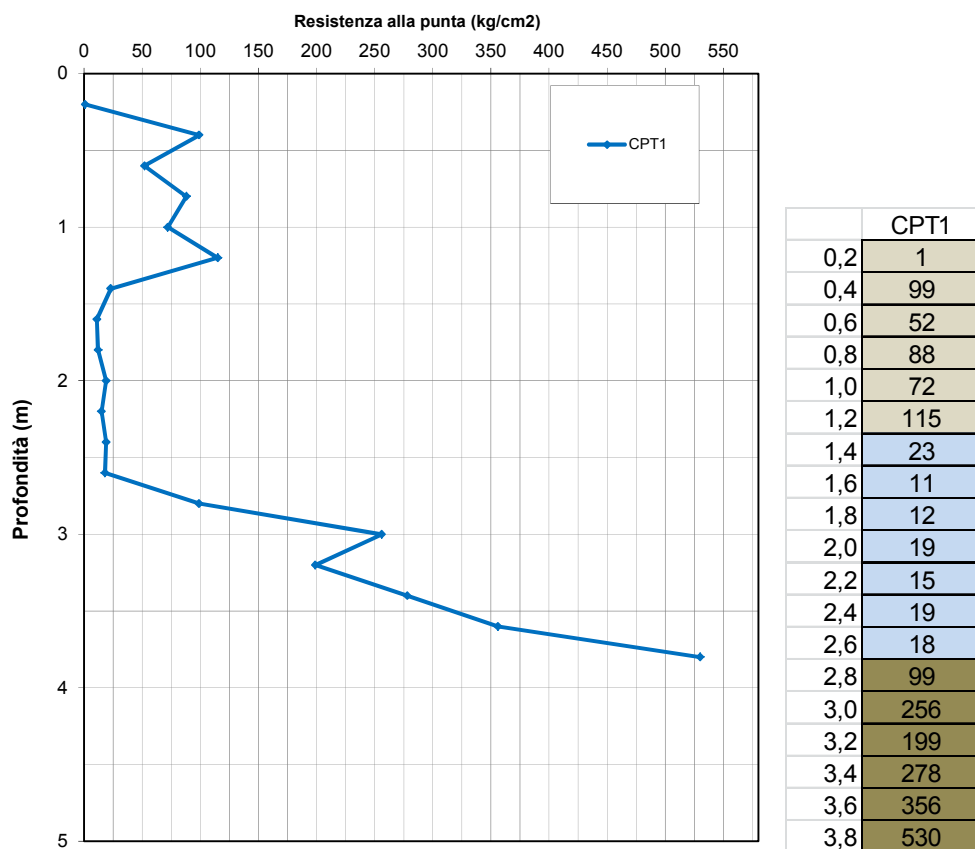


Figura 12. Diagramma Resistenza alla punta-Profondità (CPT1).

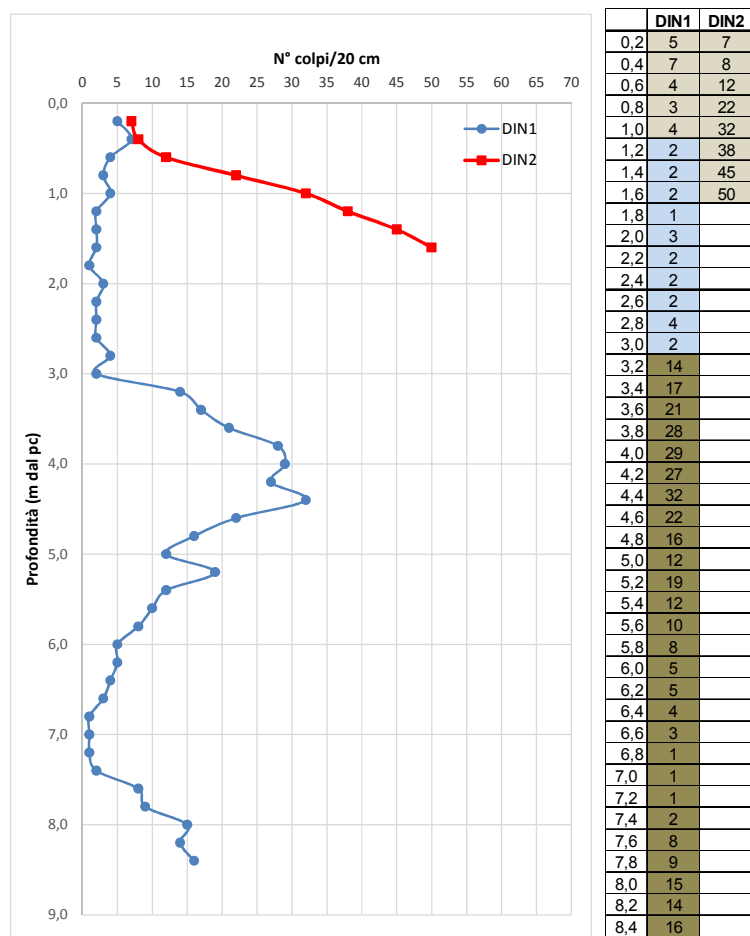


Figura 13. Diagramma Resistenza alla punta-Profondità (DIN1_linea blu e DIN2_linea rossa).

6.2. Prova sismica MASW+HVSr

La tecnica MASW (*Multi-channel Analysis of Surface Waves*) consiste nell'analisi della dispersione delle onde di superficie al fine di definire il profilo verticale della velocità di propagazione delle onde di taglio S (Park et al., 1999)⁵.

Le misure HVSr permettono di analizzare il rapporto spettrale H/V (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio* - HVSr) utile a definire eventuali risonanze di sito e, unitamente a misure di dispersione delle onde di superficie, a meglio vincolare il profilo V_s (Dal Moro, 2010⁶; 2011⁷).

Il metodo di indagine MASW si distingue in metodo attivo e metodo passivo (Zywicki, 1999) o in una combinazione di entrambi. Nel metodo attivo, eseguito nel seguente sito in studio, le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Si ottiene una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5 Hz e 70 Hz, quindi dà informazioni sui primi 30 m di profondità.

Quando si energizza il sito in un punto della sua superficie libera si generano diversi tipi di onde: se la sorgente è perpendicolare alla superficie libera si originano onde appartenenti al piano verticale (onde P, onde Sv, onde di Rayleigh e onde rifratte), se la sorgente è parallela alla superficie libera si generano onde appartenenti al piano orizzontale (onde Sh e onde di Love).

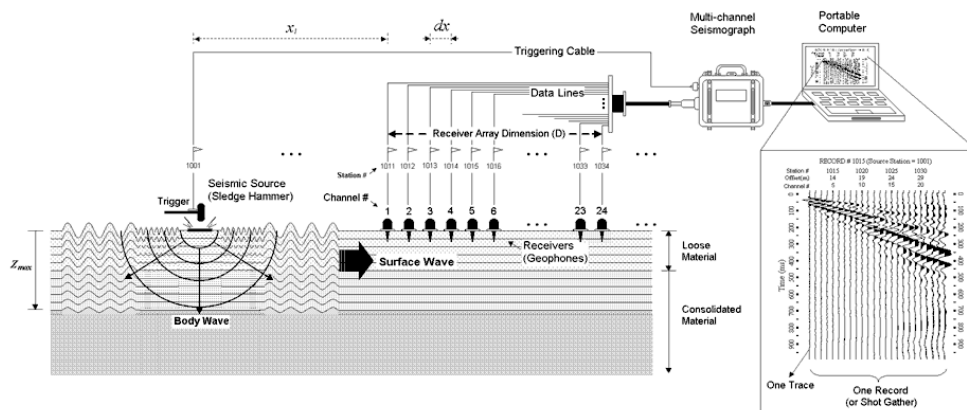


Figura 14. Schema di una MASW attiva.

La MASW classica/standard consiste nella registrazione della propagazione di una classe di onde di superficie e specificatamente delle onde di Rayleigh: queste ultime vengono generate da una sorgente ad impatto verticale. Due sono gli aspetti che rendono il contributo delle onde di Rayleigh prevalente sul contributo delle onde P e Sv. Il primo aspetto è che le onde di Rayleigh trasportano circa i due terzi dell'energia generata dalla sorgente. Il secondo aspetto è che allontanandosi dalla sorgente le onde di Rayleigh subiscono un'attenuazione geometrica inferiore rispetto alle onde P e Sv, in quanto si propagano secondo fronti d'onda cilindrici e non sferici (come le altre onde) viaggiando con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase (Achenbach, 1999, Aki e Richards, 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. 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 sottosuolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano la porzione più profonda del sottosuolo. In questa indagine accanto all'acquisizione MASW in Rayleigh viene proposta anche l'analisi della dispersione delle onde di Love, da analizzare congiuntamente alle Rayleigh, per meglio definire il substrato e superare talune ambiguità interpretative che possono presentarsi sugli spettri di velocità riferiti solo alle onde di Rayleigh. Le acquisizioni in onde di Love non possono sostituire completamente quelle in onde di Rayleigh ma la chiarezza dei loro spettri di velocità risulta di estrema utilità allorché gli spettri delle onde di Rayleigh risultino di ardua interpretazione in relazione alla presenza di forti segnali *scatterati* e all'intrecciarsi di diversi modi. L'unica grossa differenza tra le onde di Rayleigh e quelle di Love sta nel fatto che queste ultime si formano solo in caso di gradiente di velocità "positivo".

E' stata inoltre eseguita una misura di microtremori atta ad analizzare il rapporto spettrale H/V (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio* - HVSr), utile a definire eventuali risonanze di sito e, unitamente a misure di dispersione delle onde di superficie, a meglio vincolare il profilo V_s (Dal Moro, 2010; 2011). A

⁵ Park C. B., Miller R. D. & Xia J. (1999), "Multichannel analysis of surface waves", *Geophysics*, 64, 3; 800-808.

⁶ Dal Moro G. (2010), "Insights on Surface-Wave Dispersion Curves and HVSr: Joint Analysis via Pareto Optimality", *J. Appl. Geophysics*, 72, 29-140.

