

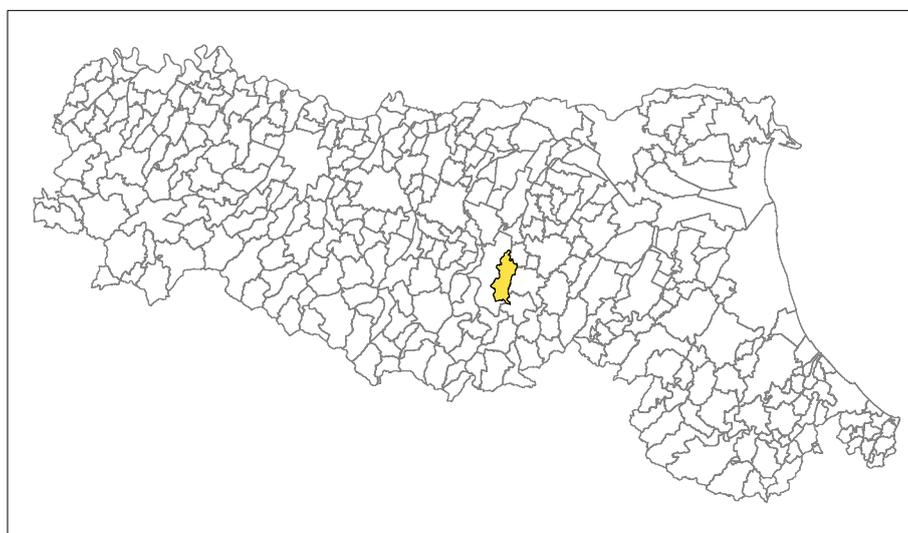
Attuazione dell'articolo 11 dalla legge 24 giugno 2009. n.77

MICROZONAZIONE SISMICA

Relazione illustrativa

Regione Emilia-Romagna

Comune di Monte San Pietro



Regione	Emilia-Romagna	Soggetto realizzatore	R.T.I.:	Data	Novembre 2016
		  			

Unione dei Comuni Valli del Reno, Lavino e Samoggia

**REDAZIONE DELL'ANALISI DELLA CONDIZIONE
LIMITE PER L'EMERGENZA (CLE) E DI LOCALI
APPROFONDIMENTI DI LIVELLO 3 DELLO
STUDIO DI MICROZONAZIONE SISMICA DEI
COMUNI DELL'AREA BAZZANESE: MONTE SAN
PIETRO, VALSAMOGGIA E ZOLA PREDOSA**

COMUNE DI MONTE S.PIETRO

RELAZIONE ILLUSTRATIVA

approvato
Marco Andreoli
verificato
Giovanni Carra
elaborato
Mattia Galletti

0	MG	GV	AN	Novembre 2016
rev.	sigle			data

codice elaborato 0564-01-01-01R-00



Mod. PO01/06
Rev. 1
Data emissione: 02.2014

Indice

1	Introduzione.....	1
2	Definizione della pericolosità di base e degli eventi di riferimento.....	3
2.1	Sismicità storica dell'area.....	4
2.2	Sorgenti sismogenetiche.....	6
2.1	Zonazione Sismogenetica.....	7
3	Assetto geologico e geomorfologico dell'area.....	9
3.1	Aspetti tettonici generali.....	9
3.2	Assetto stratigrafico.....	11
3.2.1.	Depositi quaternari continentali.....	11
3.2.2.	Successione neogenica quaternaria di margine.....	12
3.2.3.	Successione epiligure.....	12
3.2.4.	Successione ligure.....	13
3.2.5.	Successione subligure.....	14
3.3	Contestualizzazione delle aree in studio.....	14
3.3.1.	Monte San Giovanni.....	14
3.3.2.	Chiesa Nuova.....	15
3.3.3.	Montepastore.....	16
3.3.4.	Calderino.....	17
4	Dati geotecnici e geofisici.....	20
4.1	HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio).....	20
4.2	MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).....	21
4.3	Prova sismica in foro Down Hole (DH).....	22
4.4	Profilo sismico a rifrazione.....	22
4.5	Prova penetrometrica statica (CPTU).....	23
4.6	Sondaggio geognostico.....	23
5	Modello del sottosuolo.....	24
5.1.1.	Monte San Giovanni.....	24
5.1.2.	Chiesa Nuova.....	24
5.1.3.	Montepasore.....	25
5.1.4.	Calderino.....	25
6	Interpretazione e incertezze.....	27
7	Metodologie di elaborazione e risultati.....	28
7.1	Analisi di RSL con metodi numerici monodimensionali (EERA).....	28
7.1.1.	Risultati.....	34
7.1.1.1	Chiesa Nuova.....	34
7.1.1.2	Calderino.....	37

7.1.1.3	Monte San Giovanni.....	42
7.1.1.4	Montepastore.....	45
7.2	Calcolo degli effetti topografici.....	48
7.3	Verifica alla possibilità di liquefazione	51
7.3.1.	Elaborazione	56
7.4	Determinazione dei valori di instabilità di versante in condizioni dinamiche.....	57
7.4.1.	Metodo di Janbu (1967)	58
7.4.2.	Metodo degli spostamenti (Newmark, 1965)	60
7.4.3.	Risultati.....	61
8	Elaborati cartografici.....	66
8.1	Carta delle indagini	66
8.2	Carta Geologico Tecnica per la microzonazione sismica	66
8.3	Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica	67
8.3.1.	Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali.....	68
8.3.2.	Zone di attenzione per le instabilità	75
8.4	Carta di Microzonazione Sismica	77
8.4.1.	Zone suscettibili di instabilità.....	78
8.5	Carta delle frequenze naturali dei terreni	78
8.6	Carta delle velocità delle onde di taglio S (Vs).....	80
8.7	Carta delle sezioni	80
9	Commenti finali e criticità	81
10	Bibliografia	82
11	Allegati	84

1 Introduzione

Il presente lavoro è stato condotto su incarico delle Amministrazioni dei Comuni di Valsamoggia, Monte S.Pietro e Zola Predosa ed è stato finalizzato, secondo i contenuti del disciplinare di incarico, alla "REDAZIONE DELL'ANALISI DELLA CONDIZIONE LIMITE PER L'EMERGENZA (CLE) E DI LOCALI APPROFONDIMENTI DI LIVELLO 3 DELLO STUDIO DI MICROZONAZIONE SISMICA DEI COMUNI DELL'AREA BAZZANESE: MONTE SAN PIETRO, VALSAMOGGIA E ZOLA PREDOSA. I principali riferimenti tecnici e normativi sono i seguenti:

- Deliberazione di Giunta della Regione Emilia-Romagna n. 1919 del 16/12/2013,
- Deliberazione dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna n. 112 del 02/05/2007 e relativo Allegato,
- DGR 2193/2015 Aggiornamento dell'atto di coordinamento di cui alla Deliberazione dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna n. 112 del 02/05/2007,
- Ordinanza del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 52 del 20 Febbraio 2013
- Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile 15 Aprile 2013 e relativi Allegati,
- "Indirizzi e criteri generali per la microzonazione sismica" approvati dal Dipartimento della Protezione civile e dalla Conferenza Unificata delle Regioni e delle Province autonome, nonché della normativa Nazionale di settore vigente.
- Standard di rappresentazione e archiviazione informatica per la microzonazione sismica di riferimento sono quelli pubblicati dalla Commissione Tecnica per la Microzonazione Sismica nell'ottobre 2015 nella versione 4.0b.

Lo studio si è avvalso, inoltre, dei dati già raccolti ed elaborati per la formazione del Piano Strutturale dei Comuni dell'Area Bazzanese, per le Varianti agli strumenti urbanistici vigenti ai sensi dell'art. 41 L.R. 20/2000 e ss.mm.ii., e degli studi elaborati per il POC di Monteveglio vigente, e ha raccordato questi ultimi alle attività oggetto del presente incarico, al fine di consegnare gli elaborati e archiviare i dati come richiesto dalle specifiche tecniche allegate alla citata D.G.R. n. 1919 del 16/12/2013 (e successive modificazioni).

Le attività hanno riguardato inoltre:

- raffronto e coordinamento con l'Ufficio di Piano Associato e con gli Enti Sovraordinati per assicurare la coerenza con gli strumenti di pianificazione vigente e in corso di elaborazione (PSC e RUE approvati, Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale – PTCP – con particolare riferimento alla tematica della riduzione del rischio sismico);
- assistenza e consulenza alle Amministrazioni Comunali associate in tutte le fasi dell'iter formativo e approvativo dello Studio;
- analisi e validazione degli studi eventualmente già in possesso dei Comuni inerenti alle aree oggetto di incarico;
- rapporti con gli Organismi tecnici delle Amministrazioni Comunali associate, per sottoporre all'esame lo Studio in oggetto ed i relativi elaborati nelle varie fasi dell'incarico;
- Definizione delle metodologie per la elaborazione dello Studio in oggetto da concordare con la Provincia di Bologna e la Regione Emilia-Romagna: definizione della struttura, delle caratteristiche e dei contenuti, nel rispetto delle disposizioni normative pianificatorie e regolamentari;
- Stesura della bozza di CLE e di locali approfondimento di livello 3 della Microzonazione sismica (parte cartografica e parte descrittiva) da sottoporre ai competenti Uffici della Provincia di Bologna e della Regione Emilia-Romagna;
- Partecipazione alle fasi di presentazione e discussione dello Studio oggetto del presente incarico nelle sedi istituzionali previste (Regione Emilia-Romagna, Provincia di Bologna, altri Enti competenti);

- esame delle osservazioni e adeguamento alle richieste di modifica/integrazione eventualmente formulate dalla Regione Emilia-Romagna;
- redazione di tutta la documentazione tecnica illustrativa definitiva (relazioni, tabelle, grafici, tavole, ecc. come eventualmente modificati a seguito della richiesta di modifica/integrazione) necessaria per l'approvazione dello Studio e per l'acquisizione del Certificato di Conformità della Regione Emilia-Romagna.

2 Definizione della pericolosità di base e degli eventi di riferimento

Il territorio nazionale è stato suddiviso, in base a differenti valori di accelerazione orizzontale al suolo (a_g), in quattro zone a pericolosità decrescente. L'OPCM n. 3274 del 2003, che prevedeva questa suddivisione è stata poi aggiornata con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 il quale ha fornito alle Regioni uno strumento che permettesse di introdurre intervalli di accelerazione massima del suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s; cat A), da attribuire a 4 differenti "zone sismiche".

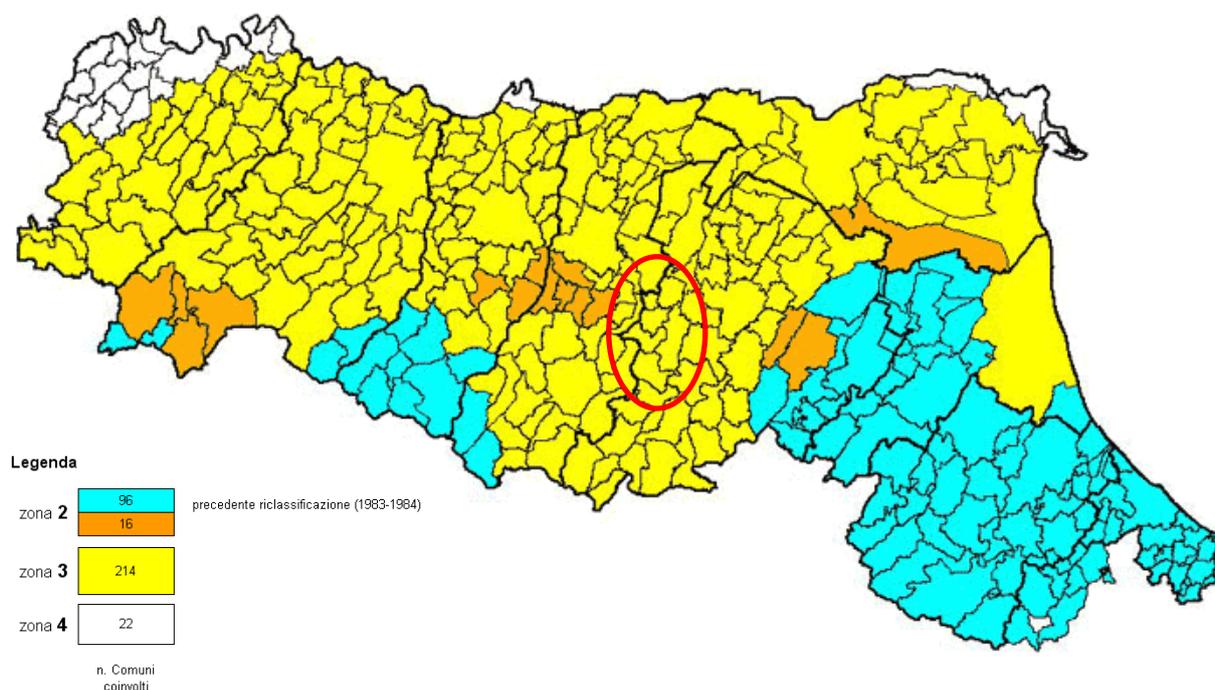


Fig. 1 Classificazione sismica della regione Emilia-Romagna in base all'OPCM n. 3274/2003

Come indicato in Fig. 1 e in Tab. 1, le aree in esame si trovano comprese in Zona 3, quindi si attendono valori di a_g/g compresi tra 0,05 e 0,15 con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni. In questa area quindi solo raramente si possono verificare terremoti di forte intensità.

Tab. 1 Classificazione delle zone sismiche in base al valore di accelerazione massima del suolo a_g .

Zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % i 50 anni [a_g/g]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (NTC) [a_g/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15 - 0,25	0,25
3	0,05 - 0,15	0,15
4	< 0,05	0,05

Con la successiva entrata in vigore delle NTC08, la pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, per una determinata probabilità di superamento, è stata ridefinita attraverso un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed un corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Secondo le Norme Tecniche per le Costruzione le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno TR (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'Allegato A alle NTC08:

ag = accelerazione orizzontale massima;

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Questi parametri vengono definiti in corrispondenza di un reticolo di riferimento nelle mappe interattive della pericolosità sismica (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>). Sempre in questa mappa è possibile ottenere i grafici di disaggregazione in termini di Magnitudo-Distanza che mettono in evidenza la pericolosità sismica di eventi sismici limitrofi.

2.1 Sismicità storica dell'area

Il territorio comunale di Monte San Pietro è contraddistinto da una storia sismica comprendente terremoti con intensità da media a forte. In alcune zone infatti si è raggiunto il 7° grado della scala Mercalli-Cancani-Sieberg (la quale considera gli effetti distruttivi su persone e cose per misurare l'intensità del sisma).

Le informazioni riguardanti gli eventi sismici avvenuti nelle aree in esame sono state ricavate dal database delle osservazioni macrosismiche dei territori italiani "DBMI11" (<http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/>).

Nelle figure successive viene rappresentata la storia sismica delle zone oggetto di studio, limitatamente ai terremoti con intensità epicentrale uguale o superiore a 4-5 (scala MCS). Saranno quindi elencati i terremoti più significativi che hanno coinvolto il territorio.

Storia sismica di Monte San Pietro [44.514, 11.129]

Numero di eventi: 7

Effetti	Data	Area epicentrale	Punti di osservazione macrosismiche	Intensità macrosismica epicentrale	Magnitudo momento Mw
Is (MCS)					
7	1929 04 20 01:09:46	Bolognese	109	7	5.34 ±0.13
6	1929 04 22 08:25:33	Bolognese	41		
5-6	1929 04 28 19:39:54	Bolognese	20		
5-6	1929 04 29 18:35:59	Bolognese	45		
6	1929 05 11 19:22:48	Bolognese	64		
NF	1965 11 09 15:35:01	ALTA V. SECCHIA	32	5	4.74 ±0.25
NF	2000 06 18 07:42:08	Parmense	300	5-6	4.43 ±0.09

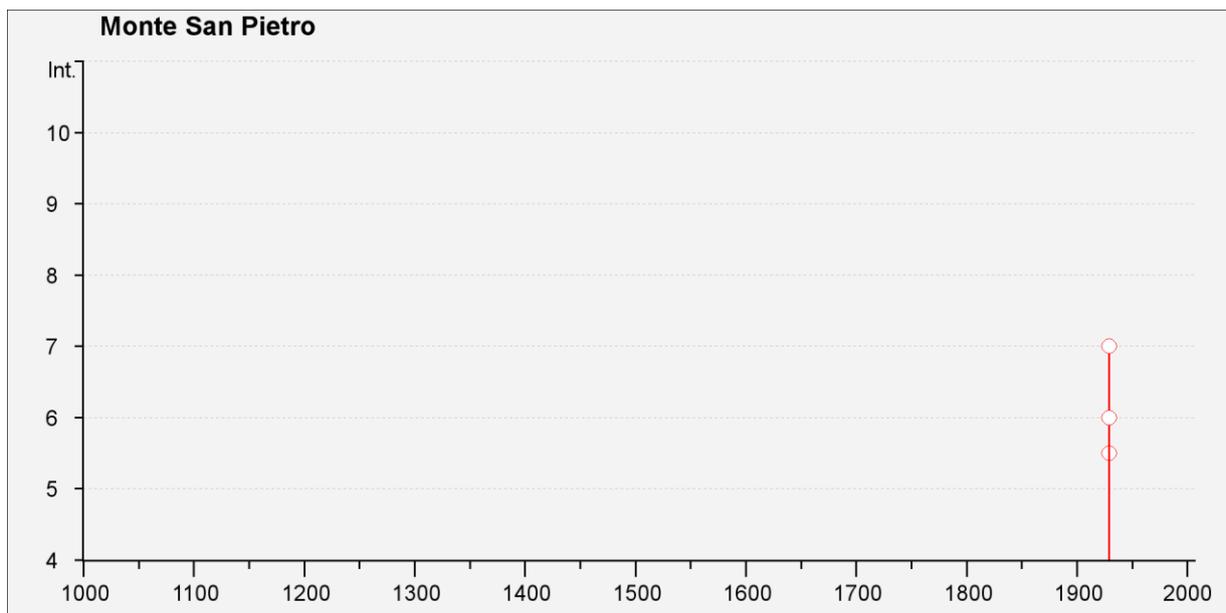


Fig. 2 Rappresentazione degli eventi sismici significativi nel comune di Monte San Pietro

La Fig. 2 evidenzia che nella zona di Monte S.Pietro il terremoto più significativo risulta essere il sisma del 1929 nell'area epicentrale Bolognese che produsse effetti del 7° grado MCS. Nella zona di Calderino il più significativo risale al 2003 nell'appennino bolognese (5,29 Mw)

Storia sismica di Calderino

[44.453, 11.195]

Numero di eventi: 4

Effetti	Data	Area epicentrale	Punti di osservazione macrosismiche	Intensità macrosismica epicentrale	Magnitudo momento Mw
Is (MCS)					
6	1929 04 20 01:09:46	Bolognese	109	7	5.34 \pm 0.13
5-6	1929 04 28 19:39:54	Bolognese	20		
6	1929 04 29 18:35:59	Bolognese	45		
5	2003 09 14 21:42:53	Appennino bolognese	133	6	5.29 \pm 0.09

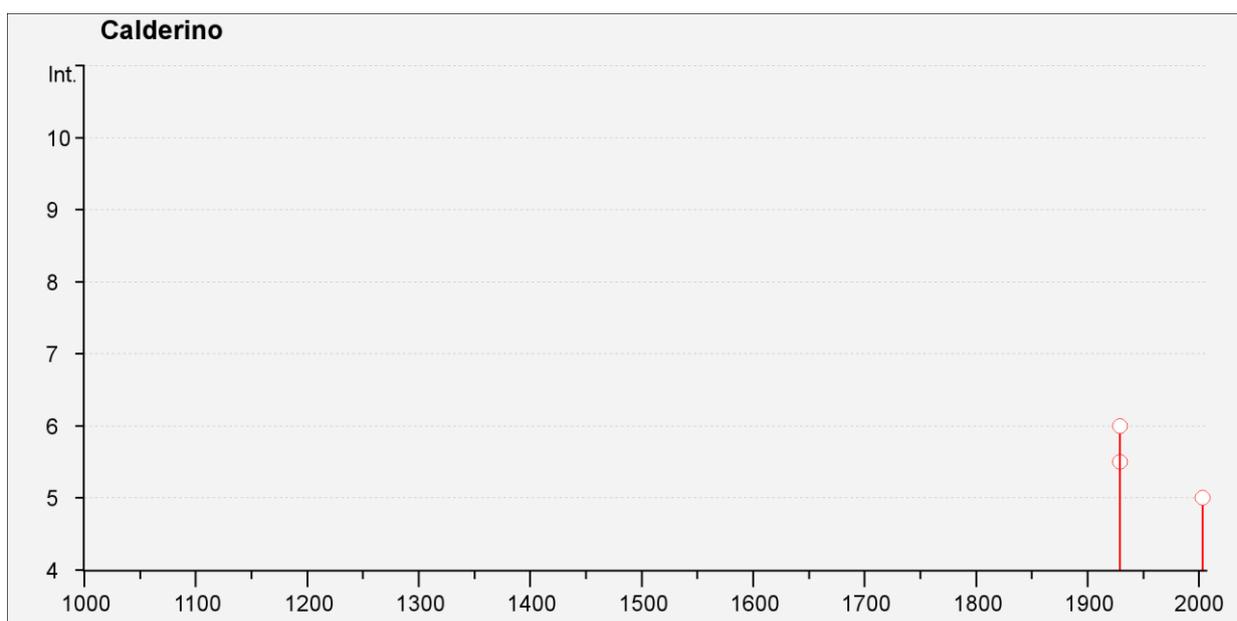


Fig. 3 Rappresentazione degli eventi sismici significativi nell'abitato di Calderino

Nelle tabelle sopra riportate il termine “Is” è riferito all’intensità al sito per ogni evento sismico, e la magnitudo del momento sismico (MMS – Moment Magnitude Scale). Quest’ultima è stata sviluppata come aggiornamento della scala Richter.

2.2 Sorgenti sismogenetiche

L’Istituto Nazionale di Geofisica e di Vulcanologia ha diffuso, nell’ambito del Progetto DISS (Database of Individual Seismogenic Sources), le informazioni riguardanti la distribuzione spaziale e le caratteristiche sismico-tettoniche delle Sorgenti Sismogenetiche presenti sul territorio nazionale. La Fig. 4 mostra le aree riferite alla versione più aggiornata DISS 3.2.0 “A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas” del 2015 (<http://diss.rm.ingv.it/diss/>).

Le aree oggetto di studio nel comune di Monte San Pietro si trovano nei pressi delle sorgenti sismogenetiche composite classificate come: “ITCS047: Castelvetro di Modena-Castel San Pietro Terme” a partire dalla quale possono svilupparsi sismi di magnitudo massima (Mw) pari a 6,0 (Scala Richter) con una profondità ipocentrale compresa tra i 2 e i 8 Km dalla superficie e “ITCS027: Bore-Montefeltro-Fabriano-Laga” dove possono verificarsi sismi di magnitudo massima 6,2 con profondità ipocentrale compresa tra i 12 e 22 Km dalla superficie. La sorgente sismogenetica composta rappresenta da un punto di vista geometrico la proiezione sulla superficie terrestre della superficie di faglia.

Nella ITCS047 sono presenti due sorgenti sismogenetiche individuali chiamate: “ITIS103: Crespellano” in cui la massima magnitudo che può manifestarsi è di 5,6 con profondità compresa tra 2 e 4,5 Km e più a est “ITIS091: Casalecchio di Reno” a partire dalla quale possono svilupparsi sismi di magnitudo massima pari a 5,5 ad una profondità ipocentrale compresa tra i 2 e i 4,2 Km dalla superficie.

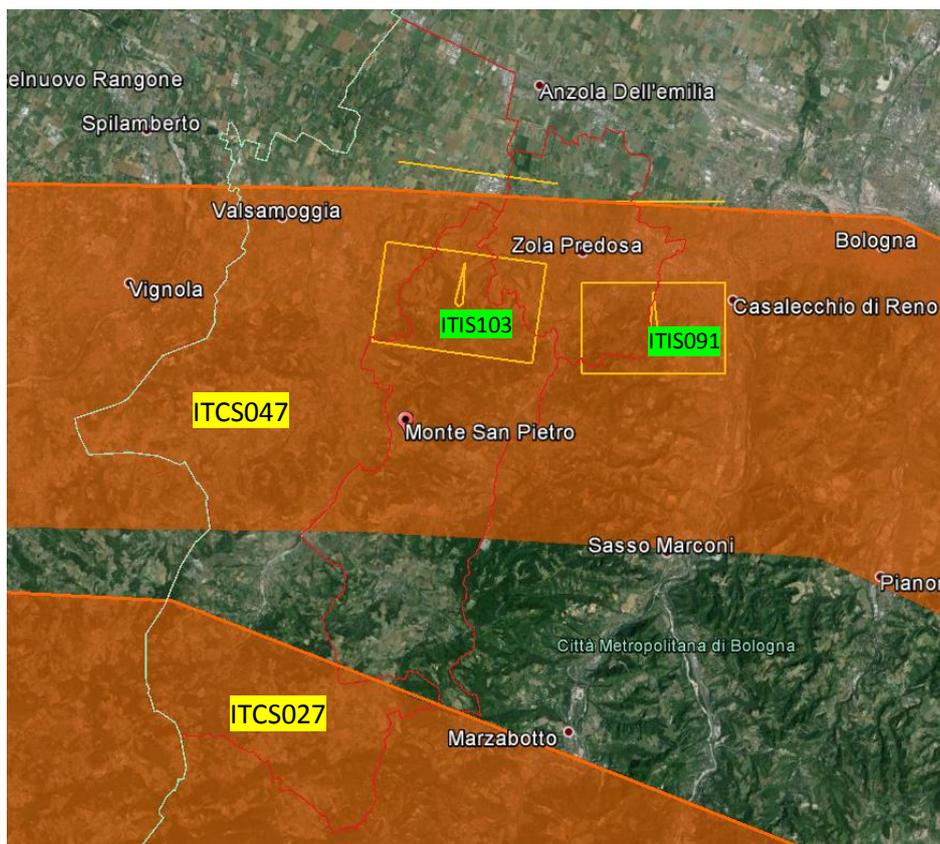


Fig. 4 Foto aerea con l’ubicazione delle Zone e delle Sorgenti sismogenetiche (Google Earth)

2.1 Zonazione Sismogenetica

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) ha prodotto una zonazione sismogenetica (ZS9) del territorio nazionale per soddisfare diversi requisiti, tra cui: recepire le conoscenze più recenti sulla tettonica attiva della penisola e sulla distribuzione delle sorgenti sismogenetiche, fornire per ogni zona una stima della profondità efficace dei terremoti (ovvero l'intervallo di profondità nel quale viene rilasciato il maggior numero di terremoti) e un meccanismo di fagliazione prevalente attraverso l'analisi cinematica di eventi geologici importanti che interessano la crosta superficiale e anche strutture profonde (INGV, Rapporto Conclusivo per il Dipartimento di Protezione Civile, 2004).