⁷ Dal Moro G. & Ferigo F. (2011), "Joint Analysis of Rayleigh - and Love-Wave Dispersion for Near-Surface Studies: Issues, Criteria and Improvements", *J. Appl. Geophysics*, in stampa.

causa della pesante non-univocità della soluzione una modellazione del solo HVSR senza quantitative informazioni sulle V_s da parte di misure MASW non risulta sufficientemente affidabile.

ACQUISIZIONE

L'acquisizione dei dati è stata eseguita tramite l'utilizzo di un sismografo 12 canali (modello Echo 2002) collegato a geofoni orizzontali aventi frequenza propria di 4.5 Hz.

E' stato realizzato uno stendimento sismico lineare di lunghezza pari a 55.0 metri con spaziatura tra i 12 geofoni di 5.0 metri e tempo di acquisizione pari a 1 secondo.

L'energizzazione è stata effettuata in posizione esterna con offset di 4.0 dal geofono più distante dall'acquisitore ; per le onde di Rayleigh si è utilizzata una mazza battente di 8 kg ad impatto verticale su piastra metallica, per quelle di Love una mazza battente ad impatto di taglio su piastra in polipropilene. Le acquisizioni utili ad analizzare il rapporto spettrale H/V (HVSR) sono state eseguite utilizzando lo strumento SR04-GEOBOX, dotato di sensore a 2.0 Hz (Sara electronic instruments). L'analisi dei dati acquisiti è stata eseguita utilizzando il software WINMASW 6.0 versione PRO.

ELABORAZIONE

Dal sismogramma acquisito (dominio spazio-tempo) si è ricavato mediante la trasformata di Fourier lo spettro di ampiezza (dominio frequenza-ampiezza), da cui si sono determinati gli spettri di velocità di Figura 15 (dominio frequenza-velocità) attraverso il metodo denominato *phase shift*.

Successivamente alla pulizia del dato si è proceduto alla modellazione diretta della curva di dispersione, ottenendo le curve di Figura 15. Da notare come siano state sovrapposte le curve di dispersione del modo fondamentale e del primo superiore (di cui sono visibili frammenti ad alte frequenze) sia per le onde di Love che per quelle di Rayleigh.

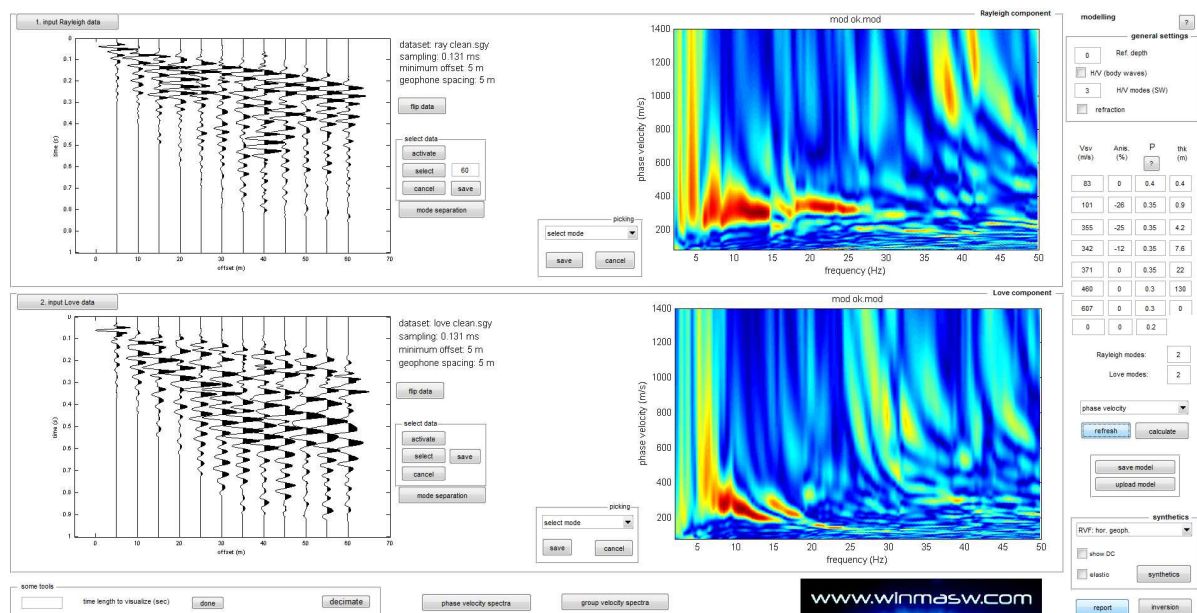


Figura 15. Sismogrammi e spettri di velocità relativi alla componente radiale delle onde Rayleigh _ in alto e alle onde di Love _ in basso.

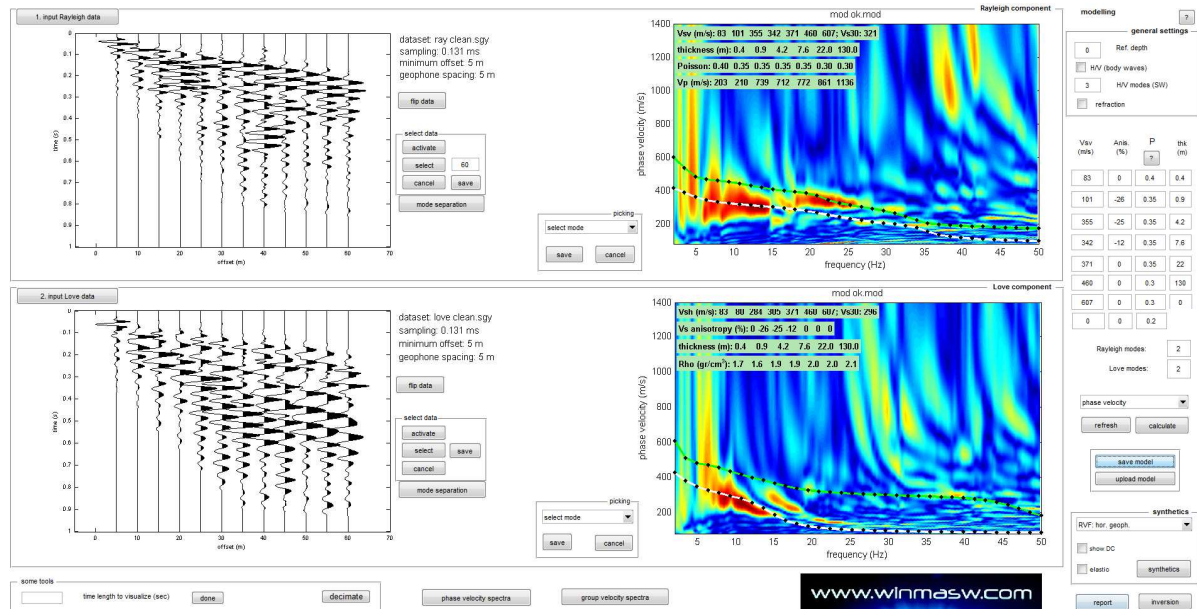


Figura 16. Risultati dell'analisi dei dati effettuata considerando la dispersione delle onde di superficie (Rayleigh e Love). A sinistra il sismogramma acquisito, a destra gli spettri di velocità e, sovrapposte, le curve di dispersione dei primi due modi sia per le onde di Rayleigh che per le onde di Love.

RAPPORTI SPETTRALI H/V

Allo scopo di definire il periodo di risonanza di sito e migliorare (tramite analisi congiunta MASW+HVSr) la definizione del profilo verticale VS nelle porzioni più profonde, si è effettuata una misurazione di microtremore utile a definire il rapporto H/V lungo lo stendimento.

Nelle figure successive si riportano i dati acquisiti, lo spettro d'ampiezza medio delle 3 componenti (NS, EW e verticale) ed i valori HVSr per l'acquisizione eseguita.

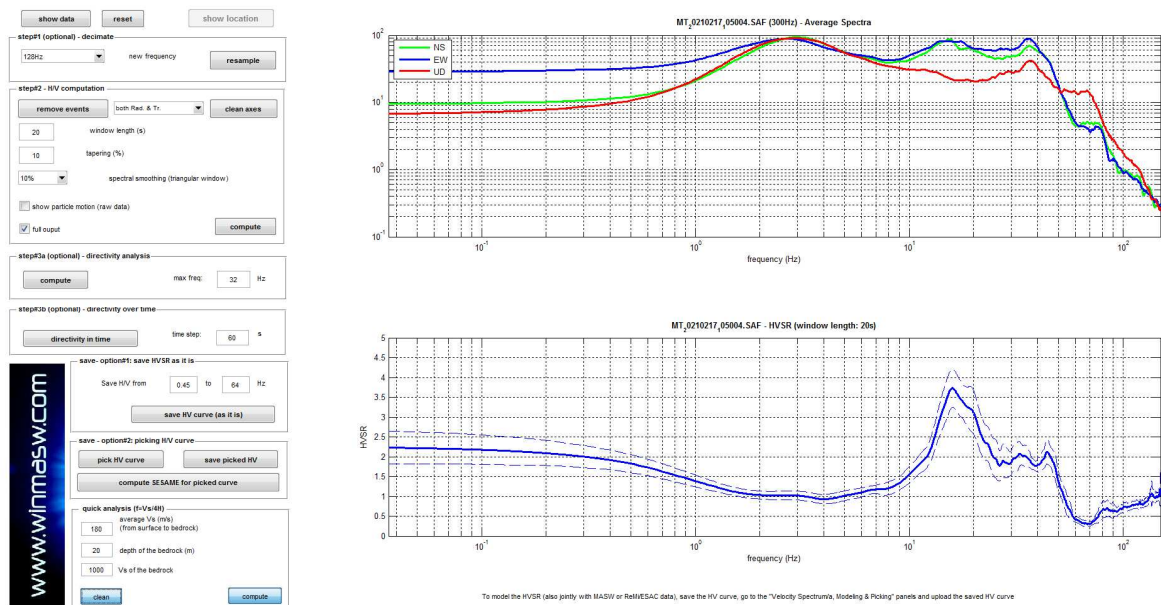


Figura 17. Spettri d'ampiezza medi delle 3 componenti (NS, EW e verticale) e valori di HVSr.

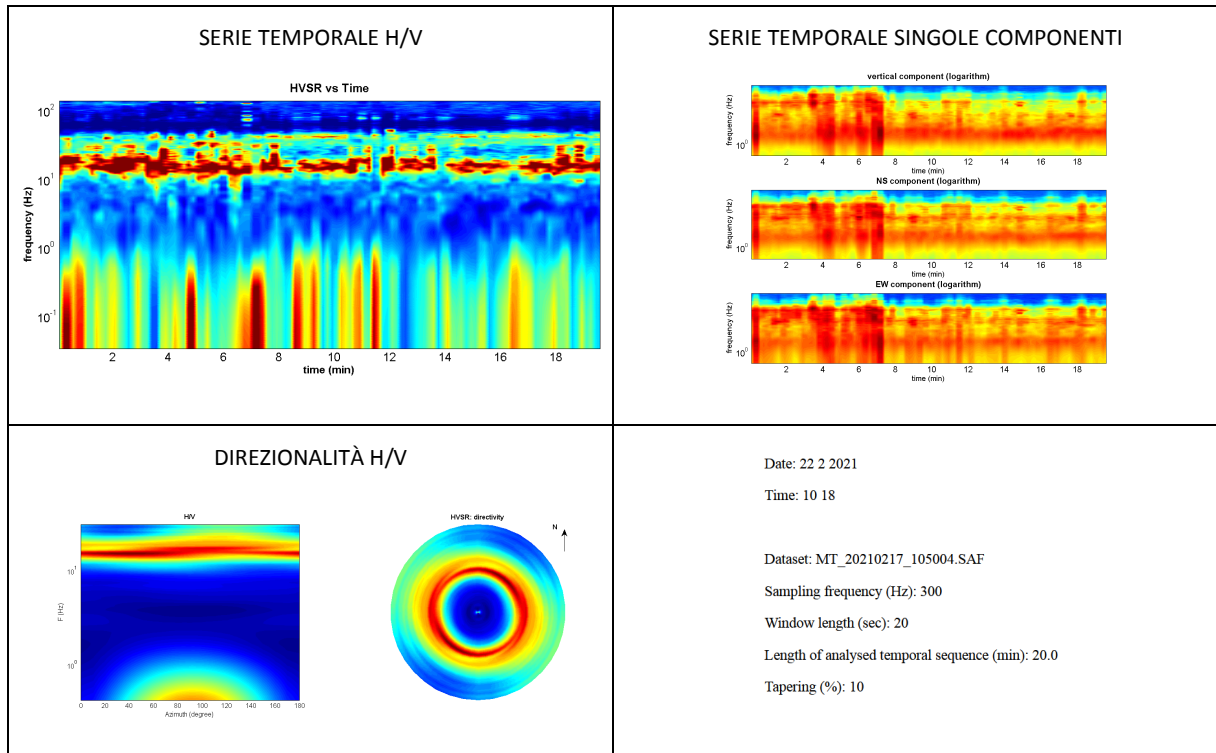


Figura 18. Caratteristiche dati acquisiti.

I criteri SESAME definiscono la robustezza statistica della curva HVSR e degli eventuali picchi presenti. Il computo del picco a 16.1 Hz è riportato di seguito, essendo soddisfatti 4 criteri su 6 sono da ritenersi come probabili eventuali fenomeni di amplificazione attorno a quella frequenza.

Peak frequency (Hz): 16.1 (q3.4)

Peak HVSR value: 3.7 (q0.5)

Criteria for a reliable H/V curve

- #1. $[f_0 > 10/L.w]: 16.1 > 0.5$ (OK)
- #2. $[n_c > 200]: 37950 > 200$ (OK)
- #3. $[f_0 > 0.5\text{Hz}; \sigma_A(f) < 2 \text{ for } 0.5f_0 < f < 2f_0]$ (OK)

Criteria for a clear H/V peak (at least 5 should be fulfilled)

- #1. [exists f^- in the range $[f_0/4, f_0]$ | $AH/V(f^-) < A_0/2$]: yes, at frequency 11.5Hz (OK)
- #2. [exists f^+ in the range $[f_0, 4f_0]$ | $AH/V(f^+) < A_0/2$]: (NO)
- #3. $[A_0 > 2]: 3.7 > 2$ (OK)
- #4. $[f_{peak}[Ah/v(f)] \approx \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$: (OK)
- #5. $[\sigma_A(f) < \epsilon(f_0)]: 3.350 > 0.804$ (NO)
- #6. $[\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)]: 0.479 < 1.58$ (OK)

La modellazione dell'HV realizzato è stata eseguita applicando lo schema geologico dato dall'analisi delle onde di superficie (figura successiva).

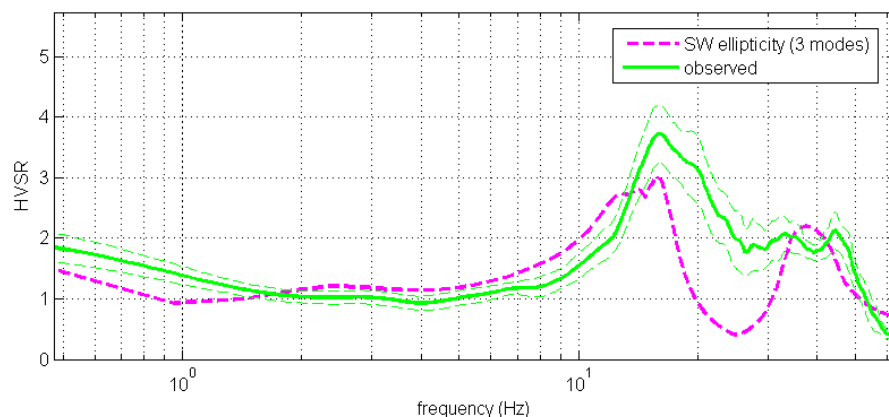


Figura 19. HVSR: in verde le misure effettuate, in magenta la curva HVSR modellata tramite ellitticità delle onde di superficie (Lunedei & Albarello, 2009). Il modello è chiaramente lo stesso usato per l'analisi delle onde di superficie.

ANALISI CONGIUNTA

L'analisi congiunta dei dati ha restituito il modello finale di seguito riportato.

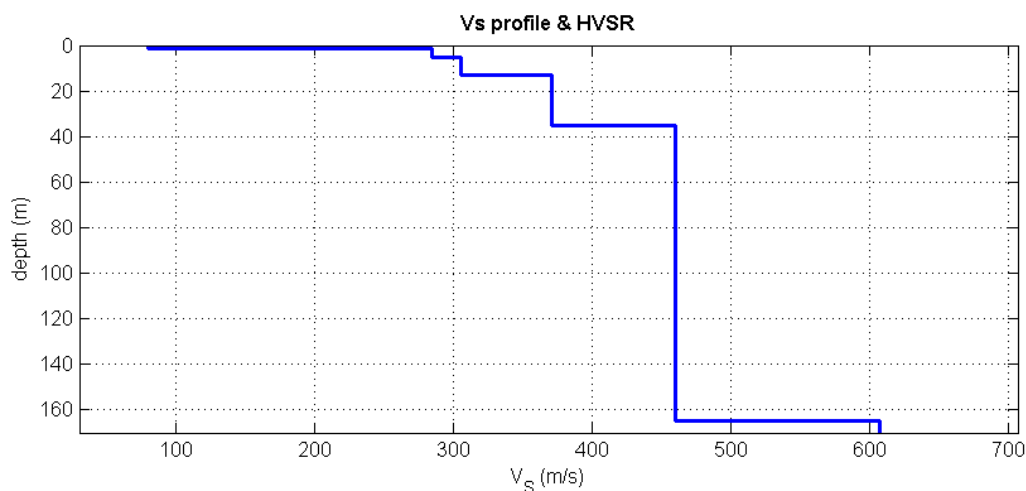


Figura 20. Profilo di velocità ottenuto dall'analisi congiunta.

Spessore (m)	Vs (m/s)
0,4	83
0,9	101
4,2	355
7,6	342
22,0	371
130,0	460
Inf.	607

Tabella 1. Modello di sottosuolo determinato mediante analisi congiunta.

RISULTATI

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:

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

dove:

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

Le indagini sismiche hanno permesso di ricavare una $V_{s,eq}$ al piano campagna pari a 296 m/s.

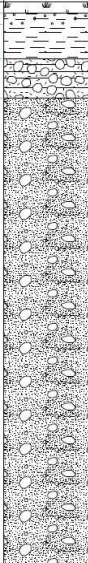
6.3. Sondaggio a carotaggio continuo

E' stato eseguito un sondaggio a carotaggio continuo fino alla profondità di 10 metri dal piano campagna, intendendo quest'ultimo come la quota del vecchio fossato, alla base del quale si sviluppano le mura del castello.

Si è impiegata una attrezzatura costituita da una perforatrice marca MDT80V, con potenzialità di 10000 Nm di coppia, allestita su carro cingolato. Si riportano nelle figure successive la descrizione e le fotografie del sondaggio eseguito.

La falda è stata rilevata a circa 2.10 metri di profondità dal piano campagna, inteso come quota di inizio sondaggio.

Lungo la verticale indagata si sono eseguite, rispettivamente alle profondità di 2.00-2.45 m, 7.50-7.95 m e 9.00-9.45 m, tre misurazioni SPT.

Perforazione	Profondita'	Stratigrafia	Descrizione	Scala 1:100	Pocket [Kg/cmq]	Vane Test	Nspt	Cassetta	Caricaggio %	Falda
101	0.20		Terreno vegetale.							
	0.40		Argille limose di colore marrone chiaro. Qualche frammento di laterizio al tetto.	1	4.25	0.65				
	1.00		Sabbie, ghiaietta e numerosi frammenti di laterizi. A tratti, limi ed argille nella matrice.	2	4.20	4.20				
	1.70		Ghiaie eterometriche, arrotondate ed appiattite, in matrice sabbiosa debolmente limosa di colore grigio-marrone chiaro. Ampiamente diffuse le granulometrie medie e, soprattutto, piccole. Dai sette ai nove metri di profondità riscontrati livelli di addensamento piuttosto scadenti.	3			2.00 12-12-12 pc	1		2.10
				4			2.45			
				5						
				6						
				7						
				8			7.50 6-5-3 pc	2		
				9			7.95			
	10.00			10			9.00 8-10-10 pc			
							9.45			

NOTE:

1) Specifiche S.P.T.:

- pa: prova eseguita con utensile a punta aperta;

- pc: prova eseguita con utensile a punta chiusa.