La ZS9 rappresenta la più recente zonizzazione sismogenetica del territorio nazionale ed è stata elaborata tenendo in considerazione i principali riferimenti informativi sui terremoti: progetto DISS e il Database Macrosismico Italiano (DBMI11) che contiene i dati di intensità utilizzati per la compilazione dei parametri del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani rilasciato nel dicembre 2011 (CPTI11).

Il territorio italiano è suddiviso in 36 aree differenti numerate da 901 a 936 cui vanno aggiunte 6 zone non utilizzate in quanto non contribuiscono alla pericolosità del territorio italiano o hanno un numero di eventi interno molto basso. Si possono distinguere le seguenti porzioni (vedi Fig. 5):

- Arco alpino: 901 ÷ 910
- Appennino settentrionale e centrale: 911 ÷ 923
- Appennino meridionale e avampaese apulo: 924 ÷ 928 e 931
- Calabria: 929 – 930
- Sicilia: 932 ÷ 936

Se si osserva Fig. 6 l'area in esame ricade completamente all'interno della zona 913 nel settore dell'Appennino settentrionale. Insieme alle zone 914 e 918 rappresenta una fascia in cui si verificano terremoti prevalentemente compressivi nel settore in esame e distensivi nella porzione più sud-orientale. Le profondità ipocentrali sono mediamente superiori rispetto alla fascia più esterna e le magnitudo raggiunte presentano di rado valori elevati.

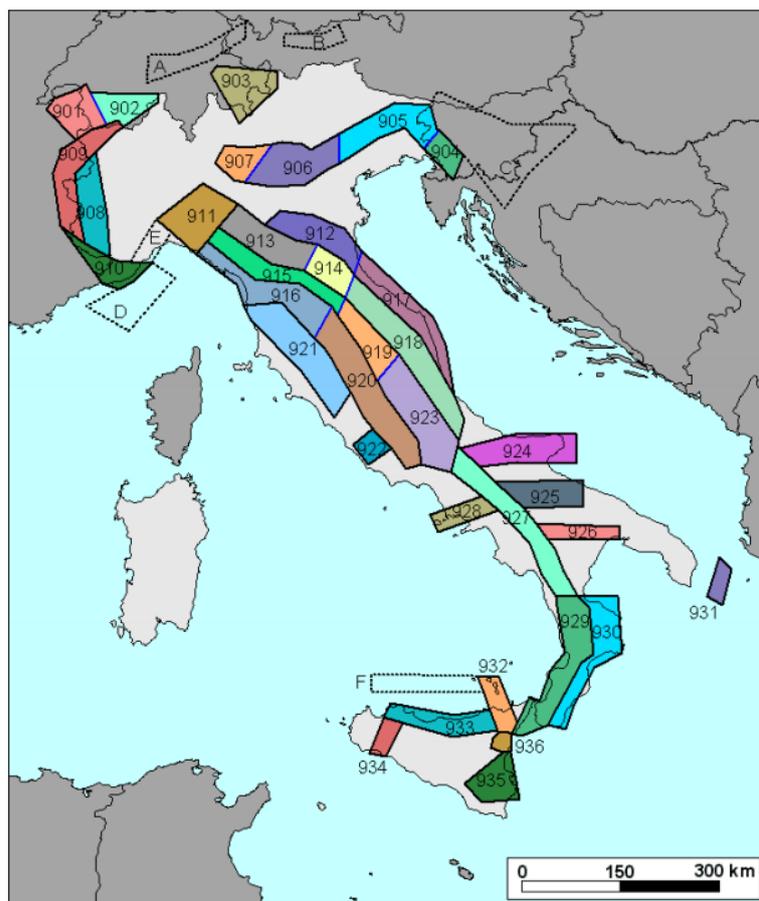


Fig. 5 Zonazione simogenetica ZS9. I limiti blu separano zone con analogo significato cinematico ma diverse caratteristiche sismiche (fonte: INGV, Rapporto Conclusivo per il Dipartimento di Protezione Civile, 2004)

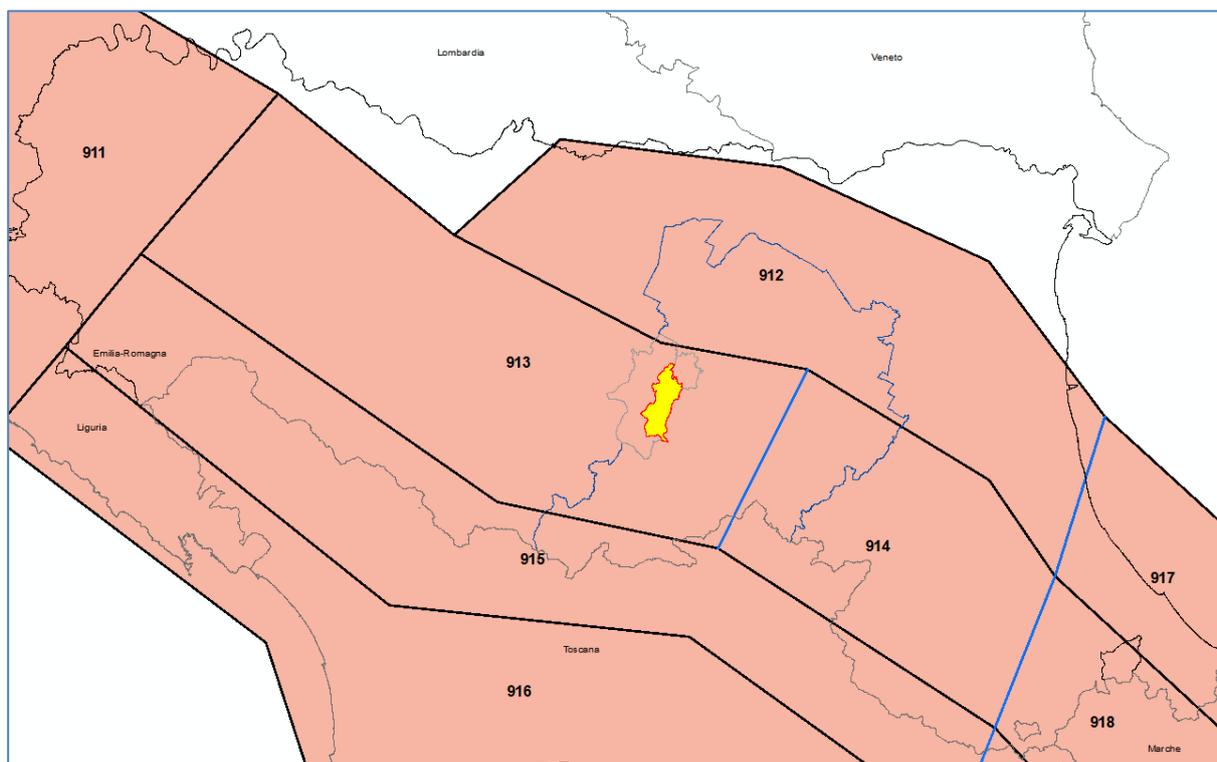


Fig. 6 Particolare di Fig. 5 in cui ricade il comune di Monte San Pietro

3 Assetto geologico e geomorfologico dell'area

Viste le dimensioni dell'area in esame, per realizzare un inquadramento geologico generale sono state considerate le sezioni e le note illustrative dei fogli CARG 237 Sasso Marconi (F. Panini, G. Bettelli et alii, 2002), 220 Casalecchio di Reno (L. Martelli, A. Benini et alii, 2009) e la Carta Geologica dell'Emilia-Romagna alla scala 1:10.000 consultabile sul sito del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna.

Le zone di interesse ricadono in diversi contesti del comune di Monte San Pietro il quale si estende dalle zone di margine, in cui la pianura termina contro i primi rilievi appenninici, e le zone montuose, per circa 75 km². Morfologicamente quindi è caratterizzata dal passaggio progressivo da una zona sub-pianeggiante (circa 56 m s.l.m.) ad un paesaggio collinare/montuoso con quote massime di circa 630m s.l.m..

È compresa longitudinalmente tra il Torrente Samoggia a ovest e il Torrente Lavino a est.

Gli affioramenti nelle zone in esame sono essenzialmente riconducibili: alla Successione evaporitica del margine padano, in cui sono presenti le Sabbie di Imola e le Argille Azzurre (rispettivamente IMO e FAA); al Dominio Ligure di cui fanno parte in questo caso le Argille Varicolori della Val Samoggia (AVS), la Formazione di Poggio (FPG); alla Successione Epiligure, di cui si ha la maggior manifestazione, con l'affioramento delle Breccie argillose della Val Tiepido-Canossa (MVT), della Formazione di Loiano (LOI), della Formazione del Termina (TER) ecc.; e alle Unità geologiche della successione Subligure (Argille e calcari del Torrente Lavinello – AVN, e Formazione di Montepastore - MPA).

Lungo il fondovalle del Torrente Lavino sono presenti numerosi dissesti che interessano tutte le formazioni affioranti. La causa principale, di tipo predisponente, è relativa al tipo di materiale coinvolto, che nella maggior parte dei casi è a tessitura pelitica (AVS, AVN), fortemente caoticizzato e alla facile erodibilità delle stesse. Risulta quindi facile l'innescare di fenomeni gravitativi per scivolamento o per colamento a causa anche di fenomeni di erosivi e di trasporto solito nell'alveo.

Nella parte settentrionale del territorio in esame sono presenti anche depositi alluvionali quaternari attribuibili al Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore e più precisamente al deposito terrazzato "AES8 – subsintema di Ravenna". Inoltre, sia in ambito pianeggiante che a quote più elevate nei settori intravallivi, affiora la porzione sommitale dell'AES8 di rango inferiore chiamata "AES8a – Unità di Modena".

3.1 Aspetti tettonici generali

Dal punto di vista tettonico l'Appennino settentrionale rappresenta una catena a falde caratterizzata dalla sovrapposizione di porzioni di elementi di differente origine paleogeografica. Nelle aree in studio si possono descrivere due differenti zone delimitate dal margine appenninico.

Quest'ultimo, spesso coincide con la struttura più interna del *Pede-Appenninic Thrust Front* (PTF – Boccaletti et alii, 1985). Il PTF rappresenta una serie di faglie inverse e sovrascorrimenti lungo il fronte appenninico che separa questa fascia con quella più esterna del bacino della Pianura Padana. Il fronte è caratterizzato da stress di tipo compressivo e a valle di esso sono presenti sistemi di thrust ad embrice ciechi a causa del loro seppellimento al di sotto dei depositi alluvionali della Pianura Padana. Le deformazioni importanti prodotte si manifestano per esempio come pieghe e faglie nelle Sabbie di Imola del Pleistocene medio. Inoltre la presenza di depositi alluvionali a quote più elevate rispetto all'alveo attuale indicano che questa zona dell'Appennino è stata interessata recentemente da importanti sollevamenti.

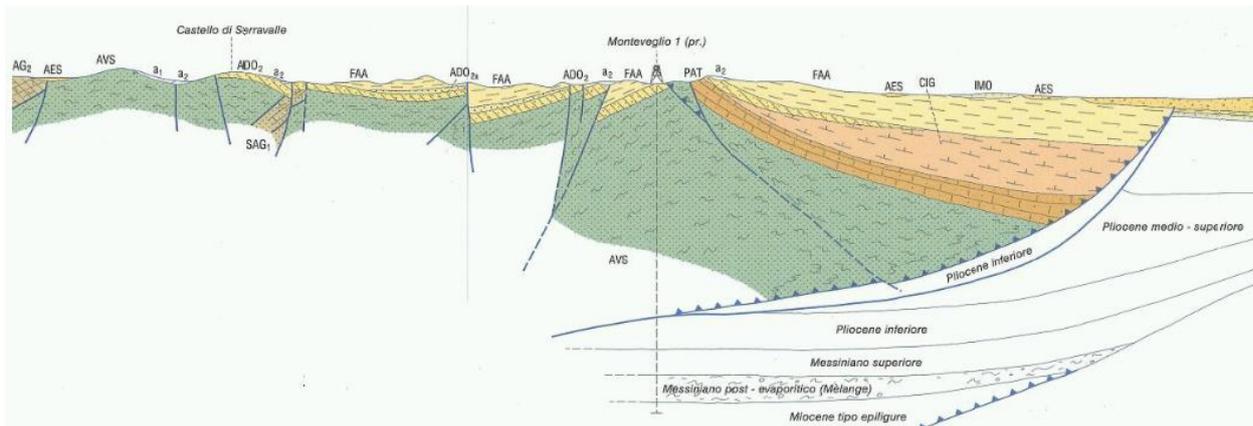


Fig. 7 Profilo trasversale dell'Appennino preso dal foglio 220 – Casalecchio di Reno lungo una sezione posta leggermente a ovest delle zone oggetto del nostro studio

In Fig. 7 si possono notare gli andamenti dei thrust sepolti e delle faglie normali a monte.

Il tratto più continuo del PTF, Linea Zola Predosa-Bazzano, funge da cerniera strutturale per tutte le unità alluvionali, definendo per esse il limite tra depositi intravallivi e depositi di pianura (foglio 220 Casalecchio di Reno).

Le principali strutture tettoniche inoltre risultano tagliate trasversalmente da faglie di trasferimento con andamento antiappenninico, in corrispondenza delle quali si sono innestati gli attuali corsi d'acqua della pianura.

In Fig. 8 è rappresentato lo schema tettonico dell'Emilia Romagna con l'ubicazione (rettangolo nero) della zona in esame.

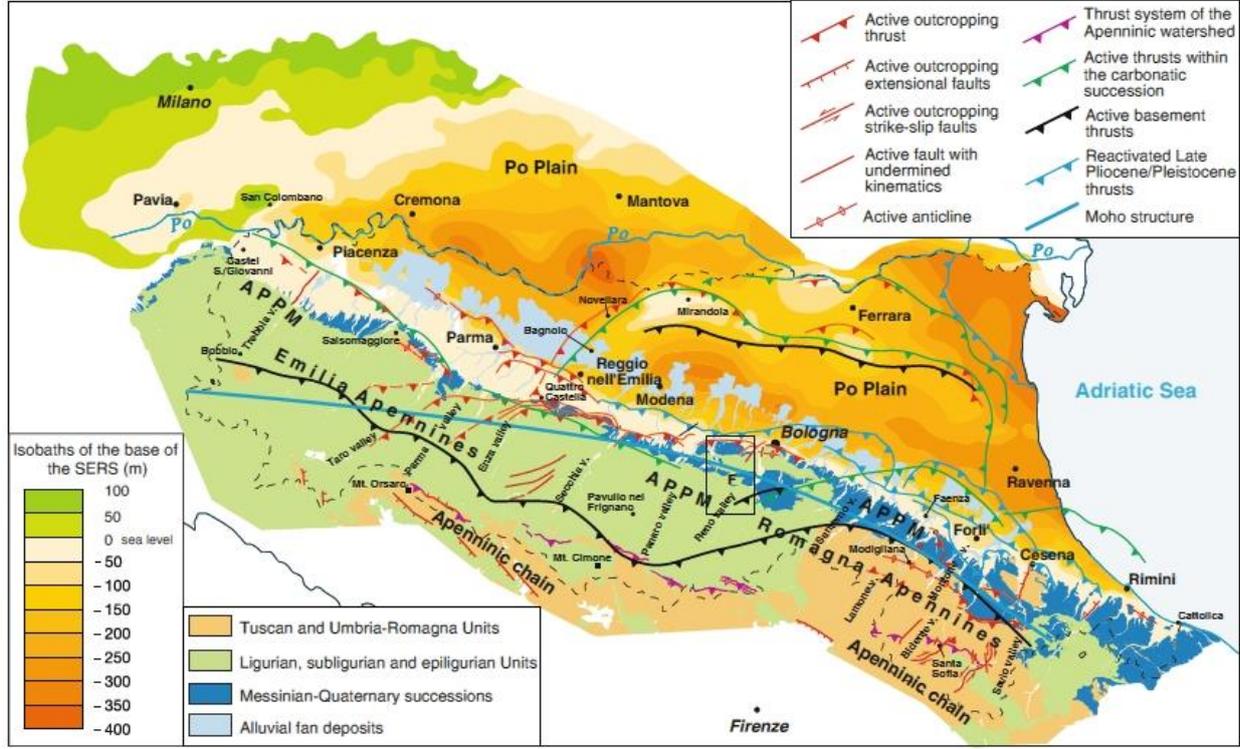


Fig. 8 Schema tettonico generale con indicate le isobate del Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (SERS o AES) (da: M. Boccaletti, G. Corti e L. Martelli, 2010; modificato)

A valle del PTF si trova la fascia sepolta in cui le principali strutture appartengono alla porzione occidentale delle Pieghe Romagnole le quali sono state attive principalmente nel Pliocene, nascoste da

gran parte dello spessore dei depositi del Pleistocene inferiore. Questi lineamenti sono caratterizzati da ventagli listrici est-vergenti, i quali vanno ad accavallarsi, tramite il Fronte di Accavallamento Esterno (External Thrust Front, ETF), sull'avanpaese padano, rappresentato dalla Monoclinale Pedevalpina.

In Fig. 9 è rappresentato lo schema geo litologico del territorio di Monte San Pietro e dei comuni limitrofi ed è evidente nella porzione centro-orientale del territorio comunale una struttura anticlinale che mostra al proprio nucleo le unità geologiche più antiche, fortemente tettonizzate, appartenenti alla Successione Epiligure. Risulta distinta dalla sinclinale intrappenninica bolognese ed è caratterizzata da unità geologiche molto tettonizzate, caotiche, con tessitura prevalentemente argillosa e soggette a instabilità e processi di erosione superficiali. Nella parte meridionale invece affiorano unità appartenenti alla Successione Ligure e sub-ligure con tessiture prevalentemente fini (peliti e argille), caoticizzate e di facile innesco di dissesto dovuto alla loro facile erodibilità. Sono presenti dissesti anche nelle formazioni più litoidi a causa dell'intensa tettonizzazione.

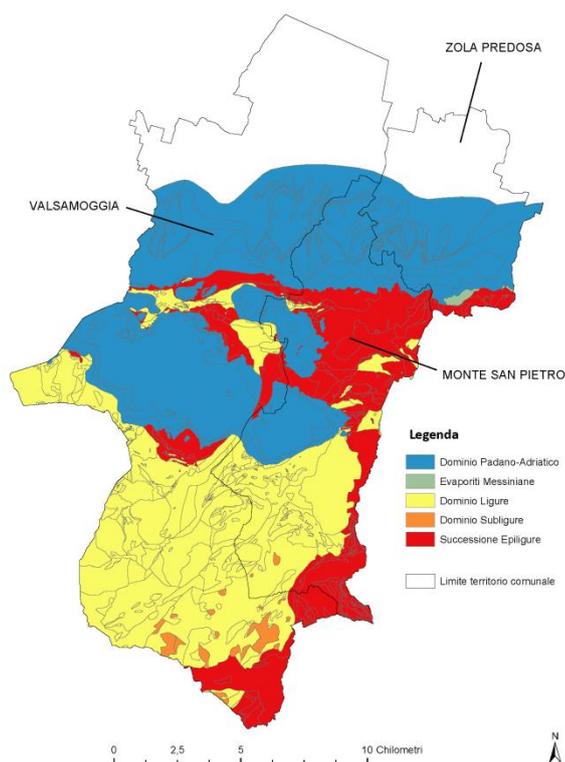


Fig. 9 Rappresentazione dei domini affioranti nelle zone in esame

3.2 Assetto stratigrafico

Le unità in affioramento nel comune di Monte San Pietro, secondo la legenda della Carta Geologica dell'Emilia-Romagna alla scala 1:10.000, possono essere suddivise e descritte come segue :

3.2.1. Depositi quaternari continentali

- AES8 – “Subsistema di Ravenna” (Pleistocene sup. - Olocene) Si tratta di depositi alluvionali terrazzati prevalentemente composti da tessiture fini per quanto riguarda le zone pianeggianti e di interbacino mentre nei pressi di sbocchi vallivi sono caratterizzati da ghiaie sabbiose, sabbie e limi. È presente inoltre l'ordine di terrazzo di rango inferiore AES8a “Unità di Modena” (Olocene - Attuale) costituito da ghiaie, sabbie, limi e argille di canale, argine, rotta fluviale e piana inondabile nel settore pianeggiante mentre sono presenti corpi ghiaiosi nelle zone limitrofe gli alvei dei corsi d'acqua come rappresentato nell'abitato di Calderino lungo tutto il Torrente Lavino; lo spessore di queste ghiaie è estremamente variabile, con una media di circa 3 metri.

- Depositi di frana – Presenti lungo tutto la sinistra idrografica del Torrente Lavino nei pressi dell'abitato di Calderino. si tratta di depositi detritici e caotici caratterizzati da una matrice prettamente fine (argille-limi) con clasti eterometrici ed eterogenei; il materiale è quindi la manifestazione dei litotipi che costituiscono il versante stesso soggetti a dissesto (alternane di depositi pelitici e lapidei). Si possono distinguere in carta corpi di frana attivi "a1" e quiescenti "a2" con eventuale tipo di movimento che li ha generati. Nelle zone in esame, sono predominanti le frane per colamento di fango, che si manifestano per la saturazione e successiva fluidificazione di masse siltoso-argillose che costituiscono le formazioni presenti (MVT e AVS).
- Altri depositi di versante – In molte aree in esame sono presenti depositi di versante definiti con il codice "a3". Questo deposito caotico è costituito da litotipi eterometrici ed eterogenei sostenuti da una matrice pelitica; può essere messo in posto per l'azione mista della gravità e del ruscellamento superficiale diffuso. In altre aree sono presenti anche depositi eluvio-colluviali "a4"(Monte San Giovanni) e depositi riconducibili ad una conoide torrentizia in evoluzione "i1" (Calderino) la quale è costituita da un corpo caotico con clasti eterometrici ed eterogenei immersi in una matrice sabbiosa e può essere riconducibile all'attività alluvionale di un corso d'acqua secondario. È presente inoltre un deposito eolico, indicato in carta con la sigla "d1", costituito da sabbie fini, limi e limi argillosi intensamente pedogenizzati.

3.2.2. Successione neogenica quaternaria di margine

- IMO – "Sabbie di Imola" (Pleistocene) Più precisamente nelle aree di interesse affiora il "Membro di Fossoveggia – IMO2" costituito prevalentemente da peliti di colore grigio, grigio azzurro con subordinate intercalazioni decimetriche di peliti sabbioso limose. Vengono deposte in ambienti di piana alluvionale e di piana deltizia. Nel nostro caso affiorano a sud della località Chiesa Nuova, oppure risultano sepolte al di sotto delle coperture alluvionali recenti. Il contatto inferiore è netto con IMO1 (Membro di Monte Castellaccio). All'interno di IMO2 è presente il "Membro di Castel San Pietro – IMO3" con il quale mostra rapporti di eteropia. Quest'ultimo è costituito da un corpo litorale di spiaggia cuneiforme e nello specifico, verso il basso prevalgono sabbie fini di colore giallo con stratificazione incrociata mentre verso l'alto una stratificazione piano parallela con ciottoli silicei.
- FAA – "Formazione delle Argille Azzurre" (Pliocene inf. – Pleistocene inf.) Si tratta di marne argillose e siltose, talora sabbiose, grigio-azzurre poco stratificate, a causa di un'intensa bioturbazione, con subordinati strati arenacei sottili risedimentati. Possono essere presenti sottili livelli discontinui di biocalcareni fini e silititi giallo, o ocre se alterate, sottilmente laminate. L'ambiente deposizionale è variabile da scarpata a piattaforma. Si trova in discordanza con le sovrastanti Sabbie di Imola mentre il limite inferiore è discontinuo sulla Formazione di Monte Adone.
- ADO2 – "Formazione di Monte Adone – Membro delle Ganzole" (Pliocene) Caratterizzato da areniti fini e subordinate peliti sabbiose bioturbate in strati da medi a molto spessi. L'ambiente di sedimentazione è variabile da fluviale a marino costiero e piattaforma. Mostra inoltre evidenze di eteropia con FAA.

3.2.3. Successione epiligure

- LOI – "Arenarie di Loiano" (Luteziano - Bartoniano) Arenarie arcose scarsamente cementate con subordinati conglomerati in strati medi e banchi frequentemente amalgamati di colore biancastro. Sono inoltre presenti sottili intercalazioni di torbiditi arenaceo-pelitiche grigie verdastre. La sedimentazione è torbiditica in bacino confinato profondo. Il limite inferiore è sempre tettonico. Nell'area in esame si distingue una litofacies arenaceo-pelitica (LOlap) con rapporto A/P inferiore alla media.
- MVT – "Brecce argillose della Val Tiepido-Canossa" (Aquitaniense) Brecce a matrice argillosa grigio-scura, talora varicolore, con clasti decimetrici di prevalenti calcilutiti biancaste, marne,

calcari marnosi, siltiti, argilliti e arenarie, e inclusi da decametrici a ettometrici di formazioni liguri o epiliguri. Presenta rapporti di eteropia con ANT e risulta sovrapposta ad unità liguri ed epiliguri più antiche. Possono essere quindi definiti depositi di colata gravitativa.

- ANT – “Marne di Antognola” (Rupeliano sup. - Aquitaniano) Si trovano nella parte sud dell’area in studio e sono costituite da marne argillose e siltose verdognole o grigie con patine mangesifere; presentano fratturazione concoide o con tipiche superfici concentriche; frequenti i microfossili e talora i bioclasti. La stratificazione è impercettibile e sono presenti rari livelli torbiditici di arenarie vulcanoclastiche, arcosiche e quarzoso-feldspatiche. L’ambiente di deposizione è di piattaforma esterna, scarpata e base scarpata con apporti torbiditici.
- PAT – “Formazione di Pantano” (Burdigaliano sup. – Langhiano inf.) Si tratta di areniti siltose finissime grigie, alternate a peliti marnose e siltose grigio-chiare con presenza di resti di Echinidi, Gasteropodi e Lamellibranchi; la stratificazione risulta poco marcata a causa della bioturbazione. L’ambiente deposizionale è attribuibile ad ambiente litorale e piattaforma esterna. La base di questi depositi è netta, in discordanza sulla Formazione di Contignaco (CTG).
- CIG – “Formazione Cigarellino” (Langhiano - Serravalliano) Marne di scarpata siltose-sabbiose, talora argillose, grigie o beige se alterate, di età compresa tra il Langhiano e il Serravalliano superiore. La stratificazione è impercettibile e verso l’alto affiorano intervalli di strati arenaceo-pelitici con A/P < 1. Questa formazione costituisce la parte superiore del gruppo di Bismantova e ha il limite inferiore per alternanza o sfumato con PAT.
- TER – “Formazione del Termina” (Serravalliano - Messiniano) Più precisamente affiora una sottounità chiamata Membro di Montebanzone (TER2) costituita da torbiditi arenaceo-pelitici in cui si intercalano, nella parte alta, livelli calcarei. Il rapporto A/P è generalmente > 1 e sono presenti intervalli decametrici di strati da medi a molto spessi, con base erosiva, alternati a intervalli di strati della stessa potenza caratterizzati da stratificazione sottile. Le areniti sono mediamente poco addensate, di colore grigio, marrone se alterate, gradate da medie a fini che passano ad argille marnose parzialmente siltose grigio scuro. Sono inoltre presenti livelli caotici e argille marnoso-siltose per la presenza di materiale proveniente da AVS e APA. Il limite inferiore è stratigrafico con CIG. Questa unità è riconducibile ad un ambiente sedimentario di scarpata o di margine di bacino.

3.2.4. Successione ligure

- FPG – “Formazione di Poggio” (Paleocene – Eocene inf.) Si tratta di depositi di colata, composti da argille rossastre con sottili intercalazioni di arenarie fini scure in strati molto sottili. A sud della località Calderino affiora più precisamente la Litofacies arenacea (FPGa), costituita prevalentemente da arenarie in strati sottili e medi di feldspati e peliti verdastre con patine mangesifere. Il rapporto A/P ≥ 1 e ha uno spessore totale di una decina di metri.
- AVS – “Argille Varicolori della Val Samoggia” (Cretacico inf. – Eocene inf.) Affioranti anch’esse nella parte sud, rappresentano, come precedentemente descritto, dei depositi di piana abissale (ambiente deposizionale pelagico) intervallato da correnti di torbida (argilliti, talora siltose con intercalati livelli di arenarie fini).
- MOH – “Formazione di Monghidoro” (Maastrichtiano sup. - Paleocene) Rappresentata da una formazione torbiditica costituita da strati generalmente spessi con rapporto arenarie/peliti a 2/1. Le arenarie sono gradate con base grossolana da mediamente a poco cementate, di colore grigio scuro o giallastre a causa di dell’ossidazione dei minerali ferri; si alternano argilliti siltose di colore nerastro. I limiti con le altre formazioni sono di tipo tettonico mentre l’ambiente deposizionale è attribuibile alla piana bacinale.

3.2.5. Successione subligure

- MPA – “Formazione di Montepastore” (Ypresiano – Luteziano) È costituita da torbiditi calcarenitiche-marnose di ambiente marino profondo da sottili a spessi, con base calcarenitica biancastra, passante a marna calcarea; al tetto è può essere presente argilla emipelagica grigio-scusa o nerastra. La formazione risulta intensamente tettonizzata ed ha uno spessore di alcune decine di metri.
- AVN – “Argille e calcari del Torrente Lavinello” (Campaniano sup. - Ypresiano) Costituite da argille di colore grigio, rosa che a causa della loro storia tettonica risultano intensamente piegate e fratturate dalla scala dell’affioramento fino alla scala del campione (“argille scagliose”). L’ambiente di sedimentazione è marino profondo con processi di correnti di torbida distali e decantazione di argille emipelagiche.

3.3 Contestualizzazione delle aree in studio

Nella tabella sottostante sono indicate le aree prese in considerazione per le analisi di microzonazione sismica.

Tab. 2 Elenco delle aree in esame nel comune di Monte San Pietro.

Codice	Comune	Zona	Area (Km ²)
05	Monte San Pietro	Monte San Giovanni	0,201
06	Monte San Pietro	Chiesa Nuova	0,113
A	Monte San Pietro	Montepastore	0,405
B	Monte San Pietro	Calderino	0,998

3.3.1. Monte San Giovanni

La frazione di Monte San Giovanni (Fig. 10) si trova su un versante sud-vergente e ricade anch’essa nel contesto di fondovalle del Torrente Lavino. Le coperture alluvionali presenti sono riconducibili al Subsistema di Ravenna (AES8) e al terrazzo di rango inferiore AES8a – Unità di Modena. Si tratta di coltri alluvionali a scheletro prevalentemente ghiaioso in matrice fine.

Questi depositi recenti poggiano in discordanza con la Successione Epiligure e in particolare con al Formazione di Loiano (LOI) sulla quale sono presenti numerosi dissesti di versante attivi e quiescenti. In generale per tutti i corpi quiescenti sussistono oggettive possibilità di riattivazione poiché le cause preparatorie e scatenanti che hanno portato all’origine e all’evoluzione del movimento gravitativo non hanno, nelle attuali condizioni morfoclimatiche, esaurito la loro potenzialità. I movimenti che prevalgono in questa zona sono di tipo complesso (combinazione di due o più tipologie di movimento) e per colamento lento.

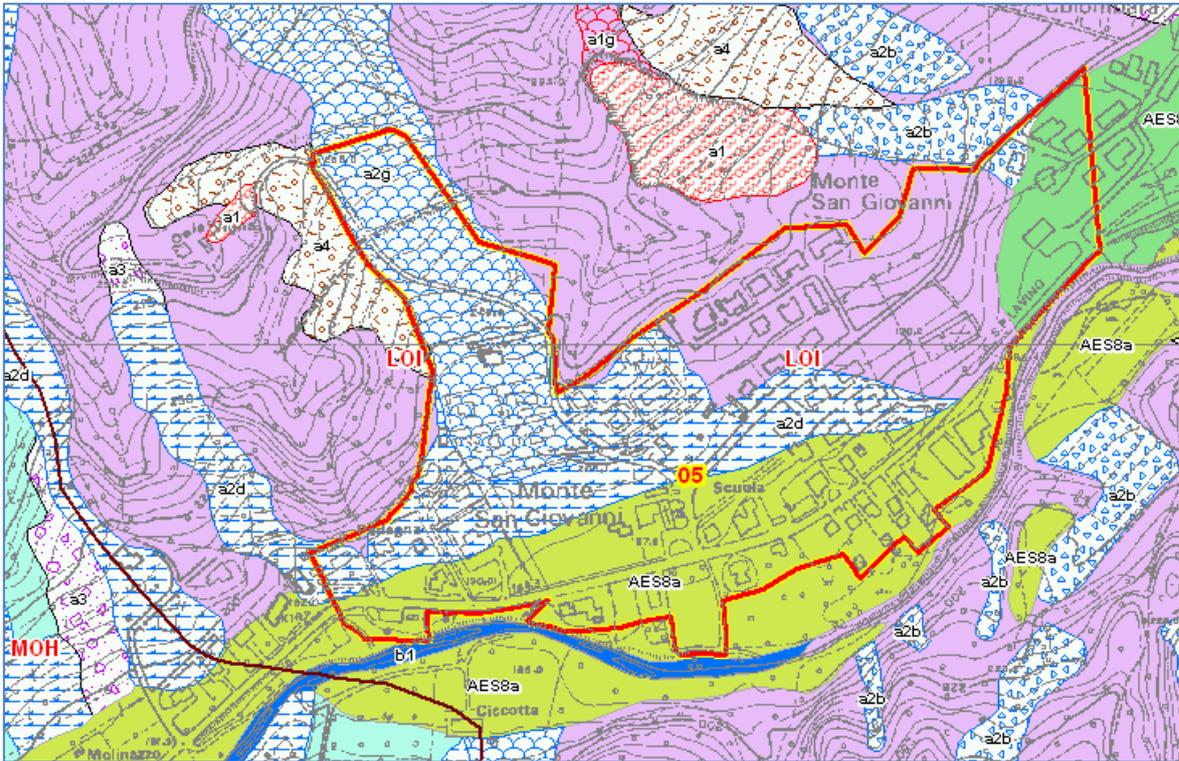


Fig. 10 Area in esame nella frazione di Monte San Giovanni

3.3.2. Chiesa Nuova

La frazione Chiesa Nuova ricade nella zona di margine appenninico a nord del comune di Monte San Pietro, sul confine dell'ex comune di Crespellano, allo sbocco del Torrente Podice.

Il corso d'acqua ha costituito negli anni un modesto apparato di conoide inattivo su cui si instaura la zona in esame.

I principali deposti affioranti sono le coperture alluvionali appartenenti al Subsistema di Ravenna AES8 e a al più recente AES8a – Unità di Modena di rango inferiore. Il contatto basale di questi depositi è erosivo e discordante con il Membro di Fossoveggia (IMO2) appartenente alla formazione delle Sabbie di Imola.

A sud della zona si possono osservare affioramenti del più recente Membro di Castel S. Pietro (IMO3), il quale è costituito prevalentemente da sabbie ed arenarie giallastre fini, alternate a rari strati di peliti sabbiose. Queste tessiture sono riconducibili a depositi di spiaggia e subordinatamente di delta conoide.

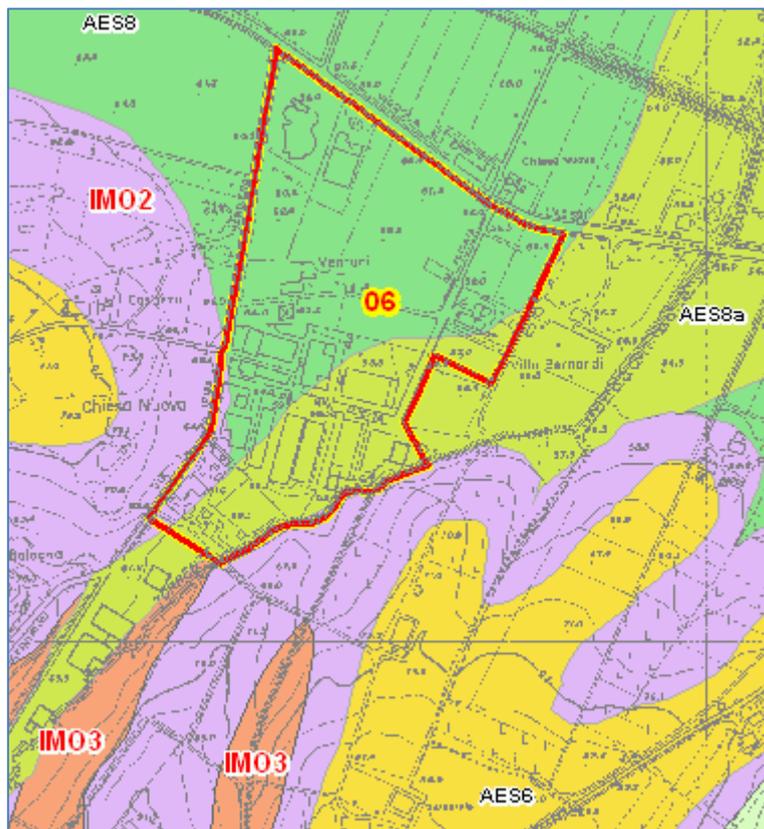


Fig. 11 Ubicazione della area in esame lungo il margine appenninico

3.3.3. Montepastore

La frazione di Montepastore ricade su una dorsale sub-pianeggiante relitta ed è caratterizzata dalla presenza di un ampio deposito eolico (“d1”) imposto su formazioni subliguri (Fig. 12).

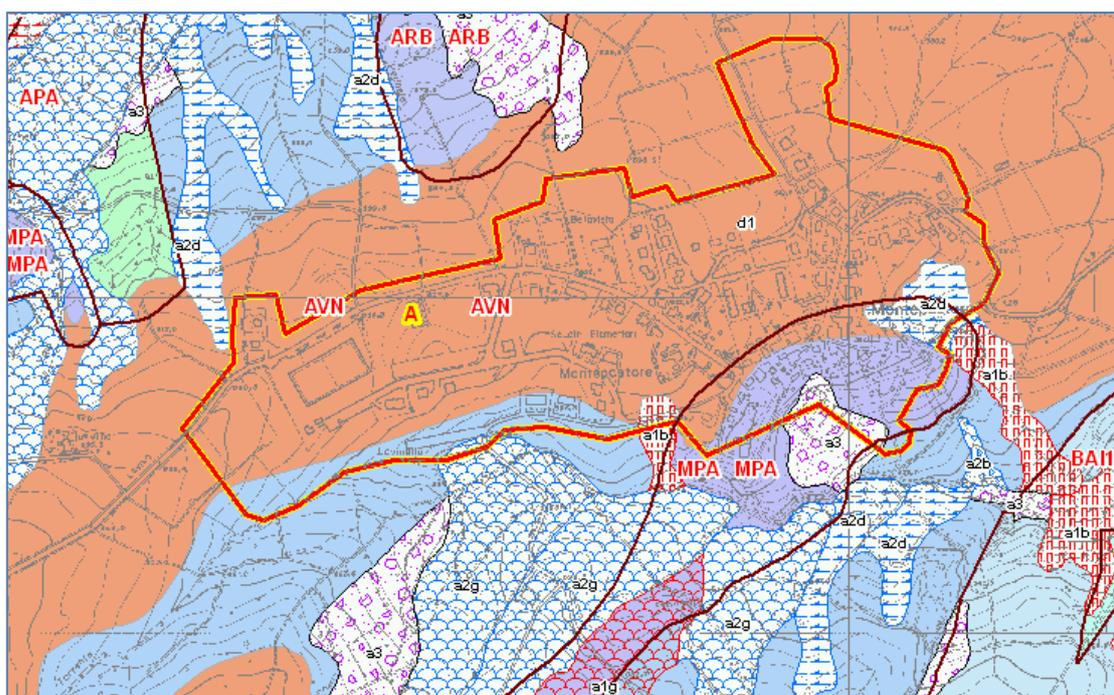


Fig. 12 Area in esame nella frazione di Montepastore

Come di vede in Fig. 14 la parte ovest dell'area in esame è caratterizzata da numerosi dissesti di versante attivi ("a1") e quiescenti ("a2") per lo più interessati da movimenti di colamento lento ("d"), di scivolamento ("b") e complesso ("g"). Questi fenomeni si verificano soprattutto per cause predisponenti (caratteristiche proprie dell'ambiente naturale: litologia, giacitura, andamento topografico ecc.), infatti i depositi maggiormente colpiti sono quelli caotici e a prevalente composizione pelitica. (nello specifico le formazioni argillose AVS e AVN).

Sono inoltre presenti depositi di versante ("a3") in ampi tratti e costituiti da litotipi eterogenei ed eterometrici più o meno caotici, a matrice abbondantemente fine, probabilmente messi in posto dal ruscellamento superficiale o da soliflusso.

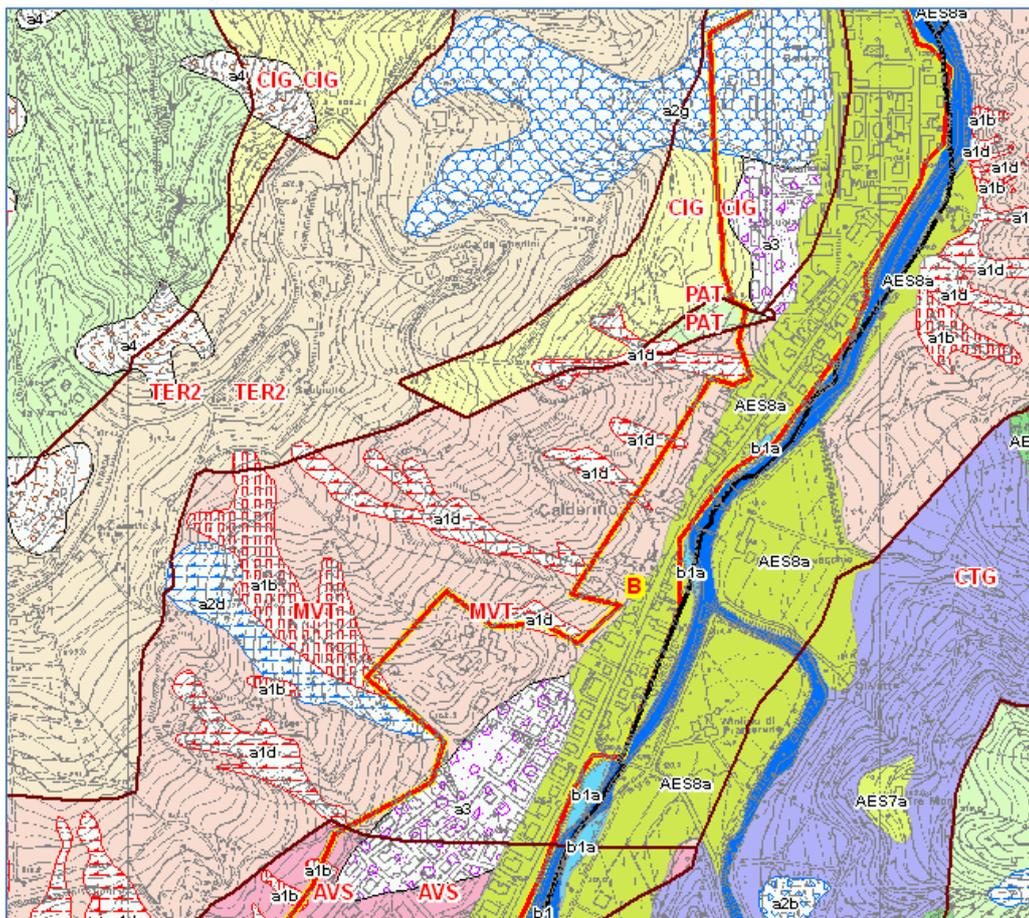


Fig. 14 Parte centrale dell'abitato di Calderino

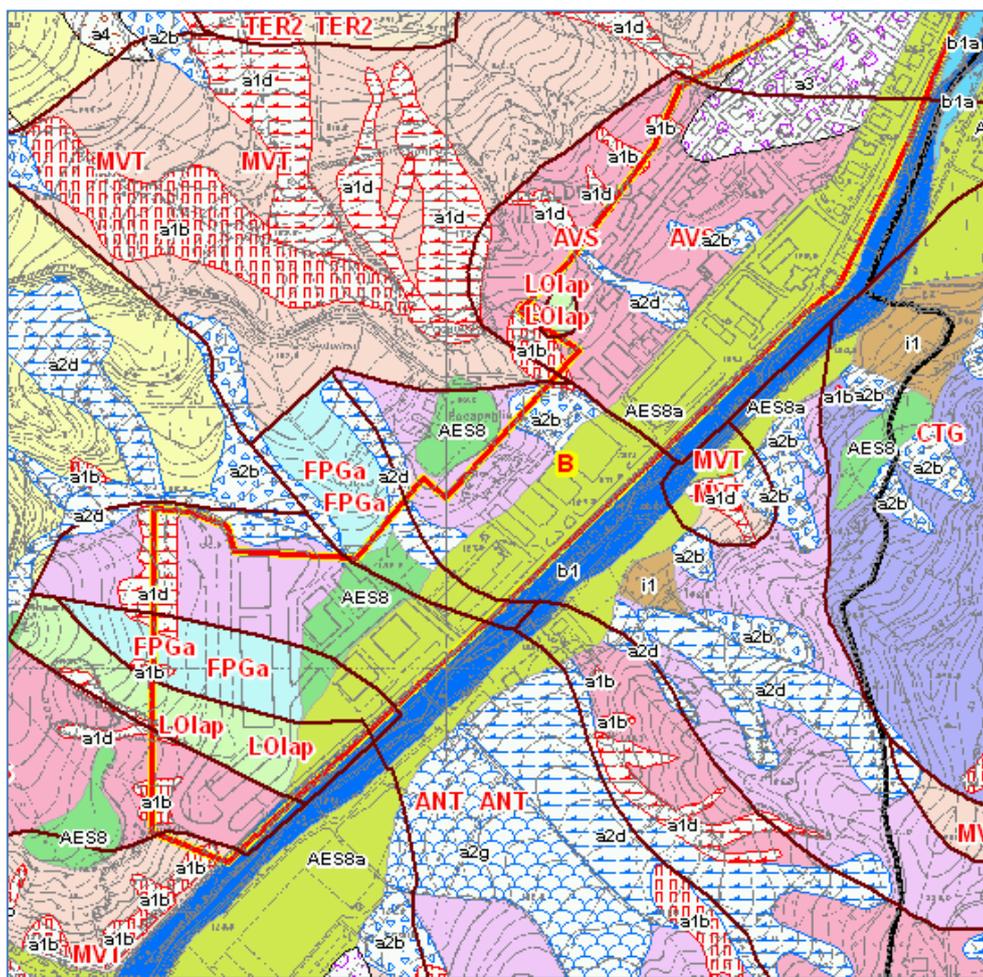


Fig. 15 Parte meridionale dell'abitato di Calderino in cui affiorano i depositi appartenenti alla successione ligure

4 Dati geotecnici e geofisici

Le prove pregresse presenti nella zona in esame sono state ottenute dagli archivi del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli dell'Emilia-Romagna SGSS e dall'ufficio tecnico del comune di Monte San Pietro, il quale ha fornito oltretutto le indagini svolte nel 2013 per lo studio di Microzonazione sismica nel Piano Strutturale Comunale.

Complessivamente sono state cartografate e analizzate per il comune in esame 103 indagini così suddivise in base alla tipologia:

- n. 42 misure con microtremori a stazione singola (HVSR)
- n. 24 prove penetrometriche statiche (CPT)
- n. 18 prove penetrometriche dinamiche (15 DP; 3 DL)
- n. 9 stendimenti geofisici tipo Re.Mi.
- n. 10 sondaggi geognostici (2 SD; 4 SS; 2 S; 2 SDS)

Visto il livello di approfondimento sono state eseguite ulteriori prove ex-novo per caratterizzare al meglio il territorio anche da un punto di vista dinamico. Nello specifico sono state effettuate prove per determinare gli spessori delle coperture quaternarie (coltri alluvionali e frane), definendo le loro proprietà geofisiche (andamento delle Vs con la profondità) e geotecniche, e caratterizzando il tipo di bedrock sottostante.

È stato quindi ritenuto opportuno integrare con le seguenti prove:

- n. 8 misure con microtremori a stazione singola (HVSR)
- n. 2 prove penetrometriche statiche (CPTU)
- n. 12 stendimenti geofisici (di cui 10 MASW e 2 Sismica a rifrazione)
- n. 2 sondaggi geognostici con prelievo campioni e relative analisi di laboratorio
- n. 1 prova sismica in foto tipo Downhole
- n. 1 installazione di tubo inclinometrico

Nei paragrafi che seguono viene fornita una sintetica descrizione delle tecniche e delle metodologie di indagine utilizzate.

4.1 HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)

È una tecnica di sismica passiva che si basa sulla misura delle vibrazioni ambientali con lo scopo di determinare le caratteristiche del terreno al di sotto del punto indagato. In sostanza è utilizzata con lo scopo di individuare le frequenze alle quali il moto del terreno può risultare amplificato a causa dei fenomeni di risonanza, fornendo indicazioni qualitative sull'entità delle risonanze attese.

La procedura di acquisizione si articola in diversi passaggi:

- Fase 1: Ciascuna traccia viene suddivisa in finestre di uguale dimensione e per ciascuna viene calcolato lo spettro (eliminazione componenti nel lungo periodo; tapering; trasformata di Fourier e lisciamento dello stesso per ridurre la variabilità);
- Fase2: Viene valutata la persistenza delle funzioni HVSR nelle diverse finestre spettrali e vengono successivamente calcolati i rapporti spettrali medi nel relativo intervallo di confidenza.