Figura 21. Sondaggio a carotaggio continuo e caratteristiche dei materiali.



Figura 22. Cassetta catalogatrice_0.0-5.0 metri



Figura 23. Cassetta catalogatrice_ 5.0-10.0 metri

7.0 Stratigrafia e caratterizzazione geotecnica

Le prove penetrometriche hanno permesso di ricostruire lo schema stratigrafico generale riportato di seguito. Dall'alto verso il basso sono stati riconosciuti i seguenti livelli:

- *unità riporto antropico (RP)*, rinvenibile da piano campagna a circa 1.0 metro di profondità, costituito da ghiaia ed inerti grossolani aventi medio-alta consistenza;

- *unità limo-argillosa (LAs)*: limi ed argille con deboli intercalazioni sabbiose di medio bassa consistenza rinvenibili fino alla profondità di 3.0 metri dal piano campagna.

- *unità ghiaio-sabbiosa (GS)*: ghiaietto e ghiaie-sabbiose rinvenibili rispettivamente a profondità maggiori di 3.0 metri. La consistenza è assai variabile lungo la verticale indagata: si rinviene uno strato più resistente tra 3.0 m e 5.6 m di profondità (**GS_{high}**), mentre tra 5.6 e 7.8 metri di profondità si registra un livello quasi sciolto (**GS_{low}**).

Questa stratigrafia è stata poi confermata, con poche variazioni, dall'esecuzione del sondaggio, come osservabile nel paragrafo 6.3.

Le prove penetrometriche, oltre ad indicazioni di carattere litologico, hanno consentito di ricavare, mediante l'utilizzo di correlazioni matematiche, le proprietà geotecniche dei terreni.

Di seguito si riferiscono le risultanze delle elaborazioni delle indagini penetrometriche per la determinazione dei parametri geotecnici caratteristici.

Unità geotecnica	Comportamento prevalente	Massa volumica γ k (kN/m ³)	Coesione non drenata c_u k (kN/m ²)	Modulo Edometrico M_{ed} k (MN/m ²)	Modulo Elastico E k (MN/m ²)	Parametri efficaci	
						Angolo d'attrito ϕ' k (°)	Coesione c' k (kN/mq)
RP	Incoerente	19-20	-	-	-	30	-
LA_s	Coesivo-Incoerente	18-19	52-56	3,8-4,7	4,0-4,5	24-26	4
GS_{high}	Incoerente	19,5-20,5	-	-	31,4-42,5	32-34	-
GS_{low}	Incoerente	18-19	-	-	15,6-18,4	25-26	-

Tabella 2. Tabella riassuntiva parametri geotecnici. Da questi si ricavano quelli geotecnici di progetto utilizzando i coefficienti parziali riduttivi proposti nella Tabella 6.2.11 delle NTC18.

I parametri geotecnici dei materiali attritivi sono stati poi determinati tramite le più autorevoli correlazioni reperite in bibliografia geologica partendo dai valori di N_{SPT} scaturiti dall'esecuzione di nr.3 prove S.P.T. lungo il foro di sondaggio e precisamente alle profondità di 2.00-2.45 m; 7.50-7.95 m; 9.00-9.45 m.

La prova penetrometrica dinamica S.P.T. (Standard Penetration Test) è probabilmente la prova in sito più diffusa e utilizzata in tutto il mondo, consiste di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di un campionatore infisso a partire dal fondo di un foro di sondaggio. Si esegue facendo cadere ripetutamente un maglio, del peso di 63.5 Kg, da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste alla cui estremità inferiore è avvitato un campionatore di dimensioni standardizzate registrando durante la penetrazione:

- il numero di colpi di maglio N_1 necessario a produrre l'infissione per i primi 15 cm (tratto di avviamento) inclusa l'eventuale penetrazione quasi statica per gravità;
- il numero di colpi di maglio N_2 necessario a produrre l'infissione per altri 15 cm;
- il numero di colpi di maglio N_3 necessario a produrre ulteriori per altri 15 cm;

Complessivamente, durante la prova, il campionatore sarà infisso di 15+15+15=45 cm. Si assume come resistenza alla penetrazione il parametro:

$$N_{SPT} = N_2 + N_3$$

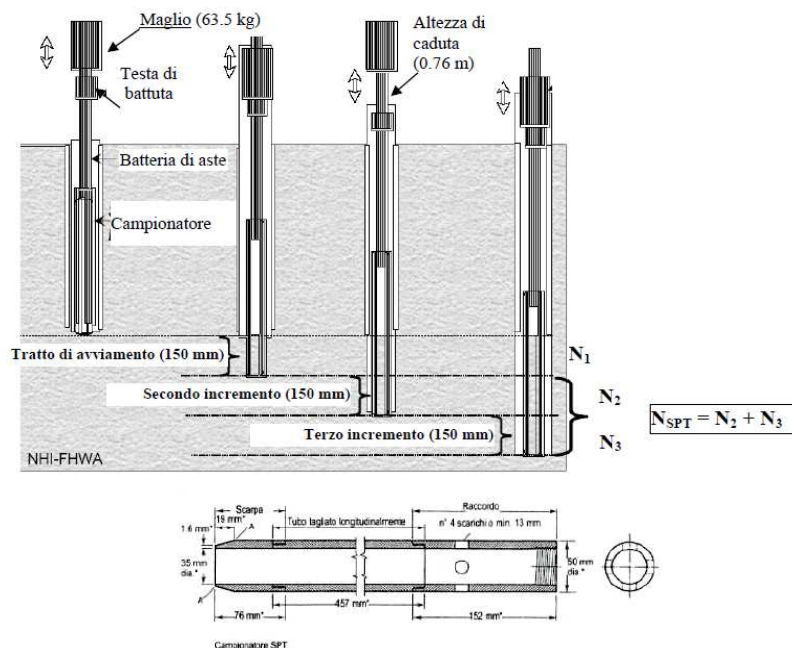


Figura 24. Schema della prova SPT.

Angolo di Resistenza al Taglio (ϕ')

Per la stima dell'angolo d'attrito dei materiali attraversati dal sondaggio si sono utilizzate le seguenti correlazioni:

1. Shoi-Fukuni (1982) Road Bridge Specification
2. Owazaki & Iwazaki (1959)

- ### 1. Shoi-Fukuni (1982) Road Bridge Specification

$$\phi' = (15N_{\text{spt}})^{0.5} + 15$$

[illegible]

- ## 2. Owazaki & Iwazaki (1959)

$$\phi' = (20N_{\text{spt}})^{0.5} + 15$$

[illegible]

La tabella successiva riassume i valori dell'angolo di attrito per i vari livelli costituente il sedime fondazionale; in rosso i valori minimi e più cautelativi, in blu i valori medi.

	$\varphi'(^{\circ})$ <i>Shoi-Fukuni (1982) Road Bridge Specification</i>	$\varphi'(^{\circ})$ <i>Owazaki e Iwazaki (1959)</i>	$\varphi'(^{\circ})$ <i>Valore medio</i>
Ghiaie sabbiose (prof. 2.00-2.45 m)	34,0	36,9	35,4
Ghiaie sabbiose (prof. 7.50-7.95 m)	26,0	27,6	26,8
Ghiaie sabbiose (prof.9.00-9.45m)	32,3	35,0	33,6

In base alla tipologia dei materiali costituenti il sottosuolo la coesione efficace C' si può considerare cautelativamente pari a zero.

Modulo di Young (E)

La definizione dai risultati delle prove S.P.T. del modulo di Young E è stata effettuata utilizzando le seguenti correlazioni:

1. Burland and Burbidge (1985)

2.Tornaghi e al.

1. Burland and Burbidge (1985)

Per $N_{spt} = 4$ $E = (1,6-2,4)N_{spt}$

$$\text{Per Nspt} = 10 \text{ E} = (2, 2-3, 4) \text{ N}_{\text{SPT}}$$

Per $N_{spt} = 30$ $E = (3,7-5,6) N_{SPT}$

Per $N_{spt} = 60$ $E = (4,6-7,0) N_{SPT}$

[illegible]

2. Tornaqhi e al.

$$E = B^* N_{SPT}^{0.5}$$

In cui $B = \text{costante} = 7 \text{ MPa}$

[illegible]

La tabella successiva riassume i valori del modulo elastico per i vari livelli costituenti il sedime fondazionale, in rosso i valori minimi e più cautelativi, in blu i valori medi.

	<i>E (Mpa)</i> <i>Burland and Burbidge</i> <i>(1985)</i>	<i>E(Mpa)</i> <i>Tornaghi e al.</i>	<i>E(Mpa)</i> <i>Valore medio</i>
Ghiaie sabbiose (prof. 2.00-2.45 m)	67,2	34,3	50,7
Ghiaie sabbiose (prof. 7.50-7.95 m)	22,4	19,8	21,1
Ghiaie sabbiose (prof.9.00-9.45m)	56,0	31,3	43,6

Come è osservabile dalla tabelle soprariportate i valori dei parametri geotecnici ricavati sono molto simili a quelli ottenuti dall'elaborazione delle indagini penetrometriche; ciò è sinonimo di una buona corrispondenza del modello stratigrafico e geotecnico considerato.