La curva che viene determinata dal dispositivo rappresenta quindi il rapporto tra lo spettro di ampiezza media della componente orizzontale e quello verticale (H/V) in cui si evidenziano maggiormente le frequenze fondamentali (F_0) di risonanza. Questo perché i microtremori sono causati principalmente da onde superficiali (onde di Rayleigh) in cui la componente verticale del moto non risente dei fenomeni di

amplificazione in corrispondenza di marcati contrasti di impedenza, mentre avviene per le componenti orizzontali.

In generale, maggiore sarà il contrasto di impedenza, responsabile del fenomeno, e più precisa sarà la misura della frequenza di risonanza. In Fig. 16 sono rappresentati esempi di curve ottenute da diverse analisi di rumore ambientale che hanno individuato dei contrasti di impedenza a diverse profondità.

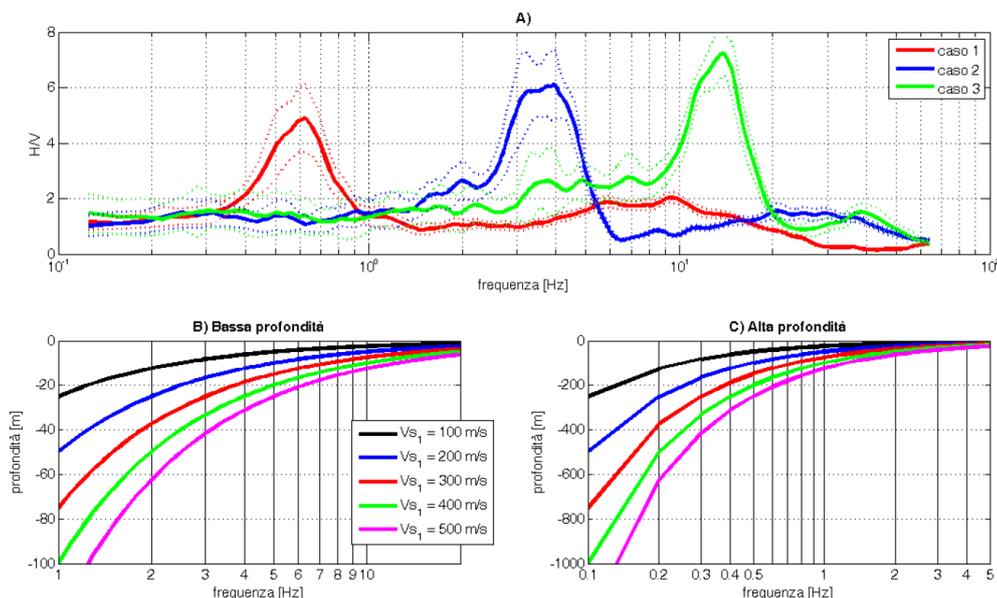


Fig. 16 A) Esempio di bedrock sismico a diverse profondità. Caso 1: bedrock a 300 m di profondità. Caso 2: bedrock a 20 m di profondità. Caso 3: bedrock a 4 m di profondità; B) relazione $V-F_0-H$ alle medio-alte frequenze; C) relazione $V-F_0-H$ alle medio-basse frequenze (fonte: D. Albarello e S.Castellaro, 2011)

Per analisi svolte direttamente sul substrato (condizione di bedrock affiorante) la curva non presenterà massimi significativi e quindi non sono attesi effetti di risonanza. Il rapporto H/V sarà all'incirca unitario.

La durata di acquisizione deve essere tale da garantire un campionamento statisticamente adeguato. Se si vuole investigare un campo di frequenze compreso nell'intervallo 0,1÷20 Hz, il campionamento deve durare 15÷40 min in modo tale da analizzare finestre da 30 s di lunghezza e avere così almeno 20-30 su cui effettuare una media.

Per differenziare i picchi di natura stratigrafica da quelli generati da fonti di disturbo si può osservare nella componente spettrale verticale un minimo locale con una forma "a ogiva" che è indicativa di risonanza stratigrafiche.

4.2 MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)

La tecnica MASW (Park et al., 1999) prevede la registrazione simultanea di 12 o più canali (separati da 0,5m a 10m), fornisce una ridondanza statistica delle misure di velocità di fase e ne avvalorata la veridicità (l'energizzazione è prodotta da una massa battente di almeno 8-10 Kg).

Il salvataggio delle tracce nel dominio temporale, previsto dal metodo, permette inoltre di distinguere e evidenziare, durante l'analisi, le onde di Rayleigh presenti nel record che, normalmente, sono caratterizzate da un'elevata ampiezza di segnale (circa il 60% dell'energia prodotta dalla sorgente artificiale si distribuisce in onde di superficie). Una particolare analisi spettrale, "overtone analysis", produce un grafico Velocità di fase-frequenza in cui si può distinguere il modo fondamentale delle onde di superficie da cui ricavare la curva di dispersione ed il profilo delle V_s per successiva inversione 1-D.

La tecnica permette inoltre di eseguire misure ripetute spostandosi nella direzione di allineamento per risalire ad un profilo bidimensionale che evidenzia le variazioni laterali delle V_s .

Per le indagini di nuova realizzazione, l'acquisizione è avvenuta tramite sismografo a 12 canali (PASI 16SG12) collegato a geofoni verticali a frequenza propria di 4,5 Hz, con spaziatura tra i geofoni di 4 m., durata di acquisizione di 1 sec. Con passo di campionamento di 0,25 ms.

Dato l'utilizzo di un sismografo a 12 canali è stata effettuata una doppia acquisizione e i due dataset (da 12 tracce ciascuna) sono stati sommati per ottenere un unico dataset che "simula" un'acquisizione a 24 tracce.

Per ottenere questo risultato la sorgente è stata spostata (allontanata) di una lunghezza pari a metà della distanza intergeofonica (ed i geofoni restano immobili), come riportato in Fig. 17.

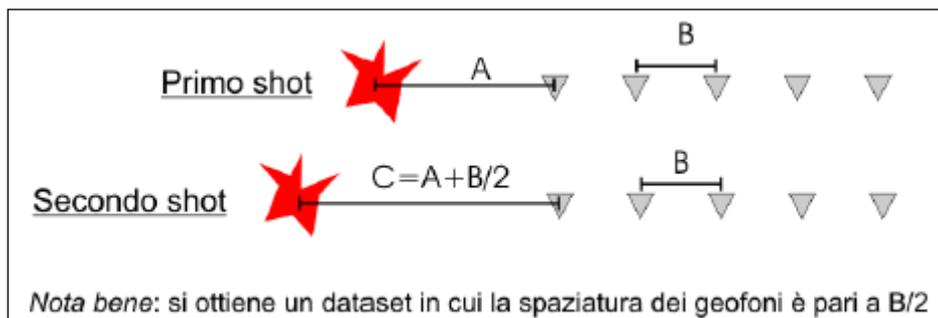


Fig. 17 Metodo per la somma di un dataset

L'energizzazione, realizzata a distanze di, 6, 8, 10, 12 e 16, 18 m. dal primo geofono, è stata ottenuta con una massa battente di 10 kg.

4.3 Prova sismica in foro Down Hole (DH)

Per ottenere il profilo delle Vs in profondità sono state svolte delle prove sismiche in foro di sondaggio di tipo Down Hole.

La prova prevede una sorgente energetica in superficie e un geofono all'interno del foro di sondaggio. Vengono quindi misurati i tempi di arrivo delle onde (P e S) alle varie profondità in cui è posizionato il geofono stesso.

La sorgente è in grado di generare sia onde S, attraverso l'uso di una trave metallica aderente alla superficie del terreno che viene colpita con una massa battente ad entrambe le estremità, che onde P utilizzando in questo caso una semplice piastra di acciaio colpita verticalmente.

Il geofono è composto da una terna di trasduttori di velocità orientati secondo le componenti di una terna cartesiana ortonormale (uno verticale e due orizzontali). Almeno uno dei due trasduttori orizzontali deve essere perpendicolare all'asse della sorgente.

L'acquisizione è effettuata tramite un sistema multicanale, collegato ai tre trasduttori, in grado di registrare su ciascun canale in forma digitale le forme d'onda. È presente inoltre un sensore collegato al sistema di acquisizione dati chiamato Trigger il quale fornisce il tempo zero dell'acquisitore, quindi permette di far partire la registrazione del segnale sismico acquisito dai geofoni nell'istante in cui la sorgente viene attivata.

Dai dati ottenuti da questa prova è possibile ricavare ulteriori parametri grazie ad opportune correlazioni empiriche.

4.4 Profilo sismico a rifrazione

Le prove sismiche a rifrazione sono composte anche in questo caso da: una sorgente, un sistema di ricezione composto da un gruppo di geofoni, da un sistema di acquisizione dati e da un trigger.

L'indagine consiste nel misurare il tempo impiegato dalla perturbazione sismica indotta nel terreno dalla sorgente, a percorrere la distanza tra quest'ultima e ciascun geofono opportunamente spaziato lungo il profilo indagato. Nello specifico le onde che arrivano al geofono sono onde dirette, riflesse e onde coniche o birifratte, queste ultime sono quelle analizzate perché incontrano la superficie di separazione con un angolo d'incidenza critico venendo così rifratte parallelamente alla stessa e successivamente vengono nuovamente rifratte con lo stesso angolo verso la superficie.

Attraverso la relazione che lega la velocità d'onda e la distanza sorgente-geofono (dromocrona) è possibile, applicando determinate formule matematiche, risalire agli spessori degli strati e quindi alla stratigrafia della zona in esame.

4.5 Prova penetrometrica statica (CPTU)

La prova consiste nell'infliggere nel terreno uno strumento dotato di punta elettrica e piezocono la quale, permette di misurare anche il valore della pressione interstiziale u presente nel terreno. La spinta avviene attraverso un martinetto, ad una velocità costante compresa tra 10 e 20 mm/s. Durante la prova vengono misurate, ad intervalli regolari di 2 cm, la resistenza alla penetrazione della punta q_c (o R_p) e l'attrito laterale q_s (o R_l) misurato lungo la superficie la laterale del manicotto, espresse entrambe in MPa.

Per le prove di nuova realizzazione è stata utilizzata una punta "Teconopenta-G1-CPTL2IN" con diametro di 35,7 mm, angolo di apertura 60° e un manicotto laterale di 13,37 cm avente una superficie complessiva di 150 cm².

La stratigrafia dei terreni può essere ottenuta mediante diagrammi proposti da diversi autori mentre i parametri geotecnici vengono ottenuti da correlazioni predisposte per diversi tipi di terreno incontrato.

L'utilizzo di questa prova è stato soprattutto utile per determinare il potenziale di liquefazione dei depositi alluvionali presenti nelle aree oggetto del nostro studio (vedi Cap. 7.3).

4.6 Sondaggio geognostico

I sondaggi geognostici, correlati ad altre prove indirette, hanno permesso di effettuare una più corretta ricostruzione della successione litostratigrafica dell'area in studio; più precisamente sono stati effettuati per caratterizzare i corpi gravitativi presenti.

La prova è stata effettuata attraverso l'avanzamento a carotaggio continuo di carotieri con diametro nominale 101 mm.

Il materiale estratto è stato sistemato in apposite cassette catalogatrici in cui sono state indicate le profondità di riferimento.

In allegato sono presenti i certificati delle prove effettuate con la descrizione completa dei terreni attraversati alle varie profondità.

5 Modello del sottosuolo

Le prove effettuate nel corso del presente studio di microzonazione sismica, il patrimonio informativo preesistente, integrati al rilievo e alla cartografia regionale hanno permesso una più chiara caratterizzazione del sottosuolo delle aree di interesse.

5.1.1. Monte San Giovanni

L'abitato di Monte San Giovanni è ubicato nel fondovalle del Torrente Lavino. Le coltri alluvionali presenti sono caratterizzate un materiale ghiaioso immerso in una matrice fine e appartengono al Subsistema di Ravenna (AES8) e al terrazzo di rango inferiore AES8a – Unità di Modena.

L'area presenta diverse instabilità di versante (frane quiescenti complesse e per colamento lento) dovute principalmente alle caratteristiche geologiche ed alla natura litologica del substrato. Quest'ultimo è riconducibile ai depositi arenitici scarsamente cementati della Formazione di Loiano – LOI, le cui caratteristiche litologiche, oltre all'intensa tettonizzazione, viene considerata bedrock non rigido ($V_s < 800$ m/s) come confermato anche dalle indagini geofisiche svolte.

Le indagini eseguite nelle aree di accumulo dei fenomeni gravitativi e quelle lungo il fondovalle nelle zone limitrofe al Torrente Lavino, individuano spessori molto variabili tra loro; nella zona dell'abitato di Monte S. Giovanni coesistono sia accumuli di frana che coperture alluvionali. Considerando la porzione di fondovalle, all'estremità sud-ovest dell'area indagata, la prova 037042L19REMI19 pregressa individua uno spessore delle coperture di circa 7,5 m con una $V_s 7,5 \approx 244$ m/s, ed una velocità del bedrock non rigido di $V_s = 445$ m/s.

Le prove eseguite nei pressi del centro abitato, 037042L18REMI18 e 037042L1MASW1, hanno determinato spessori maggiori delle coperture: rispettivamente 20 m, con V_s del bedrock 409 m/s, e 14 m circa con velocità delle onde di taglio al bedrock di 394 m/s. Questi spessori sono probabilmente da riferire alla sovrapposizione delle coperture alluvionali recenti ai depositi caotici delle frane.

L'indagine 037042L2MASW2, effettuata più a monte, indentifica il substrato non rigido ($V_s = 355$ m/s) ad una profondità di circa 9,5 m dal piano campagna, verificando quindi che in quella porzione di versante sono assenti le coperture quaternarie appartenenti all'AES8a.

Considerando le indagini con tecnica HVSR, le amplificazione riscontrate si aggirano in un intervallo di frequenze piuttosto ampio tra 1,3÷7 Hz, confermando la complessa geometria degli strati superficiali e la presenza di riflettori con modesti contrasti di impedenza riconducibili a alle superfici di scollamento dei corpi gravitativi con il bedrock non rigido.

5.1.2. Chiesa Nuova

L'area si trova nella zona di margine appenninico allo sbocco del Torrente Podice, il quale negli anni ha formato un modesto apparato di conoide su cui si è sviluppato il centro abitato.

Le coperture alluvionali sui cui si colloca la zona in esame sono riconducibili in parte al Subsistema di Ravenna AES8 e al più recente AES8a Unità di Modena di rango inferiore.

Le indagini penetrometriche svolte hanno individuato livelli di limi sabbiosi e sabbie limose nei primi metri di profondità, alternati a materiale fine (prevalentemente originate dall'alterazione della formazione delle Sabbie di Imola). Sulla base di queste caratteristiche l'area è stata classificate come suscettibile di liquefazione in caso di eventi sismici importanti e di conseguenza sottoposta a verifica nell'ambito dello studio di livello 3.

Da un punto di vista geofisico l'area è stata caratterizzata attraverso stendimenti ReMi svolti nel precedente studio di microzonazione. Le indagini non hanno permesso di raggiungere il substrato ma hanno comunque determinato una velocità delle $V_s = 274$ m/s e considerando le prove tomografiche si possono ipotizzare spessori dei depositi in grado di amplificare il moto sismico di circa 60 metri.

Attraverso le tecniche di sismica passiva a stazione singola (HVSr) sono stati trovati picchi di amplificazione in un ampio range di frequenze compreso tra 0,7 e 5,5 ma con una limitata ampiezza della curva H/V, testimoniando bassi contrasti di impedenza.

Lo pseudo-bedrock in questo caso è riconducibile alle formazioni IMO2 e IMO3.

5.1.3. Montepasore

L'abitato di Montepasore si trova su una dorsale sub-pianeggiante costituita da sedimenti di tipo eolico a tessitura prevalentemente fine. Queste coperture quaternarie poggiano su un substrato riconducibile alla Formazione fortemente tettonizzata delle Argille e Calcari del Torrente Lavinello (AVN) mentre nella porzione meridionale dell'abitato poggiano sulla Formazione di Montepasore, composta da sedimenti torbiditici.

Le indagini geofisiche di repertorio (037042L20REM120) effettuate nell'area hanno individuato una profondità del bedrock a circa 23 m, e una $V_{s23}=227$ m/s. Considerando la zona di ubicazione quindi possiamo indicare la presenza di un substrato appartenente alla Formazione AVN e identificarlo come non rigido, perché la velocità delle onde di taglio risulta circa pari a 531 m/s.

La sismica passiva HVSr ha riscontrato picchi di amplificazione a frequenze compresi tra 2,4 e 3,5 Hz, facendo ipotizzare riflettori con moderati contrasti di impedenza a circa 25 m di profondità.

Nelle porzioni più acclivi sono state svolte indagini geofisiche di dettaglio che hanno individuato spessori differenti (da 7 a 17 m) testimoniando una complicata conformazione del sottosuolo.

5.1.4. Calderino

L'area in esame si estende lungo il fondovalle dalla località Ponte Rivabella (a nord) in fino alla zona industriale di Calderino (limite a sud).

Considerando la porzione nord, osservando i dati ottenuti dalle indagini geofisiche eseguite e quelle realizzate in precedenti studi, si può determinare un spessore delle coltri alluvionali di circa 10 m ($V_{sH}\approx 200$ m/s) in destra idrografica del Torrente Landa mentre in sinistra lo spessore medio suscettibile di amplificazione risulta essere sui 5 m. Questi depositi, composti prevalentemente da materiale ghiaioso immerso in abbondante matrice argillosa poggia in parte sulla successione epiligure (Formazione del Pantano - PAT) e in parte sulla successione neogenica quaternaria di margine riconducibile alla Argille Azzurre (FAA). Si tratta in ogni caso di formazioni fortemente tettonizzate, in contatto tettonico tra loro, e considerate come bedrock non rigido ($V_s < 800$ m/s). Le indagini geofisiche pregresse indicano infatti una profondità dello pseudo bedrock di 5 m con le $V_{s5}=193$ m/s. Le indagini di sismica passiva a stazione singola HVSr indicano amplificazioni ad alte frequenze, confermando quindi la presenza di riflettori nei primi metri di profondità. Le indagini svolte nel presente studio hanno inoltre individuato profondità dello pseudo bedrock massime fino a 20 metri con V_s di circa 250 m/s.

Sempre in questa zona sono inoltre presenti accumuli di materiale fine di alterazione colluviale, mentre lungo il fondovalle del Torrente Lavino predominano dissesti di versante caratterizzati per lo più da movimenti di scivolamento e colamento, causati per lo più dalla presenza di formazioni facilmente erodibili.

Le indagini eseguite nelle porzioni lungo il Torrente Lavino, hanno permesso di individuare anche qui spessori di coperture alluvionali di circa 10 m (caratterizzate da una tessitura prevalentemente ghiaiosa in matrice argillosa), comprendenti anche la parte superficiale di bedrock alterato. Questi depositi poggiano, vista la grande estensione dell'area indagata, in contatto erosivo su diverse formazioni della successione epiligure (TER2, CIG, PAT, MVT, ANT e LOI) e ligure (FPG e AVS). Si tratta comunque di bedrock non rigidi a causa dell'intensa tettonizzazione che li ha caratterizzati. Le registrazioni HVSr evidenziano picchi in un ampio range di alte frequenze, confermando la presenza di riflettori sismici a profondità di circa 10 m.

Le prove effettuate ex-novo hanno individuato anche spessori di oltre i 20 m (comprendente la porzione di substrato alterato) nelle porzioni di territorio più acclivi con Vs di circa 250 m/s.

6 Interpretazione e incertezze

Il programma delle indagini geognostiche e geofisiche è stato in larga parte finalizzato allo studio della profondità del bedrock o dello pseudo bedrock sismico. Nelle aree sub-pianeggianti il substrato geologico ($V_s > 800\text{m/s}$) si trova però ad una profondità molto elevata e ben superiore al potenziale di investigazione delle indagini a disposizione. Questo ha portato alla necessità formulare alcune assunzioni soprattutto sul modello del sottosuolo comunque indispensabili per l'attivazione delle successive fasi di analisi. In alcuni casi infatti la profondità del substrato, così come previsto dalle linee guida è stata determinata attraverso la costruzione di linee di tendenza sull'ultimo tratto delle V_s derivanti dalle prove eseguite.

7 Metodologie di elaborazione e risultati

7.1 Analisi di RSL con metodi numerici monodimensionali (EERA)

Considerando le NTC 2008 paragrafo 3.2.2 “Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l’effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi..” in questo studio di microzonazione sismica di terzo livello sono state effettuate analisi numeriche della RSL con un codice di calcolo che simula la propagazione (e l’amplificazione) delle onde sismiche all’interno dei depositi di terreno presenti al di sopra del substrato rigido.

Lo scopo del presente studio è infatti quello di determinare le modifiche che un segnale sismico $u_B(t)$ partendo dalla base (B) di un deposito subisce fino a raggiungere la superficie, S, trasformandosi in un segnale, amplificato o deamplificato, $u_S(t)$. Nel modello vengono inseriti ed analizzati uno o più sismi in input $u_R(t)$.

Per spiegare questo è necessario parlare della *funzione di trasferimento* (o impropriamente funzione di amplificazione), la quale rappresenta una funzione complessa nel dominio della frequenza, ed esprime il rapporto tra la trasformata di Fourier del moto sismico in superficie al deposito e la trasformata del moto su roccia affiorante, per cui l’ampiezza, o modulo, della funzione di trasferimento è pari al rapporto tra le ampiezze degli spettri di Fourier rispettivamente in superficie e su roccia affiorante.

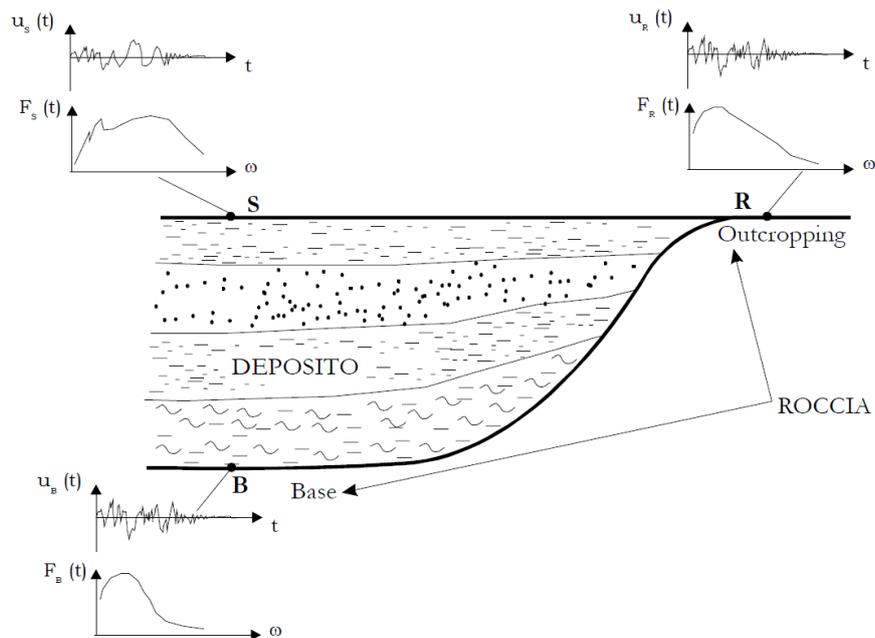


Fig. 18 Rappresentazione tipo per la determinazione della risposta sismica locale (fonte: J. Facciorusso)

Studiare la risposta sismica locale quindi vuol dire definire la funzione di trasferimento o la funzione di amplificazione rappresentativa della situazione geologico strutturale al di sotto del sito in esame. Bisogna dunque stabilire una relazione fra la struttura del sottosuolo e la funzione di amplificazione o di trasferimento. Si presume che la forma di queste due funzioni sia legata alle modalità di trasmissione delle onde all’interno dello strato superficiale ed in particolare alle interferenze che si generano fra queste onde. Le caratteristiche del processo sono controllate dall’impedenza sismica (Fig. 19).

Una tipica situazione capace di amplificare il moto del suolo è quella di un basamento rigido coperta da sedimenti soffici. In questo caso, l’onda emergente dal basso rimane intrappolata all’interno dello strato sedimentario a causa della presenza di forti contrasti di impedenza sismica sia alla base che in

superficie. Se il contrasto alla base è molto grande, l'intrappolamento è perfetto e tutta l'energia rimane all'interno del sedimento. Le onde all'interno interferendo tra loro possono generare amplificazioni.

In un intrappolamento perfetto delle onde, l'amplificazione è massima per certe frequenze (chiamate Frequenze di risonanza) che dipendono dallo spessore dello strato e dalle velocità delle onde al suo interno. Per minori contrasti di impedenza, parte dell'energia intrappolata riesce ad uscire dal sistema. L'entità di amplificazione dipende dunque dal contrasto alla base del sistema.

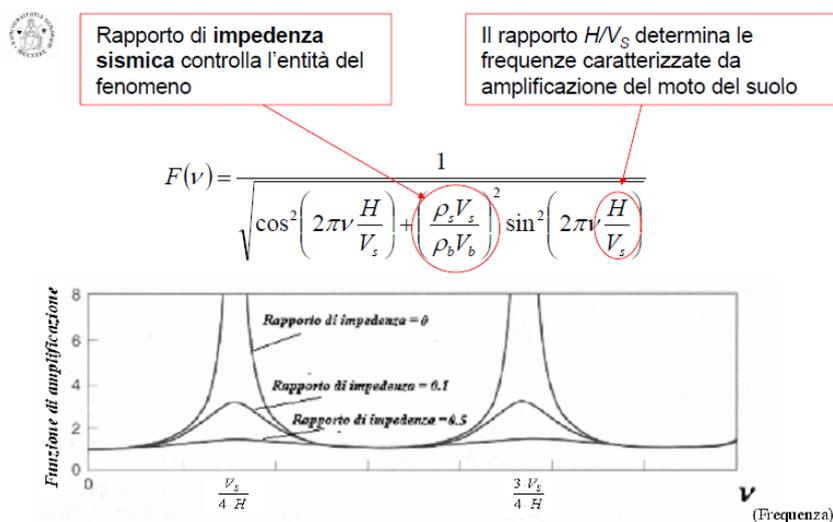


Fig. 19 Rappresentazione della funzione di amplificazione in cui compaiono i parametri chiave del rapporto di impedenza sismica e il rapporto dello spessore e la velocità delle onde di taglio (fonte: D. Albarello, 2013)

La valutazione della RSL solo in termini di ampiezze massime è poco significativa. La funzione di trasferimento infatti indica quali sono le componenti del moto sismico che, attraversando il deposito, vengono maggiormente modificate (amplificandole o attenuandole). Il deposito agisce quindi da filtro smorzante o amplificante per determinate frequenze, con un valore massimo corrispondente alla frequenza caratteristica del deposito.

In un sistema monodimensionale e in campo lineare la funzione di trasferimento rappresenta la proprietà intrinseca del deposito, legata alle sue caratteristiche geometriche e meccaniche, in grado di fornire informazioni di tipo qualitativo. Nella maggior parte dei casi, la risposta sismica, a causa della non linearità del terreno, è funzione delle specifiche caratteristiche dell'input sismico e non si può definire una funzione di trasferimento.

Il codice di calcolo utilizzato per il presente studio è EERA (Equivalent –linear Earthquake Response Analysis) sviluppato da J.P. Bardet, K. Ichii e C.H. Lin nel 2000, e costruito con lo stesso concetto del precedente SHAKE. I programmi monodimensionali 1D si basano su una serie di ipotesi e principalmente si assume che:

- il bedrock sia orizzontale e indefinitamente esteso
- il deposito sia omogeneo o al più stratificato orizzontalmente
- la sollecitazione sismica sia costituita da sole onde di taglio polarizzate sul piano orizzontale (SH) incidenti il bedrock con direzione di propagazione verticale.

Adotta il modello fisico a strati continui ed omogenei a comportamento viscoelastico linearizzato di Kelvin-Voigt in cui ogni strato è omogeneo, isotropo, ed è caratterizzato da uno spessore h , densità ρ , dal modulo di taglio G e dal rapporto di smorzamento D .

Lavora inoltre nel campo delle tensioni totali e quindi non tiene conto delle sovrappressioni interstiziali generate dal sisma che possono influenzare direttamente le caratteristiche di rigidezza dei terreni.

Il calcolo della RSL viene effettuato dal codice di calcolo attraverso il metodo della funzione di trasferimento e si articola in quattro fasi (vedi Fig. 20):

- 1 : Calcolo della trasformata di Fourier dell'accelerogramma di input al bedrock attraverso la quale quest'ultimo è trasformato in una somma infinita di armoniche;
- 2 : Calcolo della funzione di amplificazione tra il basamento e la superficie del deposito;
- 3 : Calcolo della trasformata di Fourier della risposta in accelerazione alla superficie del deposito come prodotto della funzione di amplificazione per la trasformata di Fourier dell'input;
- 4 : Calcolo della trasformata inversa di Fourier della trasformata ottenuta al punto 3, ottenendo l'accelerogramma in superficie.

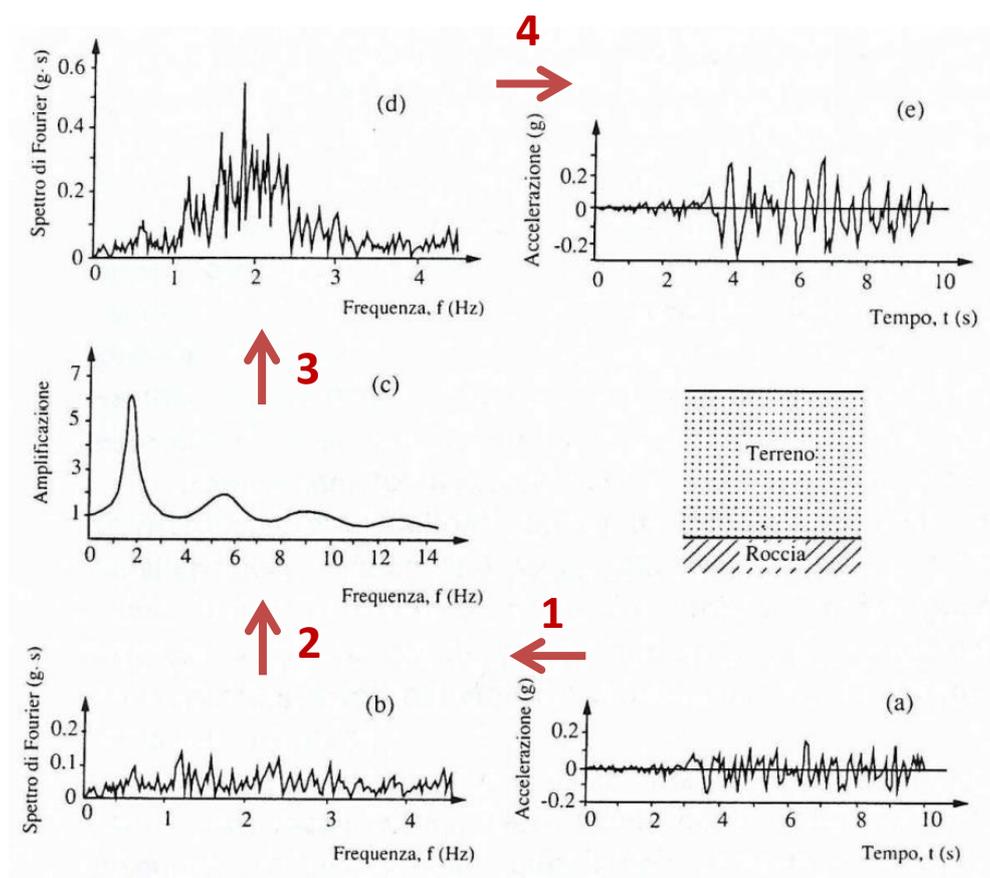


Fig. 20 Schema riassuntivo delle fasi di calcolo usate dal codice di calcolo EERA

Il comportamento del terreno risulta però spesso non lineare, e per ovviare a questo problema (pur mantenendo un'impostazione lineare delle equazioni del moto, applicando il metodo della trasformata di Fourier) si applica una procedura iterativa (modello lineare equivalente), ovvero: nel programma di calcolo i moduli G e D si ottengono da iterazioni che sono funzione del livello di deformazione " γ " indotto in tutti gli strati; quindi, non essendo costanti, variano fino a raggiungere un valore uguale al livello di deformazione indotto dal sisma. Il processo termina quando i valori di γ , G e D trovati all' i -esima iterazione e quelli trovati all'iterazione precedente sono trascurabili.

I valori in input richiesti da EERA sono:

1. stratigrafia dell'area in analisi (numero e spessore strati, e peso di volume)
2. modulo di taglio G e rapporto di smorzamento D per ciascun materiale considerato
3. profondità del bedrock
4. velocità delle onde S per ciascuno strato

5. accelerogrammi di riferimento

La maggior parte di questi dati in ingresso sono ottenuti dalle prove in campagna (n. 1, 3, 4) mentre per quanto riguarda il modulo di taglio e il fattore di smorzamento, sono stati considerati le curve proposte da Vucetic (P.I. = 50 %) per le argille, Seed e Idriss per sabbie e Rollins et al. (1998) per le ghiaie.

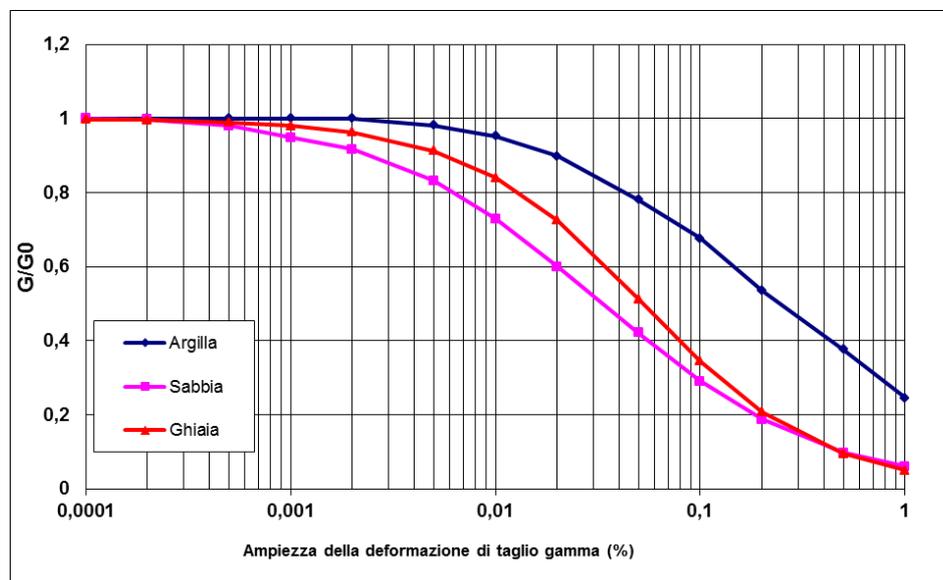


Fig. 21 Curve di decadimento normalizzate del rapporto dei moduli di taglio con γ per determinati terreni

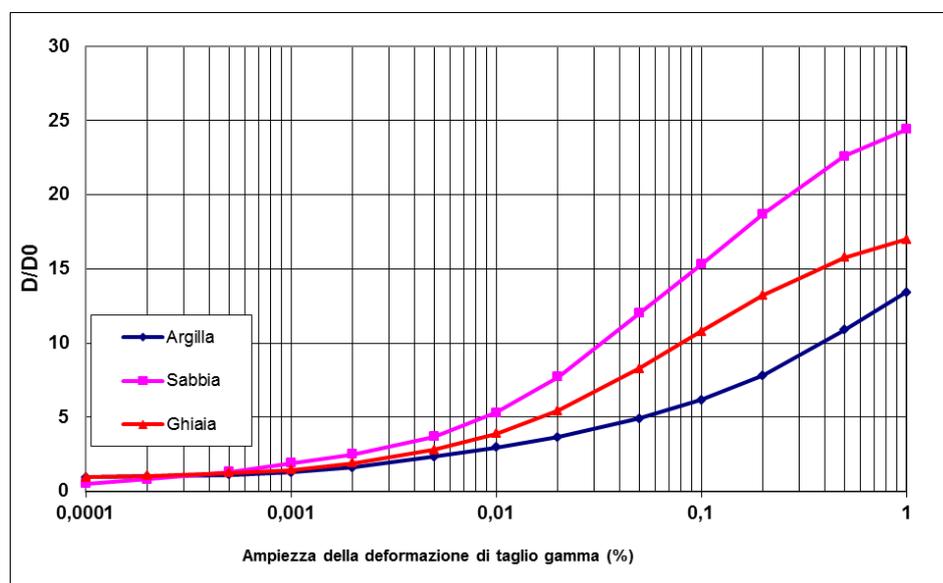


Fig. 22 Curve del rapporto di smorzamento con γ per determinati terreni

Gli accelerogrammi di riferimento normalizzati sono stati reperiti nel sito web del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli regionale, e si riferiscono all'ultimo aggiornamento del DAL n.112/2007 dalla Delibera Giunta regionale n. 2193 del 21 dicembre 2015. Questi segnali sismici sono rappresentativi dello scuotimento atteso, per un periodo di ritorno di 475 anni (10% di probabilità di superamento in 50 anni), sul suolo di riferimento relativo alla categoria di sottosuolo A ($V_s > 800$ m/s) definita dalla NTC08.

Per la determinazione della RSL, la Regione fornisce inoltre gli spettri rappresentativi della zona in esame da utilizzare come riferimento. Per la definizione del moto di riferimento vengono infatti forniti: la forma dello spettro di risposta in accelerazione (smorzamento pari al 5%) normalizzato, e mediato

sul territorio regionale, rappresentativo del moto sismico atteso per un periodo di ritorno di 475 anni in Emilia-Romagna e i valori di accelerazione massima orizzontale a_{refg} , espressa in frazione dell'accelerazione di gravità g , con il 10% di probabilità di superamento in 50 anni corrispondente ad un periodo di ritorno di 475 anni. Entrambi i dati sono stati elaborati e calcolati da INGV.

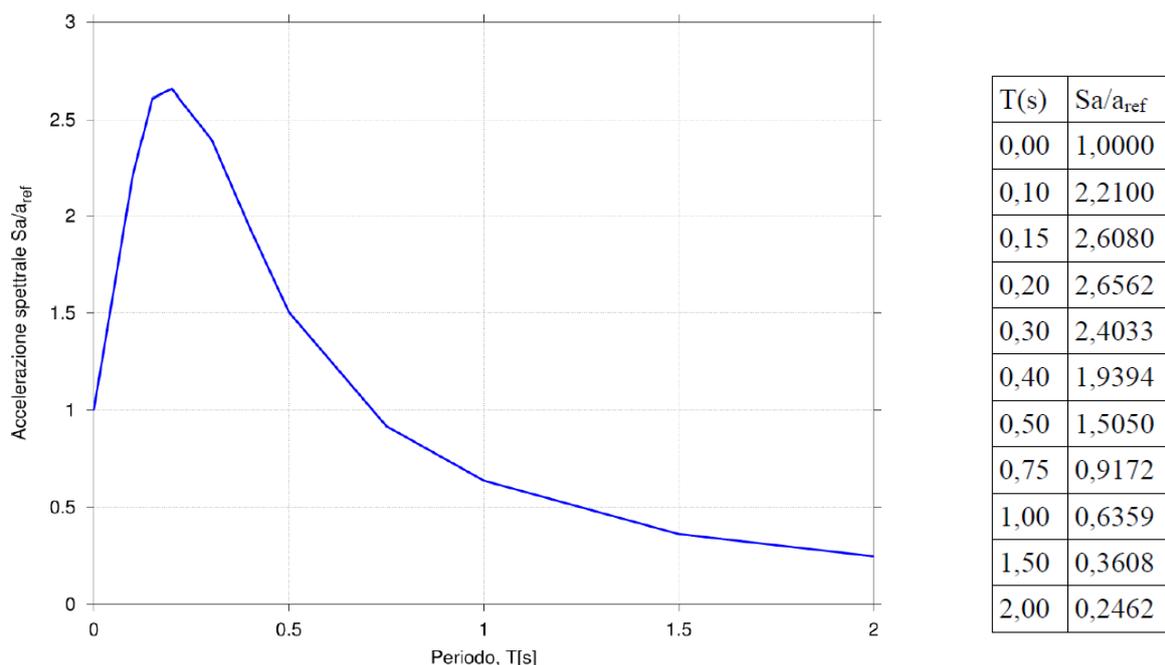


Fig. 23 Spettro di risposta normalizzato per l'Emilia-Romagna con i relativi valori in tabella (fonte: DGR n.2193/2015)

Per ottenere lo spettro di risposta in accelerazione a probabilità uniforme (con smorzamento di 5%) che si riferisce al moto sismico atteso per un periodo di ritorno di 475 anni nel sito in esame, si moltiplica i valori proposti dalla Regione nella tabella in Fig. 23 per il valore di a_{refg} . I valori di a_{refg} sono forniti in una maglia a punti con passo 0,05 gradi e sono stati scelti in base alla vicinanza al sito in esame:

- $a_{refg} = 0,1622$ Chiesa Nuova
- $a_{refg} = 0,1638$ Calderino
- $a_{refg} = 0,1618$ Monte San Giovanni
- $a_{refg} = 0,1592$ Montepastore

Il vantaggio dato da un'analisi numerica della RSL attraverso codici di calcolo monodimensionale è dato dalle informazioni in output:

1. variazione con la profondità dei valori massimi dell'accelerazione massima, della tensione e della deformazione di taglio;
2. la storia temporale dell'accelerazione, spostamento e velocità relativa, delle tensioni e delle deformazioni di taglio per ciascuno strato e per il bedrock;
3. la funzione di trasferimento del deposito;
4. lo spettro di Fourier;
5. lo spettro di risposta in termini di accelerazione, velocità e spostamento per ciascuno strato e per il bedrock.

Grazie ai valori ottenuti possiamo così ottenere i fattori di amplificazione sismica necessari per la costruzione della carta di microzonazione sismica di terzo livello. Questi sono espressi in termini di

rapporto di accelerazione massima orizzontale FA_{PGA} e rapporto di Intensità di Housner per prefissati intervalli di periodi:

$$FA_{PGA} = \frac{PGA}{PGA_0}$$
$$FA_{T1-T2} = \frac{SI}{SI_0}$$

PGA_0 , SI_0 rappresentano rispettivamente l'accelerazione massima orizzontale e l'Intensità di Housner al suolo di riferimento ricavati dal sito della regione;

PGA (Peak Ground Acceleration) e SI sono le corrispondenti grandezze di accelerazione massima orizzontale e Intensità di Housner calcolate alla superficie dei siti esaminati;

L'Intensità di Housner è definita da:

$$SI = \int_{T1}^{T2} PSV(\xi, T) dT$$

Dove PSV è lo pseudo-spettro di risposta in velocità, ξ è lo smorzamento e T il periodo proprio.

Nei calcoli è stato impostato uno smorzamento del 5% e tre intervalli di periodi ottenendo tre valori di intensità spettrale:

- SI1: $0,1s \leq T \leq 0,5s$
- SI2: $0,5s \leq T \leq 1,0s$
- SI3: $0,5s \leq T \leq 1,5s$

7.1.1. Risultati

Per ciascuna area sono state effettuate diverse simulazioni con riferimento alle stratigrafie derivanti dalle differenti prove geofisiche disponibili; in altre situazioni di minore complessità è stato utilizzato un unico profilo di velocità in corrispondenza di più aree limitrofe. Per ogni area sono stati comunque selezionati, ai fini della redazione delle carte di microzonazione, i parametri di amplificazione più cautelativi (valori più elevati).

7.1.1.1 Chiesa Nuova

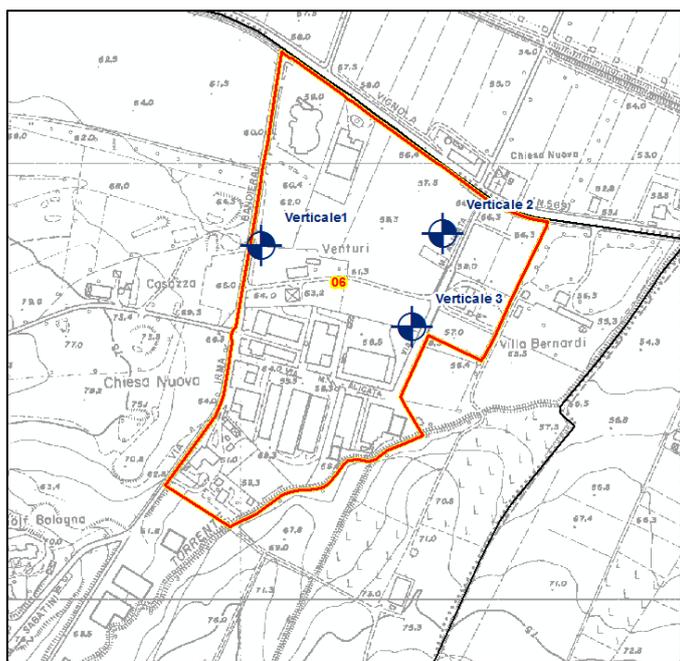


Fig. 24 Ubicazione verticali di indagine per le analisi di risposta sismica locale

Tab. 3 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 1 (0046_1, 0126_1 e 0354_1)

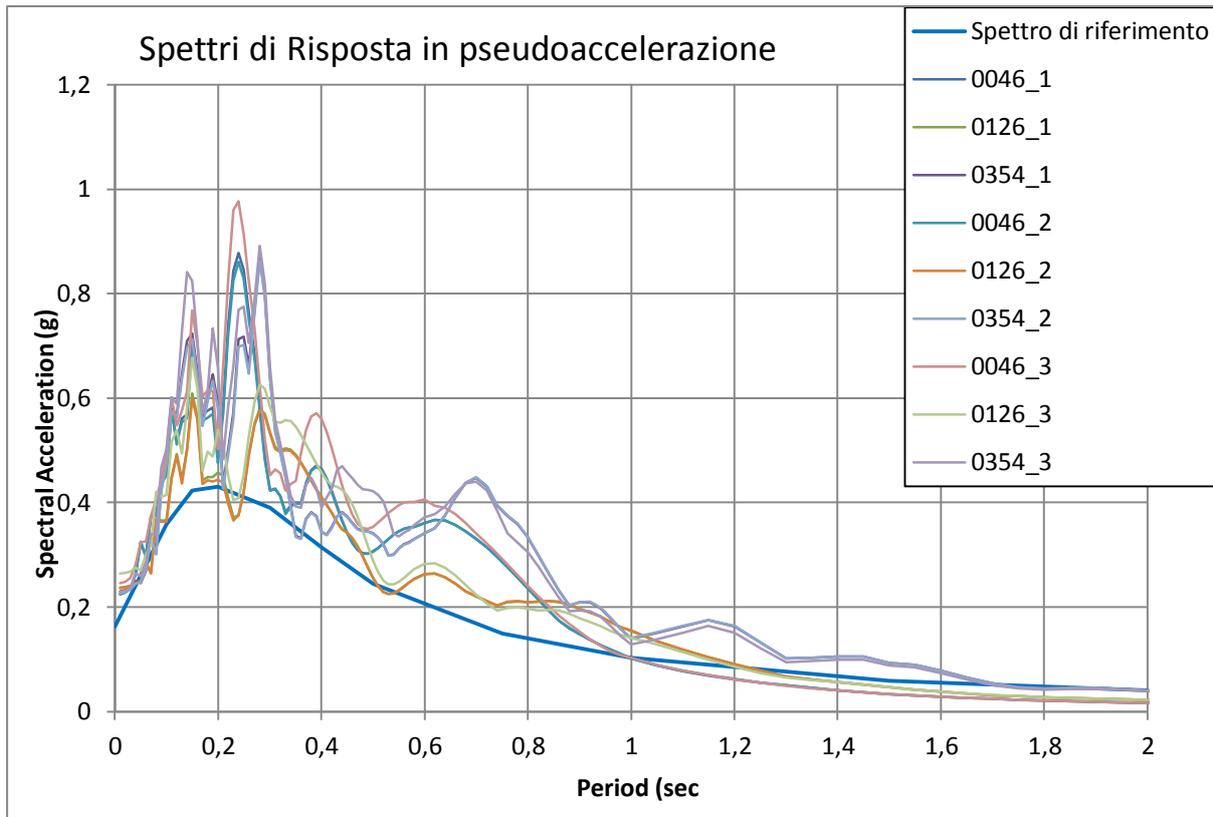
Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	1,0	62,50		18,03	184,4			0,5	9,02
	2	1	1,7	67,56		19,49	184,4			1,9	34,60
	3	1	0,3	111,41		19,49	236,8			2,9	54,09
	4	1	1,5	106,72		18,67	236,8			3,8	71,01
	5	1	2,2	115,24		20,16	236,8			5,6	107,19
	6	1	4,6	154,28		20,16	274			9,0	175,74
	7	1	0,6	154,28		20,16	274			11,6	228,15
	8	1	5,0	174,26		20,16	291,2			14,4	284,60
	9	1	5,5	188,42		20,16	302,8			19,7	390,44
	10	1	10,1	209,91		20,16	319,6			27,5	547,69
	11	1	2,5	223,79		20,16	330			33,8	674,70
	12	1	25,0	251,74		20,16	350			47,5	951,90
Bedrock	13	0		904,43	1	21,00	650	Outcrop		60,0	1203,90