8.0 Pericolosità sismica

8.1 Zonazione sismica (ZS) e sismicità storica

Con il termine «zonazione sismica» si intende convenzionalmente l'operazione di suddivisione del territorio nazionale in zone sismiche a differente livello di pericolosità sismica. La zonazione sismogenetica rappresenta la traduzione operativa del modello sismotettonico: in particolare la nuova zonazione sismogenetica ZS9 "Zonazione sismogenetica ZS9 – App.2 al Rapporto conclusivo" pubblicata sul sito <http://zonesismiche.mi.ingv.it/> (G.d L., 2004⁸) è stata ottenuta partendo dalla zonizzazione ZS4 (Scandone e Stucchi, 1999), accorpando e modificando le zone sorgente rendendole più coerenti con le informazioni oggi disponibili. Il modello sismotettonico che ha guidato nel tracciamento delle aree di ZS4 è basato sia su un modello strutturale 3D della penisola, sia sulla distribuzione spaziale dei terremoti storici ed attuali, sia sul modello cinematico dell'area mediterranea. In particolare il territorio del comune di Calendasco, nella nuova zonazione ZS9, ricade al confine della zona sismogenetica **913**, molto vicino alla zona **911**.

Tutto l'arco appenninico settentrionale è stato riorganizzato secondo cinque fasce parallele longitudinali alla catena. Le zone sismogenetiche **913**, **914** e **918** risultano dalla scomposizione della fascia che da Parma si estende fino all'Abruzzo. In questa fascia si verificano terremoti prevalentemente compressivi nella porzione nord-occidentale e probabilmente distensivi nella porzione più sud-orientale; si possono altresì avere meccanismi distensivi nella porzione più sud-orientale; si possono altresì meccanismi trascorrenti nelle zone di svincolo che dissecano la continuità longitudinale delle strutture. L'intera fascia è caratterizzata da terremoti storici che raramente hanno raggiunto valori molto elevati di magnitudo. Le profondità ipocentrali sono mediamente maggiori in questa fascia di quanto non siano nella fascia più esterna.

La zonazione (ZS9) indica anche una profondità dello strato sismogenetico, che risulta essere compreso tra 12 e 20 km per la zona sismogenetica 913. Al suo interno si verificano terremoti compressivi che raggiungono valori massimi di magnitudo pari a 6.14.

Nome ZS	Numero ZS	M _{wmax}
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzzese, Appennino Umbro, Nizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, Garda-Veronese, Garfagnana-Mugello, Calabria Jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio – Irpinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

Figura 25. Valori di Mwmax (magnitudo momento) per le zone sismogenetiche ZS9.

La classificazione sismica dei Comuni stabilita al punto 3 dell'Allegato 1 dell'Ordinanza n. 3274/2003 fa rientrare il Comune di Calendasco in Zona 3. L'O.P.C.M. 3519 del 28 Aprile 2006 suddivide altresì le zone 1, 2 e 3 in sottozone caratterizzate da valori di ag con intervalli non minori di 0.025g. La mappa di pericolosità sismica, consultabile interamente all'indirizzo <http://zonesismiche.mi.ingv.it>, assegna al sito un valore di a(g) compreso tra 0.075 e 0.100g.

La sismicità storica è stata studiata a partire dai cataloghi dei terremoti disponibili, in particolare sono stati presi in considerazione i cataloghi presenti sul sito internet dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (www.ingv.it). Sono stati consultati i seguenti cataloghi:

DBMI15 – database macrosismico italiano_Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Conte S., Rocchetti E. (2016). *DBMI15, the 2015 version of the Italian Macroseismic Database*. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15>

CPTI 15 – catalogo parametrico dei terremoti italiani (217a.c. – 2002)_Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds), 2016. *CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes*. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>

⁸ Gruppo di Lavoro (2004): redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma

Dall'interrogazione del "Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2015" CPTI15-DBMI15 – relase 1.5 consultabile liberamente all'indirizzo <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15> per un intorno significativo della sede del Municipio (un raggio di 50 Km con centro **lat. 45.087** e **long. 9.597**) sono stati identificati **498** eventi significativi dei quali si riporta l'ubicazione nella figura seguente; l'evento principale presenta una Intensità massima I_{max} pari a 8-9, precisamente ad Orzinuovi nel Bresciano.

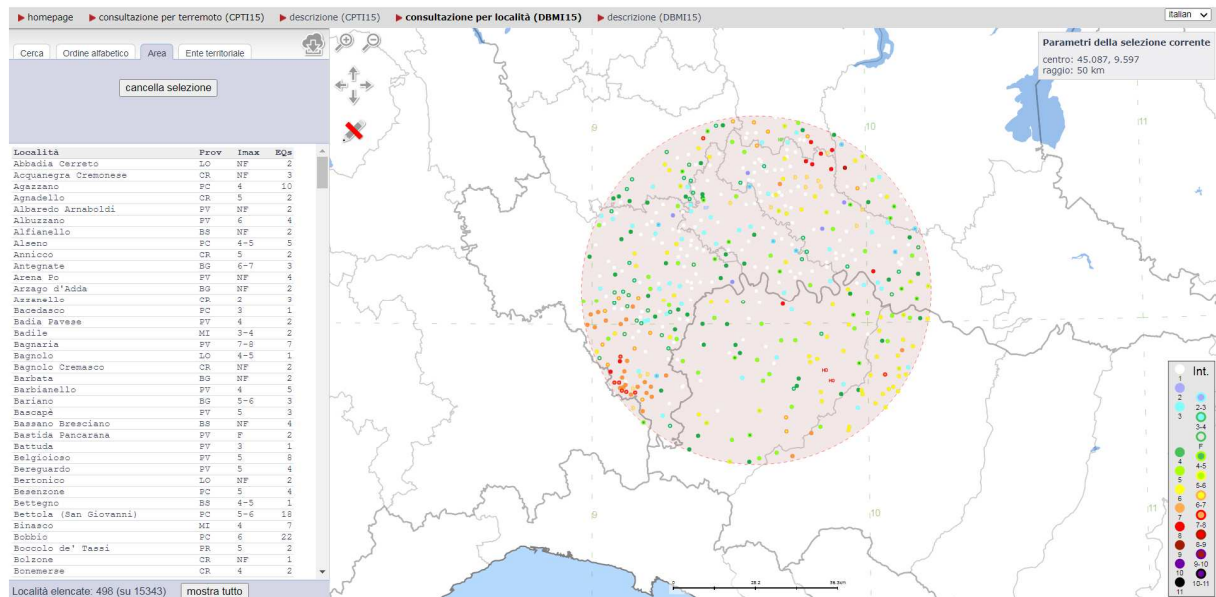


Figura 26. Estratto dal Catalogo Parametrico dei Terremoti italiani, terremoti con epicentro compreso in un raggio di 50Km dal centro abitato di Calendasco.

8.2. Risposta sismica locale secondo approccio semplificato NTC18

L'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta dinamica, che va verificata e controllata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese.

L'osservazione dei danni causati dai terremoti distruttivi ha evidenziato ripetutamente che una corretta progettazione strutturale antisismica non è da sola sufficiente a garantire condizioni di sicurezza adeguate e che strutture e infrastrutture dimensionate per resistere ad azioni sismiche anche molto violente possono perdere la loro efficienza per problemi dipendenti dalla natura del terreno di fondazione. Se in superficie si avesse un terreno ideale, cioè duro e pianeggiante, gli effetti in superficie delle onde sismiche sarebbero essenzialmente associati alla sorgente ed al cammino di propagazione. Ma i terreni reali sono ben diversi dallo schema di terreno duro e pianeggiante, e lo scuotimento sismico in superficie è conseguenza non solo delle caratteristiche della sorgente e del cammino di propagazione, ma soprattutto delle cosiddette "condizioni locali". Con questo termine si intende l'insieme dei fattori naturali che interagendo con le onde sismiche possono modificare, rispetto allo scuotimento che si avrebbe sulla roccia sottostante (bedrock), le caratteristiche dello scuotimento sismico in superficie generando gli "effetti di sito" e gli "effetti locali".

8.3. Pericolosità sismica di base (effetti di sito)

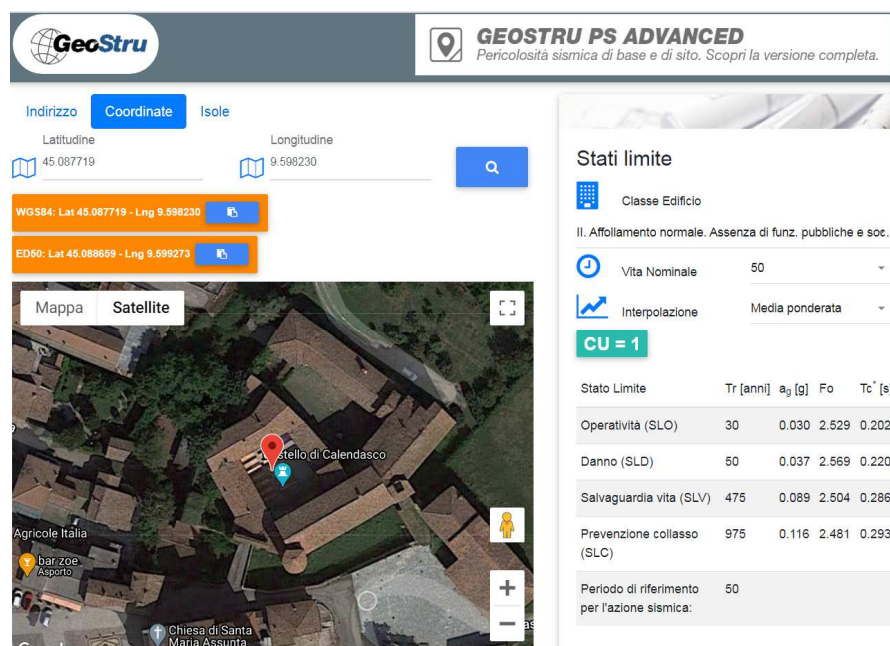
L'azione sismica è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A).

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali, queste ultime definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri: a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno; 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. I valori dei parametri per il sito in studio sono stati calcolati attraverso il programma di calcolo Geostru PS.

Ipotizzando una vita nominale VN maggiore o uguale a 50 (tabella 2.4.I delle NTC18) ed una classe d'uso II con coefficiente pari a 1 (tabella 2.4.II delle NTC18) si ricava una vita di riferimento di 50 anni. I tempi di ritorno e i parametri sismici associati a ciascun stato limite sono riportati di seguito.

STATI LIMITE		P _{VR}	T _R
Stati limite di esercizio (SLE)	- Stato Limite di Operatività (SLO)	81%	30
	- Stato Limite di Danno (SLD)	63%	50
Stati limite ultimi (SLU)	- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)	10%	475
	- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)	5%	975

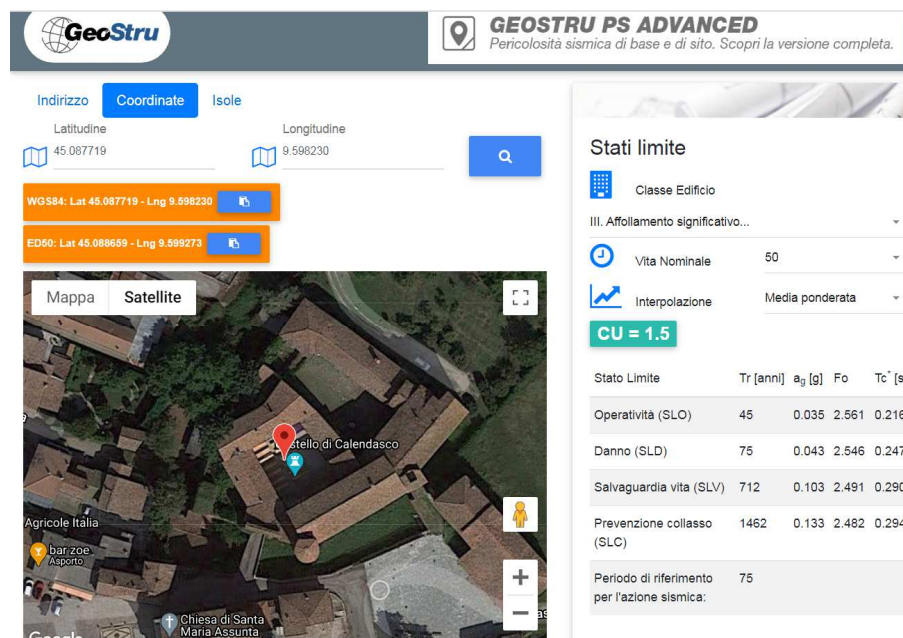
Tabella 3. Probabilità di superamento della vita di riferimento per i vari stati limite e relativi tempi di ritorno dell'azione sismica.

Tabella 4. Valori dei parametri a_g , F_o e T_c associati a ciascun stato limite _ Classe d'uso II.

Ipotizzando una vita nominale VN maggiore o uguale a 50 (tabella 2.4.I delle NTC18) ed una classe d'uso III con coefficiente pari a 1.5 (tabella 2.4.II delle NTC18) si ricava una vita di riferimento di 75 anni. I tempi di ritorno e i parametri sismici associati a ciascun stato limite sono riportati di seguito.

STATI LIMITE		PvR	T _R
Stati limite di esercizio (SLE)	- Stato Limite di Operatività (SLO)	81%	45
	- Stato Limite di Danno (SLD)	63%	75
Stati limite ultimi (SLU)	- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)	10%	712
	- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)	5%	1462

Tabella 5. Probabilità di superamento della vita di riferimento per i vari stati limite e relativi tempi di ritorno dell'azione sismica.

Tabella 6. Valori dei parametri a_g , F_o e T_c associati a ciascun stato limite _ Classe d'uso III.

8.4. Effetti locali

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A).

8.4.1. Categorie di sottosuolo

Le NTC18 prevedono la definizione dell'azione sismica 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 Tabella 3.2.II delle norme si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

La classificazione 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:

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

dove:

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

Le indagini sismiche hanno permesso di ricavare una $V_{s,eq}$ al piano campagna pari a 296 m/s, corrispondente ad una categoria di sottosuolo tipo C.

8.4.2. Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale, in caso contrario, configurazioni superficiali semplici, le NTC18 prevedono l'adozione della classificazione riportata nella Tabella 3.2.III delle NTC18.

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 $i > 30^\circ$

Tabella 7. Categorie topografiche (Tabella 3.2.III delle NTC18).

L'area è ascrivibile cautelativamente alla categoria topografica tipo T1.

8.5. Calcolo coefficienti sismici

Come riferito precedentemente la risposta sismica locale è il risultato della combinazione degli effetti di sito (risposta sismica di base) e degli effetti locali. Le azioni di progetto si ricavano variando le accelerazioni a_g e le relative forme spettrali per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie.

L'accelerazione massima attesa al sito (a_{max}) può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

S = coefficiente di amplificazione sismica locale che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I coefficienti S_s , S_T si ricavano utilizzando le tabelle 3.2.IV e 3.2.V delle NTC18.

	SLO	SLD	SLV	SLC
S_s	1.50	1.50	1.50	1.50
S_T	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 8. Valori dei coefficienti di amplificazione S_s e S_T ricavati per ciascun stato limite.

Nelle verifiche la componente orizzontale e verticale delle azioni sismiche possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontali e verticali:

$$K_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (tabella 7.11.I delle NTC18);

g = accelerazione di gravità.

L'azione del sisma si traduce in un effetto cinematico (K_{hk}) e in un effetto inerziale (K_{hi}).

Di seguito i principali parametri sismici per una categoria di suolo C.

SLO	a_{\max}	0,444 m/s ²	SLV	a_{\max}	1,307 m/s ²
	β_s	0,20		β_s	0,20
	K_{hk}	0,009		K_{hk}	0,027
	K_v	0,005		K_v	0,013
SLD	a_{\max}	0,543 m/s ²	SLC	a_{\max}	1,706 m/s ²
	β_s	0,20		β_s	0,24
	K_{hk}	0,011		K_{hk}	0,042
	K_v	0,006		K_v	0,021

Figura 27. Calcolo dei coefficienti sismici K_{hk} e K_v _ classe d'uso II.

SLO	a_{\max}	0,521 m/s ²	SLV	a_{\max}	1,518 m/s ²
	β_s	0,20		β_s	0,24
	K_{hk}	0,011		K_{hk}	0,036
	K_v	0,005		K_v	0,018
SLD	a_{\max}	0,636 m/s ²	SLC	a_{\max}	1,961 m/s ²
	β_s	0,20		β_s	0,24
	K_{hk}	0,013		K_{hk}	0,048
	K_v	0,006		K_v	0,024

Figura 28. Calcolo dei coefficienti sismici K_{hk} e K_v _ classe d'uso III.

8.6. Indirizzi metodologici della D.G.R. 630/2019

Lo scopo della Delibera Regionale 630/2019, emessa dalla Giunta Regionale della Regione Emilia Romagna in data 29 aprile 2019, è quello di fornire i criteri per l'individuazione delle aree che potrebbero essere soggette ad effetti sismici locali in modo da orientare le scelte di pianificazione verso le aree a minor rischio.

La metodologia indicata per tali tipi di studio prevede due fasi di analisi, con diversi livelli di approfondimento.

La prima fase ha carattere qualitativo ed è diretta ad identificare le parti di territorio suscettibili di effetti locali (amplificazione del segnale sismico, cedimenti, instabilità dei versanti, fenomeni di liquefazione, rotture del terreno, ecc.). Essa viene realizzata sulla base di rilievi, osservazioni e valutazioni di tipo geologico e geomorfologico, svolte a scala territoriale, associati a raccolte di informazioni sugli effetti indotti dai terremoti passati.

La seconda fase ha invece come obiettivo la microzonazione sismica del territorio.

In corrispondenza del sito è presente un litotipo che può determinare amplificazione ($V_s < 800$ m/s).

L'analisi semplificata del secondo livello di approfondimento prevede la valutazione dei fattori di amplificazione FA sulla base delle velocità medie delle onde di taglio all'interno della copertura (V_sH) o nei primi 30 metri dalla superficie (V_{s30}), calcolate secondo le seguenti formule:

$$V_{sH} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N h_i / V_{si}}$$

dove:

N è il numero di strati del profilo sismico corrispondenti alla copertura,
H è lo spessore totale (in m) dei terreni di copertura o profondità del tetto del substrato rigido,
 h_i = spessore (in m) dello strato i-esimo (fino al substrato rigido),
 V_{si} = velocità (in m/s) dello strato i-esimo (fino al substrato rigido);

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

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

Il calcolo del FA è stato eseguito esaminando il profilo di velocità ottenuto dalla prova MASW+HV, dal quale sono stati quantificati i valori del parametro (V_{s30}), che per il sito di progetto è pari 296 m/s.

La Delibera Regionale, per un'analisi semplificata del secondo livello, propone l'utilizzo di una serie di tabelle di carattere empirico che mettono in relazione i valori di V_{sH} o di V_{s30} con i fattori di amplificazione. Le varie tabelle rispecchiano situazioni geologiche tipiche del territorio regionale, tra le quali occorre scegliere quella che meglio corrisponde alle caratteristiche dell'area di studio. I fattori stimati esprimono l'amplificazione del moto sismico al passaggio dal bedrock alla superficie. Essi possono essere espressi sia come rapporto di PGA che come rapporto tra le intensità spettrali calcolate sugli spettri di accelerazione e velocità all'interno di due intervalli distinti.

La scelta dell'abaco per la stima dei fattori di amplificazione è stata valutata sulla base delle caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo e in accordo con la "Carta Sismotettonica della Regione Emilia Romagna e aree limitrofe" (Regione Emilia Romagna, 2017). Nello specifico, si è scelto di utilizzare la Tabella PIANURA 2, proposta dagli indirizzi regionali (cfr. DGR 630/2019):

V_{s30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,7	1,7	1,7	1,6	1,5	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	1,6	1,5
SA2	2,7	2,7	2,4	2,1	1,9	1,8
SA3	3,3	3,2	2,8	2,5	2,3	2,1
SA4	3,3	3,1	2,7	2,4	2,1	1,9

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

V_{s30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6
SI2	3,1	3,0	2,7	2,4	2,1	2,0
SI3	3,6	3,3	2,9	2,5	2,2	2,0

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

Figura 29. Abacchi utilizzati per la stima dei FA.