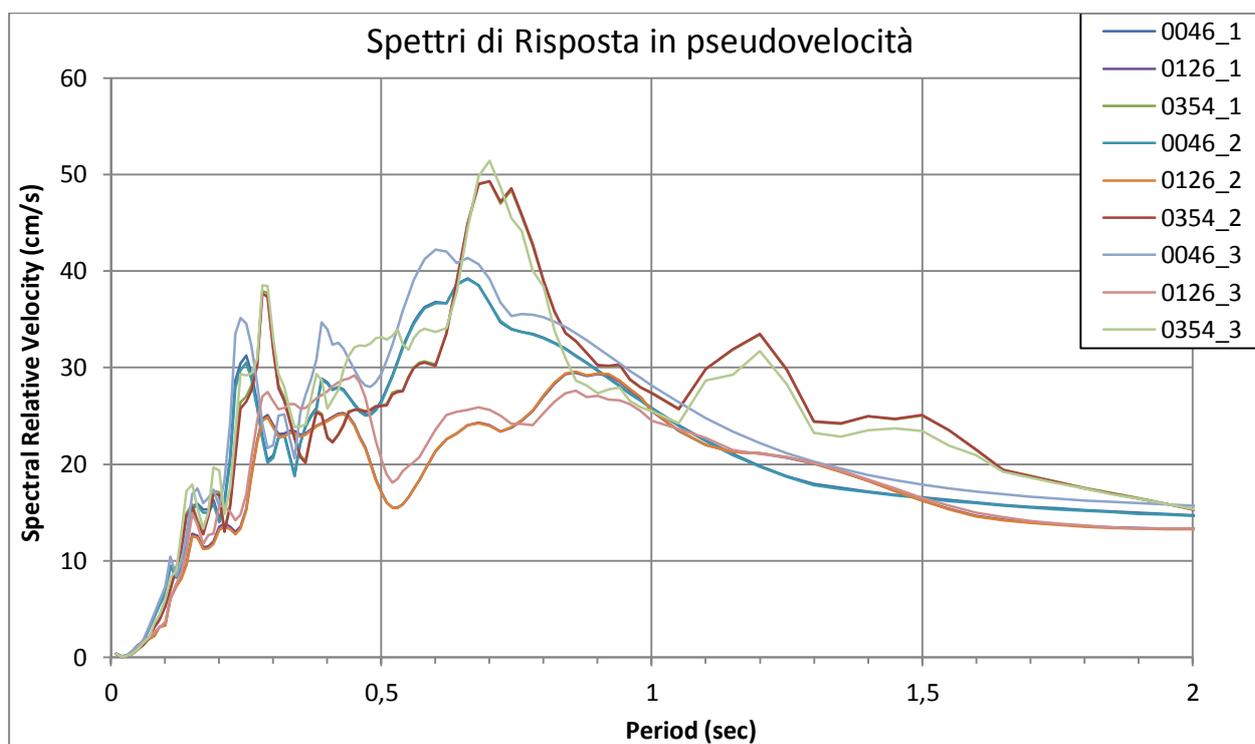
Tab. 4 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 2 (0046_2, 0126_2 e 0354_2)

Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	2,7	66,38		19,15	184,4			1,4	25,85
	2	1	0,3	109,46		19,15	236,8			2,9	54,58
	3	1	3,7	115,69		20,24	236,8			4,9	94,89
	4	1	0,7	154,90		20,24	274			7,1	139,42
	5	1	4,5	157,19		20,54	274			9,7	192,72
	6	1	0,9	177,55		20,54	291,2			12,4	248,18
	7	1	0,8	165,96		19,20	291,2			13,2	265,10
	8	1	2,0	172,19		19,92	291,2			14,6	292,70
	9	1	1,3	172,19		19,92	291,2			16,3	325,57
	10	1	5,5	186,93		20,00	302,8			19,6	393,52
	11	1	10,1	208,24		20,00	319,6			27,5	549,52
	12	1	2,5	223,79		20,16	330			33,8	675,72
	13	1	25,0	251,74		20,16	350			47,5	952,92
Bedrock	14	0		904,43	1	21,00	650	Outcrop		60,0	1204,92

Tab. 5 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 3 (0046_3, 0126_3 e 0354_3)

Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	3,5	66,93		19,00	185,9			1,8	33,25
	2	1	2,8	100,77		19,00	228,1			4,9	93,10
	3	1	5,3	135,81		19,00	264,8			8,9	170,05
	4	1	5,9	159,87		19,00	287,3			14,6	276,45
	5	1	6,0	191,57		19,00	314,5			20,5	389,50
	6	1	11,8	232,40		19,00	346,4			29,4	558,60
	7	1	24,7	326,20		20,00	400			47,7	917,70
Bedrock	8	0		904,43	1	21,00	650	Outcrop		60,0	1164,70





n.	MOPS	agref	PGA	FA PGA	FA SI		
					0,1-0,5	0,5-1	0,5-1,5
0046_1	2001	0,1622	0,225	1,39	1,45	1,72	1,69
0126_1	2001	0,1622	0,237	1,46	1,41	1,79	1,70
0354_1	2001	0,1622	0,230	1,42	1,44	1,83	1,63
0046_2	2001	0,1622	0,224	1,38	1,44	1,73	1,70
0126_2	2001	0,1622	0,236	1,46	1,40	1,80	1,71
0354_2	2001	0,1622	0,227	1,40	1,43	1,83	1,63
0046_3	2001	0,1622	0,245	1,51	1,64	1,82	1,76
0126_3	2001	0,1622	0,264	1,63	1,58	1,75	1,66
0354_3	2001	0,1622	0,229	1,41	1,63	1,80	1,57

Fig. 25 Spettri di risposta in pseudo-accelerazione e pseudo-velocità per la determinazione dei fattori di amplificazione inseriti in tabella.

Il FAPGA massimo registrato risulta essere quello misurato sulla verticale "0126_3" uguale a 1,63. L'intensità spettrale è particolarmente elevata a periodi compresi tra 0,5 e 1 secondo.

Questi valori risultano sensibilmente inferiori all'area con codice 2002 in cui i valori sono stati calcolati con le tabelle proposte dalla Regione.

7.1.1.2 Calderino

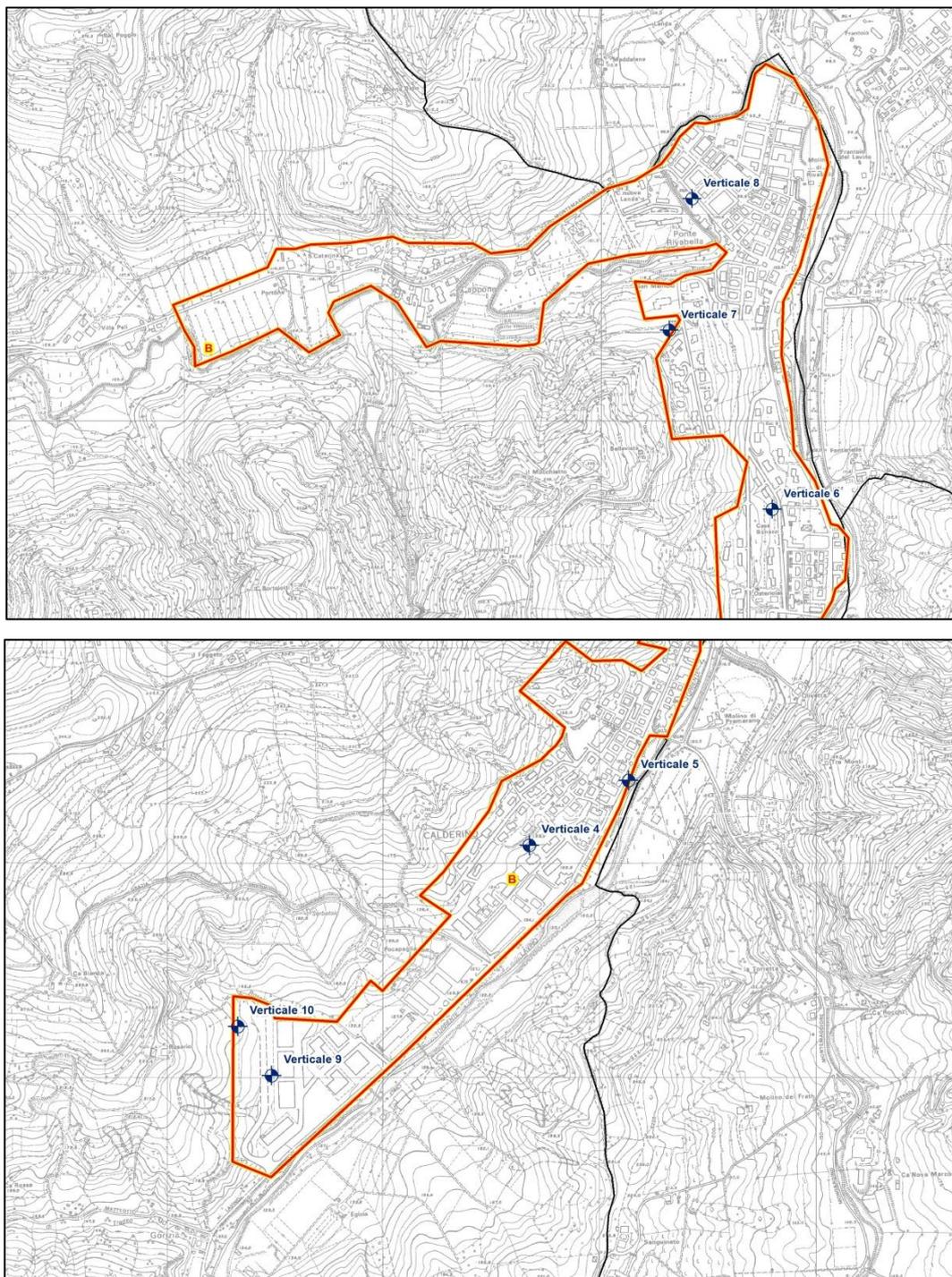


Fig. 26 Ubicazione verticali di indagine per le analisi di risposta sismica locale

Tab. 6 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 4 (0046_1, 0126_1 e 0354_1)

	Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1		0,8	44,65		18,00	156			0,4	6,93
	2	1		1,3	53,03		18,00	170			1,4	25,56
	3	1		1,2	86,23		19,00	211			2,7	48,66
	4	1		2,6	84,60		19,00	209			4,6	84,76
	5	1		2,8	105,15		19,00	233			7,3	136,06
	6	1		2,6	137,04		19,00	266			10,0	187,36
	7	1		3,9	201,01		20,00	314			13,2	251,06
	8	1		4,6	223,37		20,00	331			17,5	336,06
	9	2		4,2	264,22		20,00	360			21,9	424,06
Bedrock	10	0		1045,93		1	21,00	699	Outcrop		24,0	466,06

Tab. 7 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 5 (0046_2, 0126_2 e 0354_2)

	Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1		1,0	44,08		18,00	155			0,5	8,91
	2	1		1,3	71,93		18,00	198			1,6	29,52
	3	1		1,0	72,66		18,00	199			2,8	50,22
	4	1		1,5	74,87		18,00	202			4,0	72,72
	5	1		1,4	69,06		18,00	194			5,5	98,82
	6	3		1,1	85,41		19,00	210			6,7	121,87
	7	1		1,9	37,00		18,00	142			8,2	149,42
	8	3		1,5	132,95		19,00	262			9,9	180,77
	9	3		2,7	156,21		19,00	284			12,0	220,67
Bedrock	10	0		610,43		1	21,00	534	Outcrop		13,4	246,32

Tab. 8 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 6 0046_3, 0126_3 e 0354_3

	Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1		1,0	40,72		19,00	145			0,5	4,59
	2	1		1,0	67,01		19,00	186			1,5	13,78
	3	1		1,0	75,93		19,00	198			2,5	22,97
	4	1		1,0	79,03		19,00	202			3,5	32,16
	5	1		1,0	82,99		19,00	207			4,5	41,35
	6	1		1,0	106,05		19,00	234			5,5	50,54
	7	1		1,0	186,13		19,00	310			6,5	59,73
	8	1		1,0	205,84		19,00	326			7,5	68,92
	9	1		1,0	200,82		19,00	322			8,5	78,11
	10	1		1,0	221,27		19,00	338			9,5	87,31
	11	1		1,0	230,53		19,00	345			10,5	96,50
	12	1		1,0	252,41		19,00	361			11,5	105,69
	13	1		1,0	256,62		19,00	364			12,5	114,88
	14	1		1,0	258,03		19,00	365			13,5	124,07
	15	1		1,0	251,01		19,00	360			14,5	133,26
	16	1		1,0	248,23		19,00	358			15,5	142,45
	17	1		1,0	272,36		19,00	375			16,5	151,64
	18	1		1,0	278,20		19,00	379			17,5	160,83
	19	1		1,0	269,46		19,00	373			18,5	170,02
	20	1		1,0	276,74		19,00	378			19,5	179,21
	21	1		5,0	309,89		19,00	400			22,5	206,78
Bedrock	22	0		863,17		1	21,00	635	Outcrop		25,0	229,75

Tab. 9 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 7 (0046_4, 0126_4 e 0354_4)

Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	0,9	58,79		18,00	179			0,4	8,10
	2	1	1,3	58,14		18,00	178			1,5	27,90
	3	1	1,9	139,11		19,00	268			3,1	57,65
	4	1	1,8	180,17		19,00	305			5,0	92,80
	5	1	3,0	220,67		20,00	329			7,4	139,90
	6	1	3,9	117,21		19,00	246			10,9	206,95
	7	1	3,1	249,75		20,00	350			14,4	275,00
	8	1	2,7	274,60		20,00	367			17,3	333,00
	9	1	2,3	311,68		20,00	391			19,8	383,00
Bedrock	10	0		863,17	1	21,00	635	Outcrop		20,9	406,00

Tab. 10 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 8 (0046_5, 0126_5 e 0354_5)

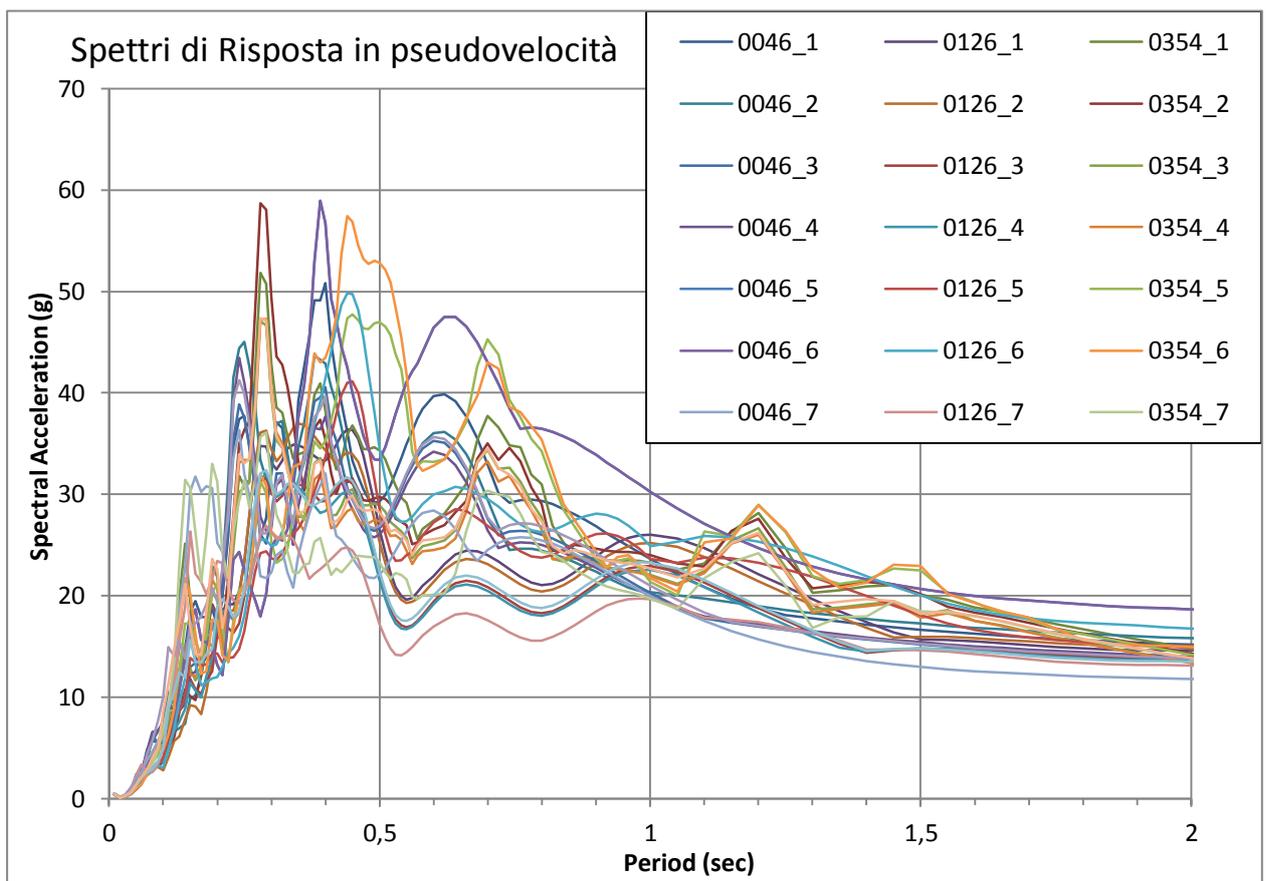
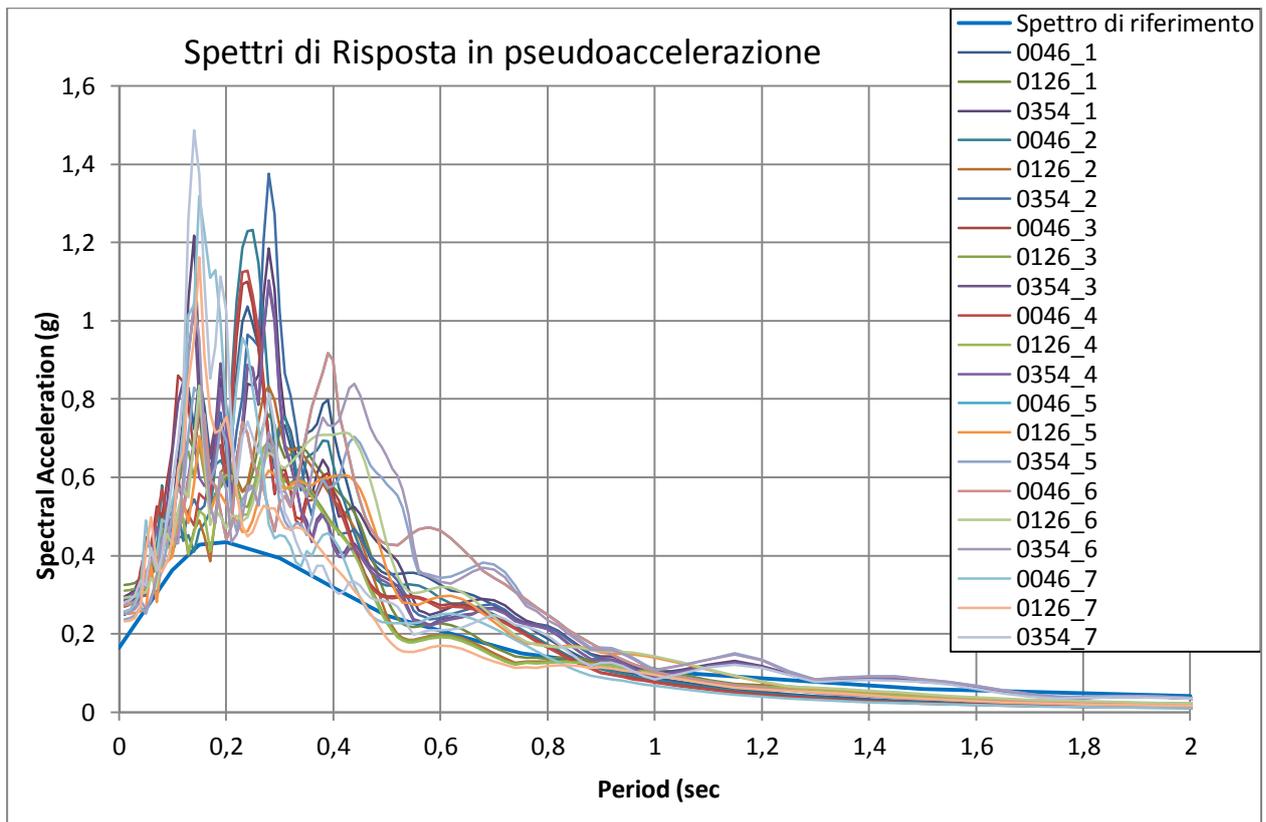
Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	1,1	41,84		18,00	151			0,6	9,90
	2	1	2,1	66,24		18,00	190			2,2	38,70
	3	1	2,4	92,04		19,00	218			4,4	80,40
	4	1	5,8	100,68		19,00	228			8,5	158,30
	5	1	4,0	106,05		19,00	234			13,4	251,40
	6	1	2,3	104,25		19,00	232			16,5	311,25
	7	1	3,0	129,92		19,00	259			19,2	361,60
	8	1	4,4	154,02		19,00	282			22,9	431,90
	9	1	5,5	206,17		20,00	318			27,9	528,70
Bedrock	10	0		780,95	1	21,00	604	Outcrop		30,6	583,70

Tab. 11 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 9 (0046_6, 0126_6 e 0354_6)

Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	1,7	24,13		17,00	118			0,9	14,45
	2	1	1,8	45,23		18,00	157			2,6	45,10
	3	1	1,8	36,48		18,00	141			4,4	77,50
	4	1	1,7	30,19		17,00	132			6,1	108,15
	5	1	1,8	52,41		18,00	169			7,9	138,80
	6	1	1,7	31,12		17,00	134			9,6	169,45
	7	1	1,8	56,84		18,00	176			11,4	200,10
	8	1	1,8	40,74		18,00	149			13,2	232,50
	9	3	1,9	114,37		19,00	243			15,1	266,75
Bedrock	10	0		452,28	1	20,00	471	Outcrop		16,0	284,80

Tab. 12 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 10 (0046_7, 0126_7 e 0354_7)

Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	1,7	24,13		17,00	118			0,9	14,45
	2	1	1,8	45,23		18,00	157			2,6	45,10
	3	1	1,8	36,48		18,00	141			4,4	77,50
Bedrock	4	0		452,28	1	20,00	471	Outcrop		5,3	93,70



n.	MOPS	agref	PGA	FA PGA	FA SI		
					0,1-0,5	0,5-1	0,5-1,5
0046_1	2010	0,1638	0,256	1,56	1,98	1,46	1,42
0126_1	2010	0,1638	0,326	1,99	1,88	1,33	1,29
0354_1	2010	0,1638	0,296	1,81	1,97	1,30	1,19
0046_2	2007	0,1638	0,249	1,52	1,90	1,34	1,30
0126_2	2007	0,1638	0,293	1,79	1,79	1,20	1,20
0354_2	2007	0,1638	0,281	1,71	1,90	1,23	1,15
0046_3	2009	0,1638	0,270	1,65	1,77	1,28	1,24
0126_3	2009	0,1638	0,310	1,89	1,65	1,18	1,18
0354_3	2009	0,1638	0,286	1,75	1,75	1,19	1,13
0046_4	2008	0,1638	0,256	1,56	1,70	1,26	1,21
0126_4	2008	0,1638	0,274	1,67	1,58	1,16	1,16
0354_4	2008	0,1638	0,254	1,55	1,67	1,18	1,11
0046_5	2006	0,1638	0,272	1,66	1,89	1,92	1,83
0126_5	2006	0,1638	0,272	1,66	1,82	1,69	1,57
0354_5	2006	0,1638	0,237	1,45	1,81	1,62	1,41
0046_6	2011	0,1638	0,272	1,66	1,89	1,92	1,83
0126_6	2011	0,1638	0,292	1,78	2,06	1,77	1,63
0354_6	2011	0,1638	0,252	1,54	2,04	1,60	1,38
0046_7	2012	0,1638	0,256	1,56	1,55	1,09	1,07
0126_7	2012	0,1638	0,232	1,41	1,46	1,06	1,06
0354_7	2012	0,1638	0,280	1,71	1,55	1,08	1,05

Fig. 27 Spettri di risposta in pseudo-accelerazione e pseudo-velocità per la determinazione dei fattori di amplificazione inseriti in tabella.

I valori di amplificazione (FAPGA) più elevati si riscontrano nella MOPS 2010 in cui si raggiunge il valore di 1,99.

L'intensità spettrale è piuttosto eterogena lungo le verticali analizzate e presenta i massimi valori, di circa 2,06 nei primi periodi (0,1-0,5 s), nell'area 2011.