Si ottengono dunque i seguenti valori:

Sito	FA PGA	FA SA1	FA SA2	FA SA3	FA SA4
Castello di Calendasco	1.6	1.7	2.1	2.5	2.4

Sito	FA SI1	FA SI2	FA SI3
Castello di Calendasco	1.8	2.4	2.5

9.0 Verifiche

9.1. Liquefazione

Il sito in studio deve essere stabile nei confronti della liquefazione, il processo in seguito al quale un sedimento che si trova al di sotto del livello della falda perde temporaneamente resistenza e si comporta come un liquido viscoso a causa di un aumento della pressione neutra e di una riduzione della pressione efficace.

La liquefazione ha luogo quando la pressione dei pori aumenta fino a eguagliare la pressione intergranulare. L'incremento della pressione neutra è indotto dalla tendenza di un materiale granulare a compattarsi quando è soggetto ad azioni cicliche di un sisma, con conseguente aumento del potenziale di liquefazione del terreno.

La liquefazione può determinare una perdita di resistenza al taglio o ad un accumulo di deformazioni plastiche nei terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

La verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesta almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massima attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0.1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC18.

La presenza delle litologie descritte nel sedime riflettono un'occorrenza assai rara di eventuali fenomeni di liquefazione, la verifica è stata pertanto omessa.

9.2. Fondazioni superficiali

La sicurezza del complesso fondazione-terreno è stata verificata a titolo esemplificativo nei confronti del collasso per carico limite. Le NTC18 prevedono l'utilizzo del seguente approccio:

- approccio 2 combinazione 1 ($A1+M1+R3$) (STR-GEO).

Nella pagine successive si riportano a titolo esemplificativo le resistenze al collasso ai sensi delle NTC18 calcolate con il software LoadCap (Geostru). Sono anche riportati i carichi ammissibili secondo il D.M. 11.03.1988.

Le analisi sono state fatte facendo le seguenti assunzioni:

- condizioni non drenate e drenate;
- condizioni statiche e sismiche secondo i parametri più gravosi calcolati da DGR 630/2019 e precisamente:
 - $ag=0.164g$ e $Kh=0.040$ e $Kv=0.020$ per classe d'uso III,
 - $ag=0.142g$ e $Kh=0.034$ e $Kv=0.017$ per classe d'uso II,
- fondazione continua ($B=1,0-1,2$ e $L=8,0m$); piano di posa orizzontale impostato entro il livello **LA**s e **GS**_{high}, considerando una profondità di posa di 1.0 m da p.c. e altezza di incastro pari 0.5 m;
- falda a profondità di 2.0 m da piano campagna;
- eccentricità nulla.

Il carico limite (q_{ult}) per la determinazione della resistenza al collasso ($R_{d, coll}$) è stato calcolato con le seguenti formule.

Formula di Terzaghi (1955)

$$q_{ult} = c \times N_C \times s_C \times z_C + \gamma \times D \times N_q \times z_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times z_\gamma$$

Formula di Vesic (1975)

$$q_{ult} = c \times N_C \times s_C \times d_C \times b_C \times g_C \times z_C + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q \times b_q \times g_q \times z_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \times b_\gamma \times g_\gamma \times z_\gamma$$

Formula di Brinch-Hansen (1970)

$$q_{ult} = c \times N_C \times s_C \times i_C \times d_C \times b_C \times g_C \times z_C + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times i_q \times d_q \times b_q \times g_q \times z_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times b_\gamma \times g_\gamma \times z_\gamma$$

dove:

γ	=	Peso di volume (kN/m^3);
c	=	Coesione (kN/m^2);
D	=	Profondità di incasso della fondazione (m);
B	=	Larghezza della fondazione (m);
L	=	Lunghezza della fondazione (m);
η	=	Inclinazione della base rispetto all'orizzontale ($^\circ$);
β	=	Inclinazione del pendio rispetto ad un piano campagna orizzontale ($^\circ$);
N_c, N_q, N_γ	=	Fattori di capacità portante;
s_c, s_q, s_γ	=	Fattori di forma delle fondazioni, in funzione di B e L ;
d_c, d_q, d_γ	=	Fattori di profondità delle fondazioni, in funzione di B e D ;
i_c, i_q, i_γ	=	Fattori di inclinazione del carico;
b_c, b_q, b_γ	=	Fattori di base inclinata;
g_c, g_q, g_γ	=	Fattori di terreno (base su pendio);
z_c, z_q, z_γ	=	Fattori correttivi per sisma (effetti inerziali da Paolucci & Pecker, 1997)

Nelle verifiche sono stati utilizzati i seguenti valori dei parametri geotecnici.

	ϕ ($^\circ$)	C' (kN/m^2)	C_u (kN/m^2)	Med (MN/m^2)	E (MN/m^2)
livello LAs	24	4	52	3,8	4,0
livello GS_{high}	32	-	-	-	31,4

		Carico ammissibile (kN/m^2)	
	Autore	D.M. 11.3.88	Combinazione A1+M1+R3
B=1.0 m L=8.0 m	Terzaghi (1955)	101,80	132,78
	Vesic (1975)	129,96	169,51
	Brinch-Hansen (1970)	94,32	123,03
B=1.2 m L=8.0 m	Terzaghi (1955)	101,80	132,78
	Vesic (1975)	124,46	162,34
	Brinch-Hansen (1970)	94,77	123,61

Tabella 9. Resistenza al collasso a breve termine (condizione non drenata)_ posa su livella **LAs**.

		Carico ammissibile (kN/m^2)		
	Autore	D.M. 11.3.88	Combinazione A1+M1+R3	Combinazione A1+M1+R3 sisma
B=1.0 m L=8.0 m	Terzaghi (1955)	91,09	118,81	115,76
	Vesic (1975)	102,93	134,25	130,82
	Brinch-Hansen (1970)	98,64	128,66	125,43
B=1.2 m L=8.0 m	Terzaghi (1955)	96,24	125,53	122,26
	Vesic (1975)	105,07	137,04	133,48
	Brinch-Hansen (1970)	100,43	131,00	127,66

Tabella 10. Resistenza al collasso a lungo termine (condizione drenata)_ posa su livella **LAs** _ classe d'uso III.

		Carico ammissibile (kN/m^2)		
	Autore	D.M. 11.3.88	Combinazione A1+M1+R3	Combinazione A1+M1+R3 sisma
B=1.0 m L=8.0 m	Terzaghi (1955)	182,02	237,42	231,99
	Vesic (1975)	196,92	256,86	250,98
	Brinch-Hansen (1970)	189,19	246,77	241,12
B=1.2 m L=8.0 m	Terzaghi (1955)	199,61	260,36	254,41
	Vesic (1975)	211,82	276,29	269,96
	Brinch-Hansen (1970)	202,98	264,76	258,70

Tabella 11. Resistenza al collasso a lungo termine (condizione drenata) _ posa su livello **GS_{high}** _ classe d'uso III.

		Carico ammissibile (kN/m ²)		
	Autore	D.M. 11.3.88	Combinazione A1+M1+R3	Combinazione A1+M1+R3 sisma
B=1.0 m L=8.0 m	Terzaghi (1955)	91,09	118,81	116,23
	Vesic (1975)	102,93	134,25	131,35
	Brinch-Hansen (1970)	98,64	128,66	125,92
B=1.2 m L=8.0 m	Terzaghi (1955)	96,24	125,53	122,76
	Vesic (1975)	105,07	137,04	134,03
	Brinch-Hansen (1970)	100,43	131,00	128,17

Tabella 12. Resistenza al collasso a lungo termine (condizione drenata) _ posa su livella **Las** _ classe d'uso II.

		Carico ammissibile (kN/m ²)		
	Autore	D.M. 11.3.88	Combinazione A1+M1+R3	Combinazione A1+M1+R3 sisma
B=1.0 m L=8.0 m	Terzaghi (1955)	182,02	237,42	232,82
	Vesic (1975)	196,92	256,86	251,87
	Brinch-Hansen (1970)	189,19	246,77	241,98
B=1.2 m L=8.0 m	Terzaghi (1955)	199,61	260,36	255,32
	Vesic (1975)	211,82	276,29	270,93
	Brinch-Hansen (1970)	202,98	264,76	259,62

Tabella 13. Resistenza al collasso a lungo termine (condizione drenata) _ posa su livello **GS_{high}** _ classe d'uso II.

10.0 Conclusioni e suggerimenti

Il presente elaborato è stato prodotto a supporto del progetto di consolidamento del Castello di Calendasco, comune di Calendasco.

L'area di studio è ubicata entro l'unità litologica definita come subsintema di Ravenna (AES8), affiorante in questa porzione territoriale anche come Unità di Modena (AES8a).

Il **Subsintema di Ravenna (AES8)** comprende ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi (depositi intravallivi terrazzati e di conoide) e limi e limi sabbiosi (depositi di interconoide). Il profilo di alterazione varia da qualche decina di cm fino ad 1 m. Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è inferiore a 20 metri. Su base morfologica, archeologica e pedostratigrafica viene distinta, all'interno del Subsintema di Ravenna, l'**Unità di Modena (AES8a)**, affiorante nell'area di studio. Si tratta di ghiaie prevalenti con livelli e lenti di sabbie, ricoperte da una coltre limoso-argillosa discontinua. Lo spessore massimo dell'unità è di qualche metro. Rappresentano i depositi alluvionali terrazzati adiacenti all'alveo di piena degli attuali corsi d'acqua.

La Tav.N1_Litologia di superficie e morfologia, allegata al Quadro Conoscitivo del PSC di Calendasco (di cui si riporta un estratto in figura successiva), rileva come l'area di studio sia ubicata all'intersezione di tre zone con litologie di superficie leggermente differenti e precisamente:

- Terreni di tipo 3: sedimenti prevalentemente di natura ghiaiosa con copertura limoso sabbiosa di spessore compresa fra 2 e 5m;
- Terreni di tipo 5: sedimenti prevalentemente di natura sabbiosa-limosa con copertura limoso argillosa di spessore inferiore a 2m;
- Terreni di tipo 6: sedimenti prevalentemente di natura sabbiosa-limosa con copertura limoso argillosa sabbiosa di spessore compresa fra 2 e 5m.