7.1.1.3 Monte San Giovanni

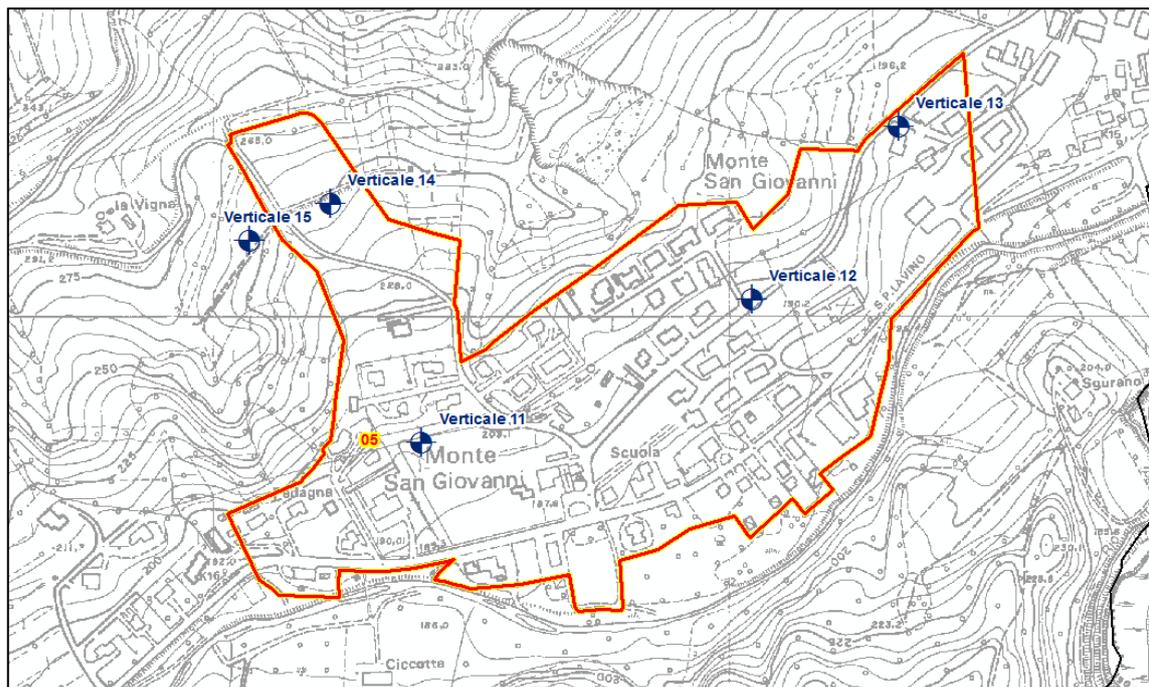


Fig. 28 Ubicazione verticali di indagine per le analisi di risposta sismica locale

Tab. 13 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 11 (0046_1, 0126_1 e 0354_1)

Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	2,0	39,65		18,00	147			1,0	18,00
	2	1	1,1	74,13		18,00	201			2,5	45,90
	3	1	1,4	83,79		19,00	208			3,8	69,10
	4	1	2,1	63,48		18,00	186			5,5	101,30
	5	1	1,7	75,61		18,00	203			7,4	135,50
	6	1	1,0	98,05		19,00	225			8,8	160,11
	7	1	1,2	102,46		19,00	230			9,9	180,82
	8	1	1,6	134,99		19,00	264			11,3	207,42
	9	1	1,5	154,02		19,00	282			12,8	236,87
Bedrock	10	0		332,31	1	21,00	394	Outcrop		13,6	251,12

Tab. 14 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 12 (0046_2, 0126_2 e 0354_2)

Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	2,0	39,65		18,00	147			1,0	18,00
	2	1	1,1	74,13		18,00	201			2,5	45,90
	3	1	1,4	83,79		19,00	208			3,8	69,10
	4	1	2,1	63,48		18,00	186			5,5	101,30
	5	1	1,7	75,61		18,00	203			7,4	135,50
	6	1	1,0	98,05		19,00	225			8,8	160,11
	7	1	1,2	102,46		19,00	230			9,9	180,82
Bedrock	8	0		332,31	1	21,00	394	Outcrop		10,5	192,22

Tab. 15 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 13 (0046_3, 0126_3 e 0354_3)

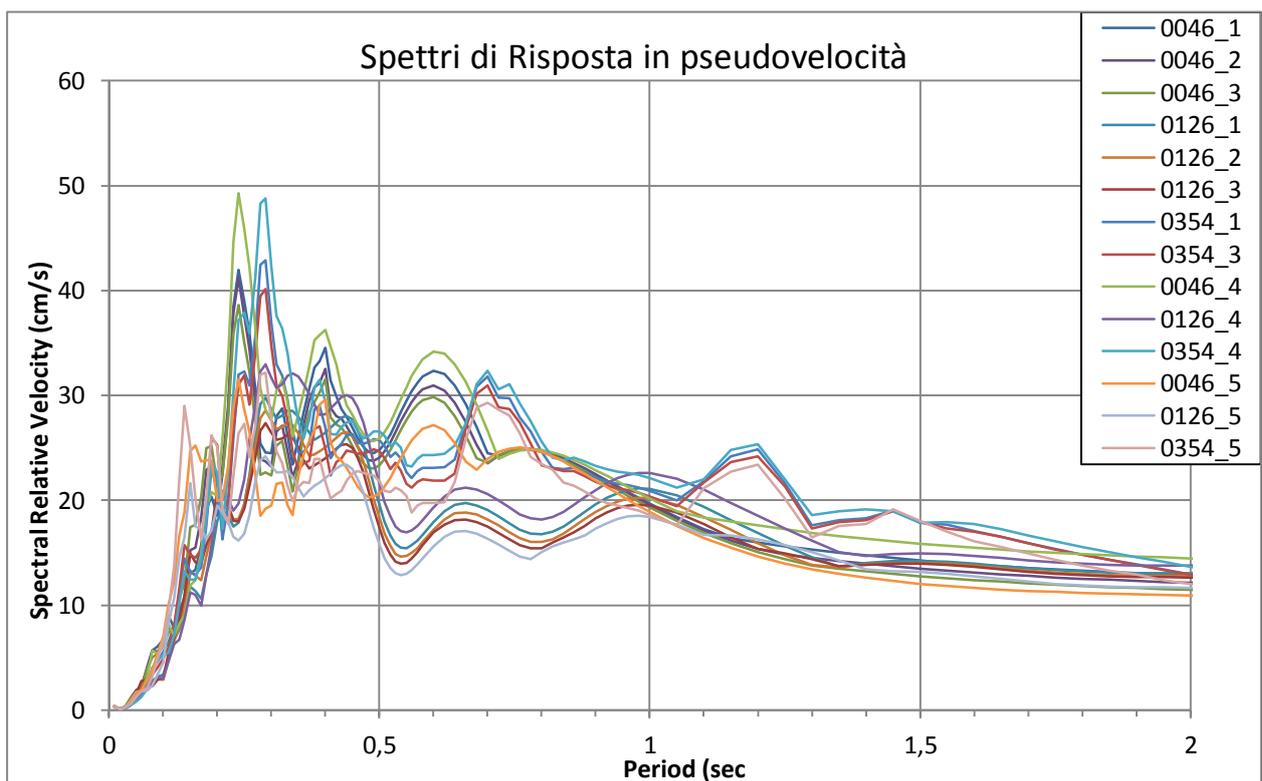
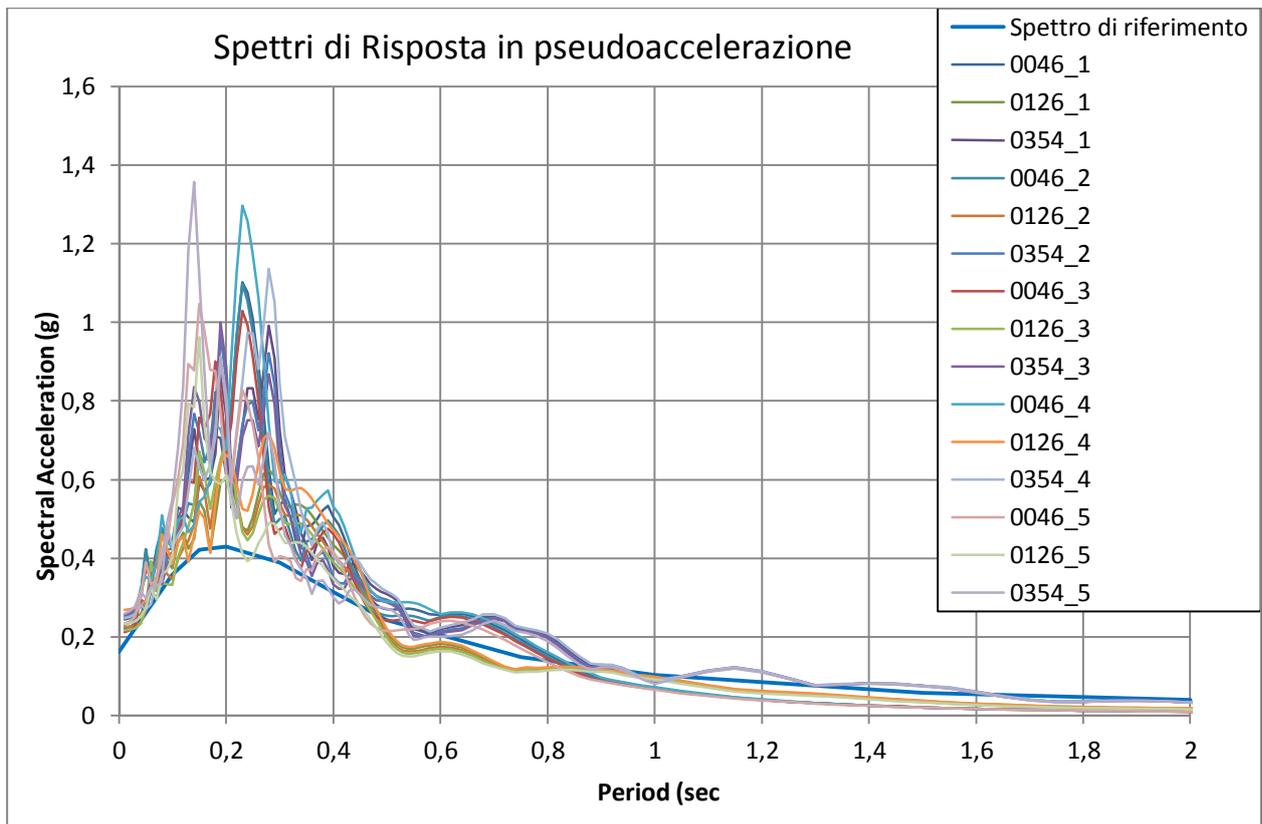
	Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1		2,0	39,65		18,00	147			1,0	18,00
	2	1		1,1	74,13		18,00	201			2,5	45,90
	3	1		1,4	83,79		19,00	208			3,8	69,10
	4	1		2,1	63,48		18,00	186			5,5	101,30
	5	1		1,7	75,61		18,00	203			7,4	135,50
	6	1		1,0	98,05		19,00	225			8,8	160,11
Bedrock	7	0			332,31	1	21,00	394	Outcrop		9,3	169,42

Tab. 16 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 14 (0046_4, 0126_4 e 0354_4)

	Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1		0,4	25,37		17,00	121			0,2	3,74
	2	1		1,7	38,58		18,00	145			1,3	22,78
	3	1		1,0	24,95		17,00	120			2,6	46,58
	4	1		0,8	49,95		18,00	165			3,6	62,64
	5	1		0,8	39,65		18,00	147			4,4	77,58
	6	1		0,9	40,19		18,00	148			5,2	92,70
	7	1		1,0	27,51		17,00	126			6,2	108,94
	8	1		1,1	61,45		18,00	183			7,2	127,34
	9	1		1,6	113,43		19,00	242			8,6	152,44
Bedrock	10	0			256,93	1	20,00	355	Outcrop		9,4	167,64

Tab. 17 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 15 (0046_5, 0126_5 e 0354_5)

	Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1		0,4	25,37		17,00	121			0,2	3,74
	2	1		1,7	38,58		18,00	145			1,3	22,78
	3	1		1,0	24,95		17,00	120			2,6	46,58
	4	1		0,8	49,95		18,00	165			3,6	62,64
	5	1		0,8	39,65		18,00	147			4,4	77,58
Bedrock	6	0			256,93	1	20,00	355	Outcrop		4,8	84,96



n.	MOPS	agref	PGA	FA PGA	FA SI		
					0,1-0,5	0,5-1	0,5-1,5
0046_1	2016	0,1618	0,232	1,43	1,61	1,21	1,17
0126_1	2016	0,1618	0,250	1,55	1,50	1,13	1,13

0354_1	2016	0,1618	0,245	1,51	1,58	1,14	1,09
0046_2	2017	0,1618	0,220	1,36	1,56	1,16	1,13
0126_2	2017	0,1618	0,226	1,40	1,45	1,10	1,10
0354_2	2017	0,1618	0,253	1,56	1,53	1,11	1,07
0046_3	2018	0,1618	0,213	1,31	1,51	1,13	1,11
0126_3	2018	0,1618	0,218	1,34	1,42	1,08	1,08
0354_3	2018	0,1618	0,258	1,59	1,49	1,10	1,06
0046_4	2019	0,1618	0,249	1,54	1,77	1,25	1,20
0126_4	2019	0,1618	0,270	1,67	1,61	1,15	1,15
0354_4	2019	0,1618	0,248	1,53	1,72	1,17	1,11
0046_5	2020	0,1618	0,235	1,45	1,39	1,07	1,06
0126_5	2020	0,1618	0,233	1,44	1,34	1,05	1,05
0354_5	2020	0,1618	0,259	1,60	1,41	1,06	1,06

Fig. 29 Spettri di risposta in pseudo-accelerazione e pseudo-velocità per la determinazione dei fattori di amplificazione inseriti in tabella.

Il rapporto di accelerazione massimo è individuato nell'area 2019 ed è uguale a 1,67; anche i valori dell'intensità spettrale raggiungono i massimi valori in questa area (1,77 nel periodo 0,1-0,5 s)

7.1.1.4 Montepastore

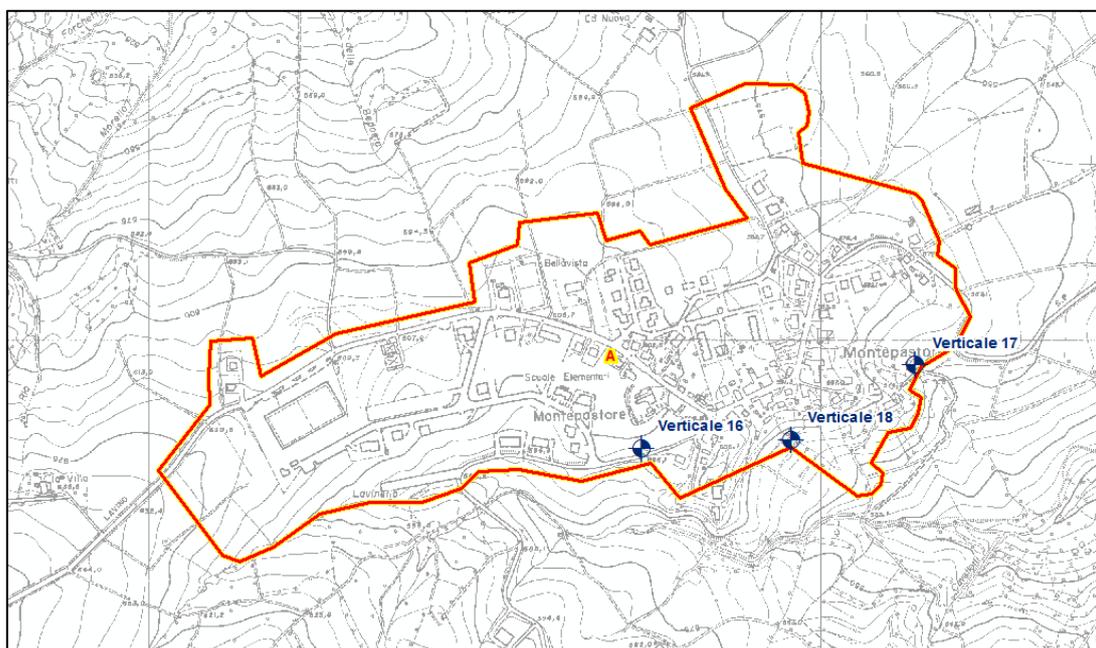


Fig. 30 Ubicazione verticali di indagine per le analisi di risposta sismica locale

Tab. 18 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 16 (0046_1, 0126_1 e 0354_1)

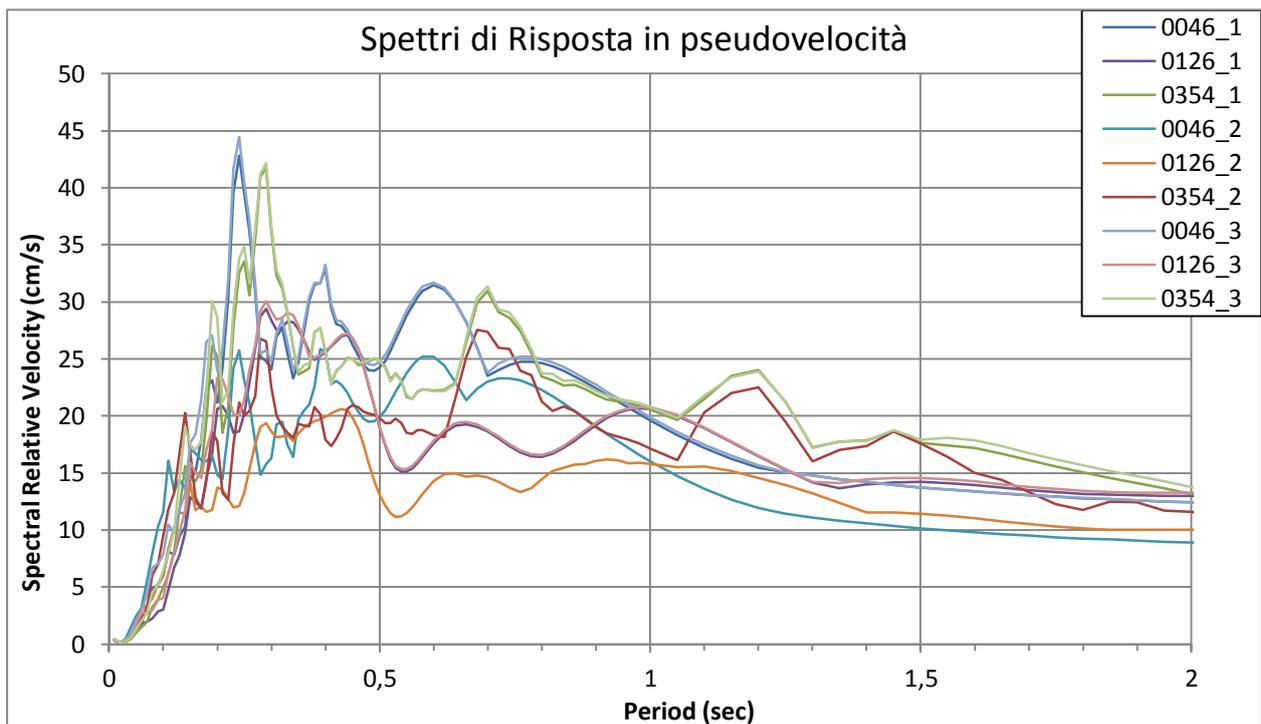
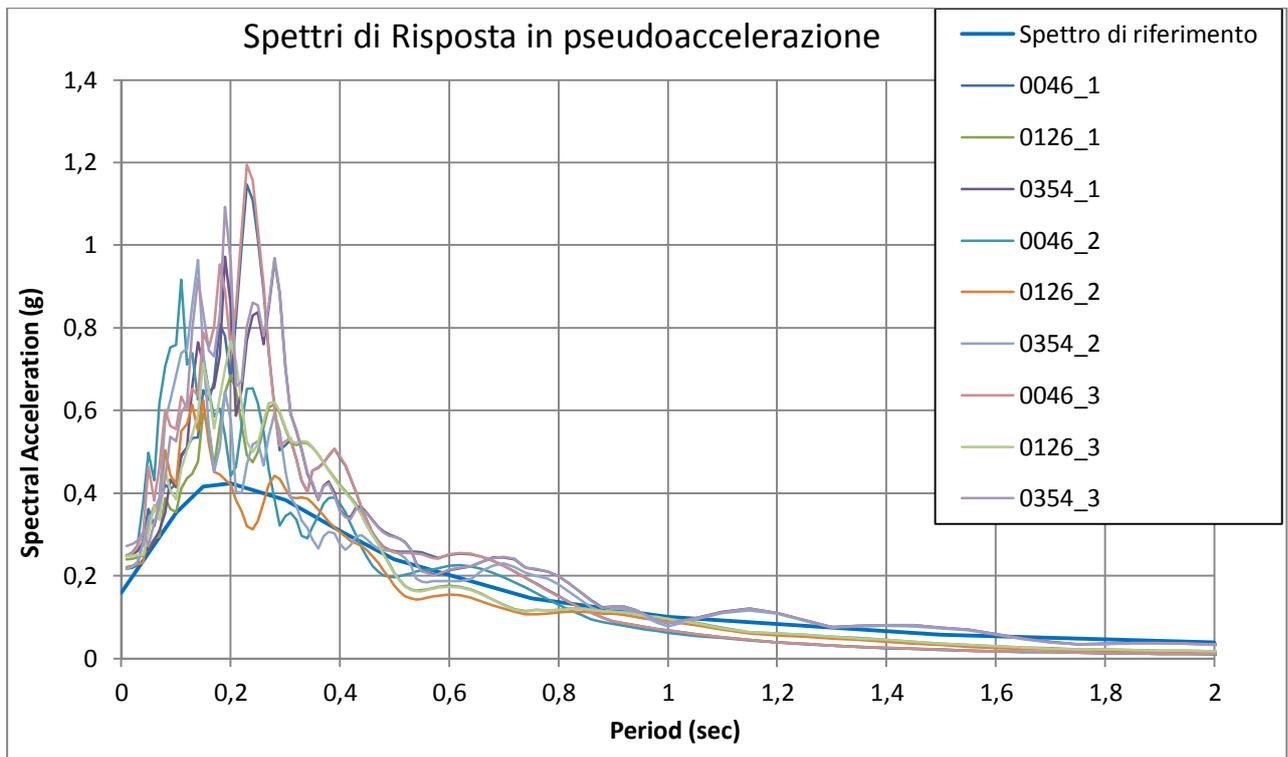
Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	1.3	60.11		18.00	181			0.6	11.70
	2	1	1.2	83.79		19.00	208			1.9	34.80
	3	2	1.4	88.70		19.00	214			3.2	59.50
	4	1	1.2	62.12		18.00	184			4.5	83.60
	5	2	1.2	95.45		19.00	222			5.7	105.80
	6	1	1.2	87.05		19.00	212			6.9	128.60
	7	1	1.2	99.80		19.00	227			8.1	151.40
	8	1	1.8	150.76		19.00	279			9.6	179.90
	9	2	2.1	199.73		20.00	313			11.5	218.00
Bedrock	10	0		509.68	1	20.00	500	Outcrop		12.6	239.00

Tab. 19 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 17 (0046_2, 0126_2 e 0354_2)

Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	0.5	29.74		17.00	131			0.3	4.25
	2	1	1.2	48.75		18.00	163			1.1	19.30
	3	1	0.6	69.06		18.00	194			2.0	35.41
	4	1	0.6	109.71		19.00	238			2.6	46.33
	5	1	0.6	130.93		19.00	260			3.2	57.63
	6	1	0.6	116.26		19.00	245			3.8	68.93
	7	1	0.9	186.13		19.00	310			4.5	82.90
	8	1	0.6	248.32		20.00	349			5.2	97.16
	9	1	1.9	256.93		20.00	355			6.5	122.06
Bedrock	10	0		814.93	1	21.00	617	Outcrop		7.4	141.06

Tab. 20 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 18 (0046_3, 0126_3 e 0354_3)

Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	1.4	63.48		18.00	186			0.7	12.60
	2	1	1.1	61.45		18.00	183			2.0	35.10
	3	1	1.6	110.63		19.00	239			3.3	60.20
	4	1	1.5	110.63		19.00	239			4.9	89.65
	5	1	1.6	136.01		19.00	265			6.4	119.10
	6	1	1.3	98.05		19.00	225			7.9	146.65
	7	1	2.3	207.46		20.00	319			9.7	182.00
	8	1	2.7	252.61		20.00	352			12.2	232.00
	9	1	3.5	294.39		20.00	380			15.3	294.00
Bedrock	10	0		879.56	1	21.00	641	Outcrop		17.0	329.00



n.	MOPS	agref	PGA	FA PGA	FA SI		
					0,1-0,5	0,5-1	0,5-1,5
0046_1	2024	0,1592	0,217	1,36	1,64	1,18	1,14
0126_1	2024	0,1592	0,240	1,51	1,51	1,12	1,12
0354_1	2024	0,1592	0,249	1,56	1,59	1,13	1,08
0046_2	2025	0,1592	0,249	1,56	1,20	1,03	1,03
0126_2	2025	0,1592	0,222	1,39	1,16	1,02	1,02
0354_2	2025	0,1592	0,216	1,36	1,20	1,02	1,02
0046_3	2026	0,1592	0,247	1,55	1,69	1,17	1,14

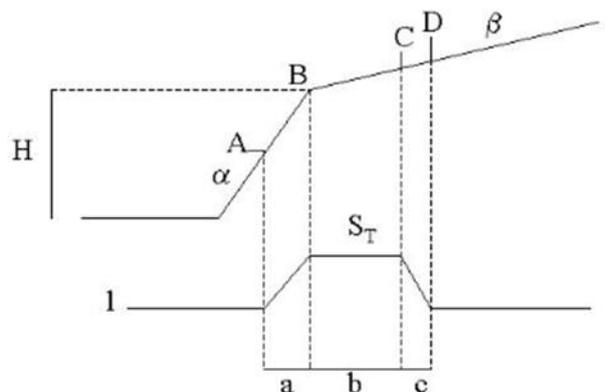
0126_3	2026	0,1592	0,247	1,55	1,55	1,11	1,11
0354_3	2026	0,1592	0,272	1,71	1,65	1,13	1,08

Fig. 31 Spettri di risposta in pseudo-accelerazione e pseudo-velocità per la determinazione dei fattori di amplificazione inseriti in tabella.

Il valore di FAPGA massimo è relativo alla verticale "0354_3" in cui assume un valore di 1,71. L'intensità spettrale raggiunge invece il massimo valore di 1,69 nella MOPS 2026 nel range 0,1-0,5 secondi mentre rimane relativamente bassa a periodi superiori.