La Tavola N2 "**Idrogeologia e vulnerabilità degli acquiferi**" del PSC classifica il sito in studio come zona contraddistinta da depositi ad alta permeabilità (sabbie e ghiaie) ed area di ricarica degli acquiferi A-B, la vulnerabilità degli acquiferi è definita come medio-bassa.

La tavola N2, segnala una superficie piezometrica di 50-51 m s.l.m. (settembre 2012), corrispondente ad una soggiacenza di circa 2-3 m dal piano campagna. Il sondaggio geognostico, eseguito a febbraio 2021, e spinto fino alla profondità massima di m 10 metri hanno consentito di verificare la presenza della falda a circa 2.10 metri dalla quota di inizio sondaggio.

Nell'area in studio sono state realizzate 3 prove penetrometriche (1 statica e 2 dinamiche), 1 indagine sismica MASW+HVSr e un sondaggio a carotaggio continuo.

Le prove penetrometriche hanno permesso di ricostruire lo schema stratigrafico generale riportato di seguito. Dall'alto verso il basso sono stati riconosciuti i seguenti livelli:

- *unità riporto antropico (RP)*, rinvenibile da piano campagna a circa 1.0 metro di profondità, costituito da ghiaia ed inerti grossolani aventi medio-alta consistenza;

- *unità limo-argillosa (LAs)*: limi ed argille con deboli intercalazioni sabbiose di medio bassa consistenza rinvenibili fino alla profondità di 3.0 metri dal piano campagna.

- *unità ghiaio-sabbiosa (GS)*: ghiaietto e ghiaie-sabbiose rinvenibili rispettivamente a profondità maggiori di 3.0 metri. La consistenza è assai variabile lungo la verticale indagata: si rinviene uno strato più resistente tra 3.0 m e 5.6 m di profondità (**GS_{high}**), mentre tra 5.6 e 7.8 metri di profondità si registra un livello quasi sciolto (**GS_{low}**).

Questa stratigrafia è stata poi confermata, con poche variazioni, dall'esecuzione del sondaggio, come osservabile nel paragrafo 6.3.

Le prove penetrometriche, oltre ad indicazioni di carattere litologico, hanno consentito di ricavare, mediante l'utilizzo di correlazioni matematiche, le proprietà geotecniche dei terreni.

Di seguito si riferiscono le risultanze delle elaborazioni delle indagini penetrometriche per la determinazione dei parametri geotecnici caratteristici.

Unità geotecnica	Comportamento prevalente	Massa volumica γ_k (kN/m ³)	Coesione non drenata c_u k (kN/m ²)	Modulo Edometrico M_{ed} k (MN/m ²)	Modulo Elastico E_k (MN/m ²)	Parametri efficaci	
						Angolo d'attrito ϕ' k (°)	Coesione c' k (kN/mq)
RP	Incoerente	19-20	-	-	-	30	-
LAs	Coesivo-Incoerente	18-19	52-56	3,8-4,7	4,0-4,5	24-26	4
GS_{high}	Incoerente	19,5-20,5	-	-	31,4-42,5	32-34	-
GS_{low}	Incoerente	18-19	-	-	15,6-18,4	25-26	-

I parametri geotecnici dei materiali attritivi sono stati poi determinati tramite le più autorevoli correlazioni reperite in bibliografia geologica partendo dai valori di N_{SPT} scaturiti dall'esecuzione di nr.3 prove S.P.T. lungo il foro di sondaggio e precisamente alle profondità di 2.00-2.45 m; 7.50-7.95 m; 9.00-9.45 m.

Come è osservabile nel paragrafo 7.0 i valori dei parametri geotecnici ricavati sono molto simili a quelli ottenuti dall'elaborazione delle indagini penetrometriche; ciò è sinonimo di una buona corrispondenza del modello stratigrafico e geotecnico considerato.

La classificazione sismica dei Comuni stabilita al punto 3 dell'Allegato 1 dell'Ordinanza n. 3274/2003 fa rientrare il Comune di Calendasco in Zona 3. L'O.P.C.M. 3519 del 28 Aprile 2006 suddivide altresì le zone 1, 2 e 3 in sottozone caratterizzate da valori di a_g con intervalli non minori di 0.025g. La mappa di pericolosità sismica, consultabile interamente all'indirizzo <http://zonesismiche.mi.ingv.it>, assegna al sito un valore di $a(g)$ compreso tra 0.075 e 0.100g.

La prova sismica MASW+HVSr ha rivelato una $V_{s,eq}$ al piano campagna rispettivamente pari a 296 m/s, il sottosuolo è dunque corrispondente ad una categoria di sottosuolo tipo C.

La Carta delle aree suscettibili di effetti locali (tavola A4.02 del PTCP di Piacenza) evidenzia come l'area ricada in corrispondenza di depositi detritici, depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o indifferenziati (D). L'effetto atteso è l'amplificazione litologica. Altre importanti considerazioni dal punto di vista sismico sono riferite nei paragrafi dall'8.1 al 8.6.

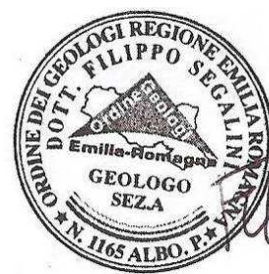
Le resistenze di progetto riguardanti il collasso per carico limite sono riferite a titolo esemplificativo nel §9.2.

In considerazione di quanto sopra esposto, valutando le condizioni attuali, si esprime un **parere geologico positivo** all'esecuzione dell'intervento e si forniscono le seguenti indicazioni progettuali e costruttive:

- evitare di rimaneggiare e deteriorare il terreno di fondazione e non realizzare eventuali sottofondazioni, possibilmente, dopo periodi particolarmente piovosi o siccitosi;
- regolarizzare i piani di posa degli elementi strutturali di fondazione e proteggerli con magrone o altro materiale idoneo;
- realizzare captazione, smaltimento e monitoraggio delle acque di scarico di tutti i pluviali e di tutti i piazzali nei più vicini collettori idrici, onde evitarne l'infiltrazione nel sedime fondazionale;
- limitare gli scavi allo stretto necessario per le esigenze progettuali, adottando tutti gli accorgimenti utili, onde evitare, durante e dopo l'esecuzione, eventuali danni alla stabilità dei terreni ed al buon regime delle acque;

Morfasso, marzo 2021

IL GEOLOGO
Dott. Filippo Segalini



Handwritten signature of Filippo Segalini

ALLEGATO A – PROVE PENETROMETRICHE

Corsi Gian Luca



Via Prevostura n° 48 Piacenza

Tel: 347/2301270

info: gianpunto.com@gmail.com

Data: Gennaio 2021					P.iva: 01363690338 - CODE: SUBM70N				
Commessa: Castello di Calendasco					Latitudine:				
Responsabile prova: Dr.Geol. Filippo Segalini					Longitudine:				
Profondità falda: -					Altitudine:				
Prova CPT1			Prova DIN1		Prova DIN2				
Prof. Metri	Rp/cp	Rp+Rl	Prof. Metri	N.colpi	Prof. Metri	N.colpi	Prof. Metri	Rp/cp	Rp+Rl
0,2	1	2	0,2	5	0,2	7	0,2		
0,4	99	124	0,4	7	0,4	8	0,4		
0,6	52	78	0,6	4	0,6	12	0,6		
0,8	88	123	0,8	3	0,8	22	0,8		
1,0	72	104	1,0	4	1,0	32	1,0		
1,2	115	167	1,2	2	1,2	38	1,2		
1,4	23	39	1,4	2	1,4	45	1,4		
1,6	11	28	1,6	2	1,6	50	1,6		
1,8	12	22	1,8	1	1,8		1,8		
2,0	19	38	2,0	3	2,0		2,0		
2,2	15	23	2,2	2	2,2		2,2		
2,4	19	32	2,4	2	2,4		2,4		
2,6	18	31	2,6	2	2,6		2,6		
2,8	99	163	2,8	4	2,8		2,8		
3,0	256	324	3,0	2	3,0		3,0		
3,2	199	243	3,2	14	3,2		3,2		
3,4	278	352	3,4	17	3,4		3,4		
3,6	356	415	3,6	21	3,6		3,6		
3,8	530		3,8	28	3,8		3,8		
4,0			4,0	29	4,0		4,0		
4,2			4,2	27	4,2		4,2		
4,4			4,4	32	4,4		4,4		
4,6			4,6	22	4,6		4,6		
4,8			4,8	16	4,8		4,8		
5,0			5,0	12	5,0		5,0		
5,2			5,2	19	5,2		5,2		
5,4			5,4	12	5,4		5,4		
5,6			5,6	10	5,6		5,6		
5,8			5,8	8	5,8		5,8		
6,0			6,0	5	6,0		6,0		
6,2			6,2	5	6,2		6,2		
6,4			6,4	4	6,4		6,4		
6,6			6,6	3	6,6		6,6		
6,8			6,8	1	6,8		6,8		
7,0			7,0	1	7,0		7,0		
7,2			7,2	1	7,2		7,2		
7,4			7,4	2	7,4		7,4		
7,6			7,6	8	7,6		7,6		
7,8			7,8	9	7,8		7,8		
8,0			8,0	15	8,0		8,0		
8,2			8,2	14	8,2		8,2		
8,4			8,4	16	8,4		8,4		
8,6			8,6		8,6		8,6		
8,8			8,8		8,8		8,8		
9,0			9,0		9,0		9,0		
9,2			9,2		9,2		9,2		
9,4			9,4		9,4		9,4		
9,6			9,6		9,6		9,6		
9,8			9,8		9,8		9,8		
10,0			10,0		10,0		10,0		

ALLEGATO B – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Prova CPT1-DIN1



Prova DIN2



Stendimento sismico MASW



Indagine HVSR



Esecuzione Sondaggio S1



Esecuzione Sondaggio S1