7.2 Calcolo degli effetti topografici

Secondo la Delibera dell'Assemblea legislativa n° 112 del 2007 (e confermata poi dalla DGR n.2193/2015) gli effetti di amplificazione topografica devono essere considerati per pendii con inclinazione media superiore ai 15° e possono essere trascurati per quelli con inclinazione media inferiore. La risposta sismica locale quindi, determinata con analisi specifiche a seconda del livello di dettaglio, dovrà essere moltiplicata per un coefficiente di amplificazione topografica S_T calcolato in base all'andamento morfologico del sito in esame attraverso il seguente metodo (Fig. 32):



$$S_T = 1 + 0.8(\alpha - \beta - 0.4) \text{ sul segmento BC}$$

$$b: \text{valore minimo tra } 20\alpha \text{ e } \frac{H+10}{4}$$

α e β sono i gradienti della parte più ripida e meno ripida, rispettivamente:

$$S_T = 1 \text{ in A (} a = H/3 \text{)}$$

$$S_T = 1 \text{ in D (} c = H/4 \text{)}$$

S_T : si impone comunque un valore compreso tra 1 e 1.4

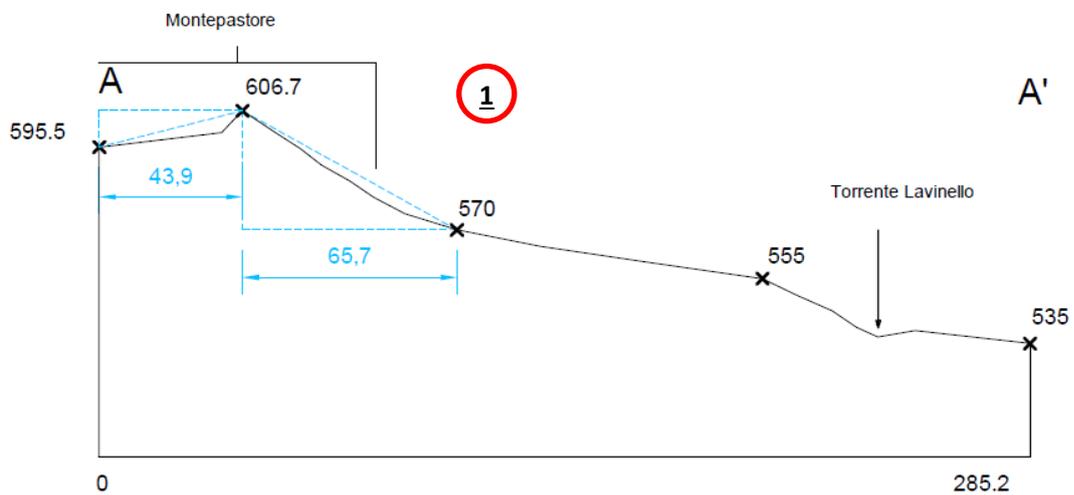
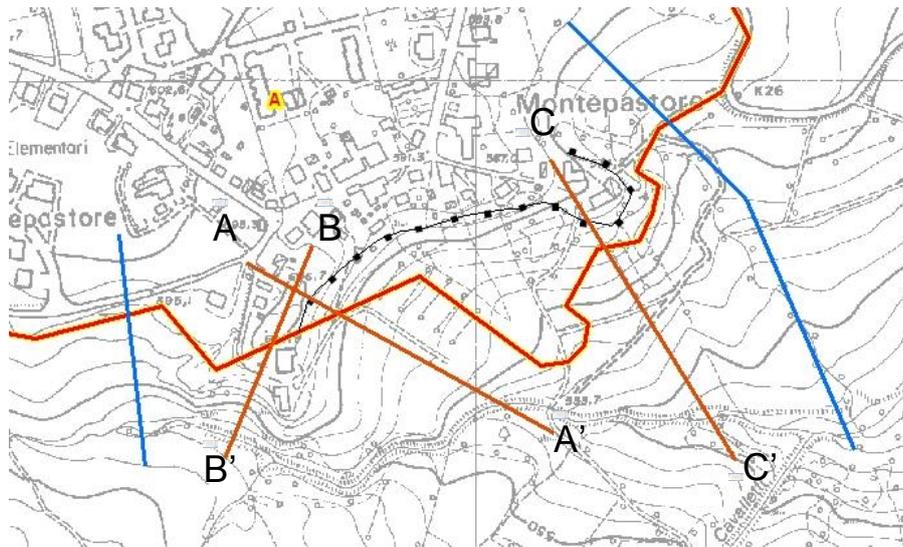
Fig. 32 Schema esemplificativo per il calcolo del coefficiente S_T (D.A.L. 112/2007)

Per determinare questo fattore si opera semplificando la topografia considerando evidenti irregolarità morfologiche in modo tale da applicare la metodologia sopra descritta.

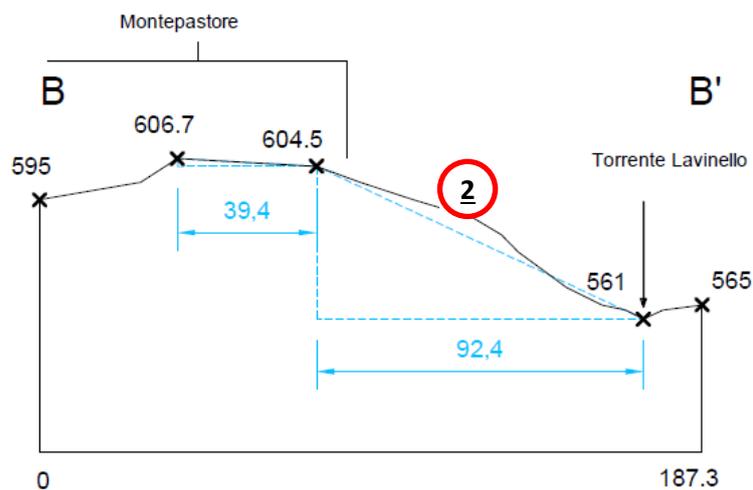
In base alle informazioni fornite dalla Carta Tecnica Regionale è stata quindi tracciata una sezione topografica di dettaglio in cui successivamente si sono verificate le effettive amplificazioni.

La zona in esame si trova nella parte meridionale della località di Montepastore ed è caratterizzata da un versante sud-est vergente con pendenza che arriva oltre i 30° di inclinazione. La porzione sommitale della sezione, rappresentata con il colore arancio in Fig. 33, è caratterizzata dalla presenza di aree con specifiche instabilità tra cui: un'area di influenza sull'evoluzione del dissesto ("zona 5" dell'Articolo 6.2 del PTCP di Bologna, il quale recepisce e integra l'art. 5 del PSAI); un'area potenzialmente soggetta ad

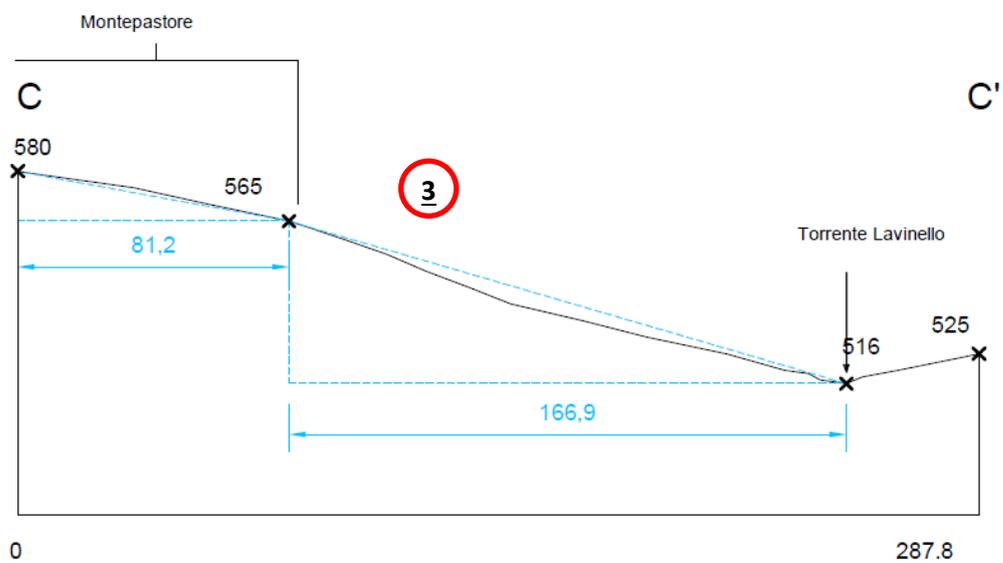
amplificazione per caratteristiche litologiche che il PTCP identifica come "A", ed infine, più a sud, lungo le sezioni, un'area "P" potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche topografiche in riferimento a pendii di substrato rigido con acclività compresa tra 30° e 50° (art 6.14 PTCP di Bologna).



1		
H=	36,7	St 1,3
L α	65,7	
h α	36,7	
L β	43,9	
h β	-11,2	
α=	0,5586	
β=	-0,2551	



<u>2</u>		
H= 43,5	St	1
L α 92,4		
h α 43,5		
L β 39,4		
h β 2,2		
α = 0,4708		
β = 0,0558		



<u>3</u>		
H= 49	St	0,8
L α 166,9		
h α 49		
L β 81,2		
h β 15		
α = 0,2935		
β = 0,1847		

Fig. 33 Sezioni topografiche A-A', B-B' e C-C' elaborate per la determinazione del fattore S_T nell'abitato di Montepastore

Considerando la morfologia della sezione A-A' rappresentata in Fig. 33, si può osservare una forte inclinazione nel tratto a quote più elevate in cui sono state prese le misurazioni per i calcoli. Questi ultimi sono stati eseguiti volutamente in questa parte dopo aver valutato attentamente, sia gli evidenti cambi di pendenza, sia l'altezza della porzione più acclive subito a monte del Torrente Lavinello (circa 537 m s.l.m.) la quale non supera i 30 metri di dislivello necessari per lo conformità del calcolo (secondo le disposizioni del DGR 2193/2015). Il valore di amplificazione topografica ottenuto dai calcoli effettuati è di 1,3, che, aggiunto a quello precedentemente ottenuto dagli studi di microzonazione sismica di terzo livello, aumenterà ulteriormente l'effetto di amplificazione. L'area soggetta a questo tipo di amplificazione è stata poi estesa lungo tutto il ciglio di scarpata presente.

Per le sezioni B-B' e C-C', il fattore S_T calcolato non influenza negativamente la risposta sismica locale.

7.3 Verifica alla possibilità di liquefazione

La liquefazione rappresenta lo stato raggiunto da terreni sabbiosi sciolti saturi quando perdono la loro resistenza al taglio come conseguenza di un incremento delle pressioni interstiziali. Tali fenomeni possono verificare grandi deformazioni del terreno, comportando danni sia lievi che catastrofici.

Secondo le NTC08 la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ 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 qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 34(a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ (granulometria uniforme) ed in Fig. 34(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ (granulometria estesa).

Altre considerazioni possono essere fatte sull'età del deposito, sulla storia sismica, sul grado di addensamento e sulla granulometria. Un terreno con un basso grado di addensamento (indice dei vuoti elevato e bassa densità relativa) per esempio avrà maggiore probabilità che raggiunga lo stato di liquefazione; di conseguenza un deposito antico, a parità di condizioni, sarà meno soggetto a liquefazione perché nella sua storia avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti.

Il verificarsi o meno della liquefazione viene verificato utilizzando metodi semplificati, calcolando il fattore di sicurezza F_s , inteso come rapporto tra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico (CRR – Cyclic Resistance Ratio) e la domanda sismica corrispondente al terremoto atteso di progetto, espressa come sollecitazione di taglio massimo indotta dal sisma (CSR – Cyclic Stress Ratio), e valutando se esso sia minore di uno (liquefazione) o maggiore di uno (non liquefazione). E' da osservare che anche quando $F_s > 1$ si possono avere dopo il terremoto cedimenti permanenti del terreno.

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} MSF$$

Questo rapporto venne sviluppato da Seed e Idriss (1971) per terremoti con magnitudo uguale a 7,5. Per magnitudo diverse bisogna inserire il fattore correttivo MSF (Magnitudo Scaling Factor) (Tab. 21) determinato da diversi autori.

Secondo le normative europea (EC8) e italiana è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico ($CSR > 0.80CRR$) che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve risultare $F_s < 1,25$ perché ciò avvenga. Pertanto, il valore minimo del Fattore di sicurezza alla liquefazione è $F_s > 1.25$.

Tab. 21 Differenti fattori di correzione utilizzati per diversi metodi semplificati.

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)	Ambraseys N. N. (1988)	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5,5	1,43	2,86	2,21
6	1,32	2,20	1,77
6,5	1,19	1,69	1,44
7	1,08	1,30	1,19
7,5	1	1	1
8	0,94	0,67	0,84
8,5	0,89	0,44	0,73

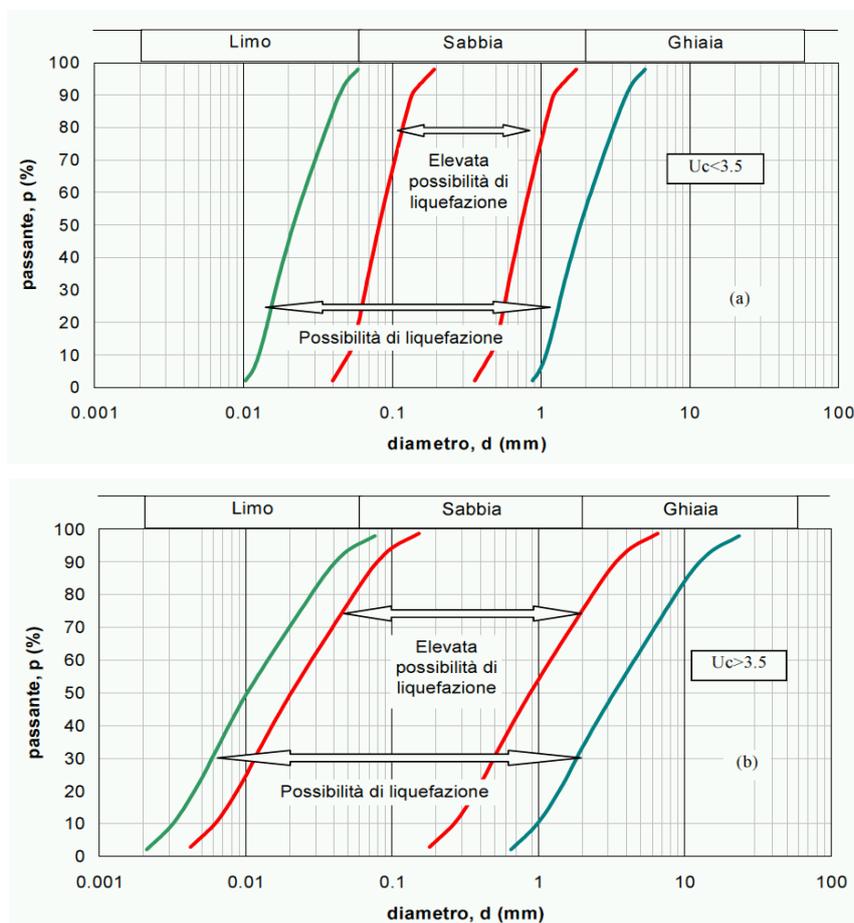


Fig. 34 Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno a differente coefficiente di uniformità: a) $U_c < 3,5$; b) $U_c > 3,5$ (fonte: AGI, 2005)

Questi metodi analizzano i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, privilegiando correlazioni della resistenza alla liquefazione basati su parametri desunti da prove in situ.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT

anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs.

Nell'approccio deterministico, in primo luogo, la curva di resistenza alla liquefazione (o curva di stato limite) che esprime la resistenza del terreno, in termini di rapporto di tensione ciclica (CRR) in funzione del parametro misurato (con le opportune correzioni e normalizzazioni), viene determinata tracciando una curva che discrimina i casi di liquefazione osservati da quelli di non liquefazione, utilizzando (nei primi metodi) un criterio "visuale" o procedendo (nei metodi più recenti) ad una regressione statistica dei dati, senza alcun trattamento probabilistico delle variabili che concorrono a determinare la resistenza alla liquefazione CRR (Fig. 35).

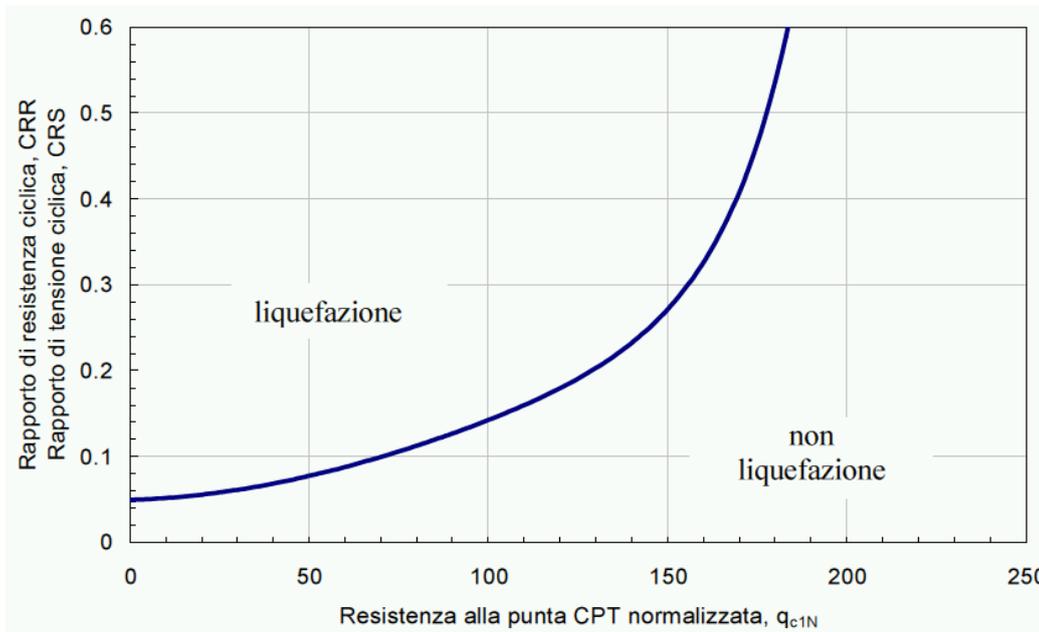


Fig. 35 Carte per la stima della resistenza normalizzata alla liquefazione CRR di un terreno sabbioso saturo in funzione dei valori di resistenza alla punta q_c (D.A.L. 112/2007).

Il metodo utilizzato nel caso di studio è quello proposto da **Robertson e Wride (1997)**, il quale utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo I_c che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula basata sui risultati della prova penetrometrica statica:

$$I_c = \left[(3.47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1.22)^2 \right]^{0.5}$$

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} 100$$

Dove:

q_c è la resistenza alla punta misurata.

Pa è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di σ'_{v0} .

f_s è l'attrito del manicotto.

n è l'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume $n = 1$, come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di I_c con la formula sopra riportata.

Se $I_c > 2,6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile.

Se $I_c \leq 2,6$, vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e I_c deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$Q = \frac{q_c}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume $n = 0,5$.

Se è ancora $I_c \leq 2,6$, significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.

Se invece $I_c > 2,6$, vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso. I_c deve essere nuovamente ricalcolato ponendo $n = 0,75$.

Calcolato I_c , si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata q_c mediante la seguente espressione:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

dove n è lo stesso del calcolo di I_c .

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata con:

- se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico

$$(q_{c1N})_{CS} = K_c \cdot q_{c1N}$$

$$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$$

- se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato

$$(q_{c1N})_{CS} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$\Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

dove K_c dipende dal contenuto di fine, FC (%):

$$K_c = 0 \quad \text{per } FC \leq 5$$

$$K_c = 0,0267(FC - 5) \quad \text{per } 5 < FC \leq 35$$

$$K_c = 0,8 \quad \text{per } FC > 35$$

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$FC (\%) = 1.75(I_c)^{3.25} - 3.7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (CRR7,5) viene calcolata nel modo seguente:

- se $(q_{c1N})_{CS} < 50$:

$$CRR = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

- se $50 = (q_{c1N})_{cs} < 160$:

$$CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.08$$

Per poter determinare gli sforzi di taglio indotti dal sisma, espressi come il rapporto di sforzo ciclico CSR, Seed e Idriss (1971b) proposero una semplice procedura basata sull'ipotesi di terreno omogeneo. Ipotizzando la propagazione verticale di onde sismiche di taglio, una colonna di terreno di altezza z si muove rigidamente in direzione orizzontale e pertanto lo sforzo di taglio massimo alla profondità z è dato da:

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \gamma z$$

dove a_{max} è l'accelerazione massima in superficie, g è l'accelerazione di gravità e γ il peso di volume secco del terreno.

Poiché nella realtà il terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido e quindi bisogna introdurre un coefficiente riduttivo r_d . Normalizzando con la pressione verticale effettiva e riferendosi ad un valore medio τ_{av} anziché ad un valore massimo τ_{max} si ottiene:

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = CSR_{7.5} = 0.65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

espressione valida per sismi di magnitudo 7.5. Per magnitudo diverse bisogna dividere per il fattore correttivo MSF raccomandato dal NCEER (Tab. 21).

$$CSR = \frac{CSR_{7.5}}{MSF}$$

Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d viene utilizzata la formula empirica proposta da Iwasaki et al. (1978):

$$r_d = 1 - 0.015z$$

Per ogni verticale indagata deve essere determinato anche il potenziale di liquefazione I_L (oppure LPI – Liquefaction Potential Index), il quale fu introdotto da Iwasaki et al. (1982) allo scopo di fornire una misura integrale degli effetti della liquefazione per una singola verticale (per i quali sono disponibili al variare della profondità z i valori del fattore di sicurezza F_s) e può essere così calcolato:

$$I_L = \int_0^{20} F W(z) dz$$

dove:

$$F = 1 - F_s \quad \text{per } F_s \leq 1,2$$

$$F = 2 \cdot 10^6 \exp(-18,427 \cdot F_s) \quad \text{per } 1,2 > F_s \geq 0,95$$

$$F = 1 - F_s \quad \text{per } F_s \geq 1,2$$

$W(z)$ è una funzione di pesi, linearmente decrescente con la profondità, che tiene conto della profondità dello strato liquefacibile, attribuendo peso maggiore agli strati più superficiali ed è data da:

$$W(z) = 10 - \frac{1}{2}z$$

L'intervallo 0-20 dell'integrale invece rappresenta la profondità critica (in metri) entro la quale si

possono verificare fenomeni di liquefazione, che di norma è impostata a venti metri.

Per poter valutare la severità degli effetti viene proposta la scala della Tab. 22.

Tab. 22 Valori di riferimento per gli eventuali rischi di liquefazione del terreno.

Valori di I_L	Rischio di liquefazione
= 0	Molto basso
0 ÷ 5	Basso
5 ÷ 15	Alto
> 15	Molto alto

La suscettibilità nei confronti della liquefazione, valutata in base ai valori assunti dal potenziale di liquefazione, è così riferita ad uno spessore finito di terreno piuttosto che al singolo punto.

Tali procedure sono valide per piano di campagna sub-orizzontale. In caso contrario, la verifica va eseguita con studi specifici.

Un deposito può essere suscettibile alla liquefazione a seconda del proprio stato di addensamento, della granulometria e dalla storia sismica. Durante un terremoto si sviluppano sollecitazioni intense che provocano un innalzamento dei gradienti di pressione con relativi flussi idrici elevati; in un terreno incoerente poco addensato, le sollecitazioni indotte dal sisma producono una diminuzione di volume con conseguente flusso idrico e il relativo aumento delle pressioni interstiziali. I depositi più addensati quindi sono meno suscettibili alla liquefazione.

7.3.1. Elaborazione

Il metodo sopra descritto è stato applicato lungo le 12 verticali d'indagine statica CPTU attraverso il software di Geostru – Liquiter 2015.

Come parametri di input, oltre alla stratigrafia desunta dai valori di resistenza alla punta e di attrito laterale, sono stati adottati quelli in Tab. 23.

Tab. 23 Parametri di input utilizzati per la verifica del potenziale di liquefazione per ogni indagine statica

N° CPT	Magnitudo momento sismico M_w	MSF	PGA	Falda [m]
037042P90CPTU90	5,91	1,84	0,243	3,1
037042P91CPTU91	5,91	1,84	0,243	6,9

I valori di Magnitudo corrispondono a quello massimo atteso per le zone sismogenetiche in cui ricadono le verticali di indagine (ottenuto dalla Tab. 6 del Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, Gruppo di Lavoro 2004).

La PGA corrisponde all'accelerazione attesa al suolo di riferimento a_{refg} moltiplicata per il fattore di S che considera le amplificazioni topografiche e stratigrafiche che nel nostro caso è uguale a 1,5, considerando che il terreno in cui ci troviamo appartiene alla categoria C (V_{s30} comprese tra 180 m/s e 360 m/s).

Il valore di MSF correttivo per la magnitudo è stato scelto automaticamente dal software secondo il metodo di elaborazione adottato.

In Tab. 24 sono riportati i valori del potenziale di liquefazione relativi alle 8 indagini penetrometriche con piezocono realizzate per gli approfondimenti richiesti dal presente studio.

Tab. 24 Valori relativi al potenziale di liquefazione di ogni verticale esaminata

N° CPT	Coefficiente di sicurezza FS	Suscettibilità di liquefazione	Potenziale di Liquefazione	Classe di rischio Sonmez (2013)
037042P90CPTU90	-	Non liquefacibile	-	-
037042P91CPTU91	-	Non liquefacibile	-	-

7.4 Determinazione dei valori di instabilità di versante in condizioni dinamiche

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

- si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb;
- in alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Quando si verifica la stabilità di un rilevato o pendio, si possono considerare diversi tipi di superfici di rottura. Queste ultime possono avere forme diverse: circolare, piana e forme più complesse. Nel caso in cui il terreno sia relativamente omogeneo e isotropo nei riguardi della resistenza, è di solito sufficiente considerare superfici di rottura circolari. In terreni molto stratificati invece, con notevoli variazioni delle caratteristiche geotecniche, va data particolare attenzione agli strati con resistenza al taglio più bassa, e quindi è necessario considerare superfici di rottura non circolari. In sostanza quindi le verifiche di sicurezza devono essere eseguite lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per determinare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso.

Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale (NTC08).

L'analisi di stabilità è stata condotta mediante il programma di calcolo Geostru - Slope , basato sulla teoria dell'equilibrio limite, che effettua la ricerca automatica delle superfici di rottura con coefficiente di sicurezza minimo. Questa teoria studia l'equilibrio di un corpo rigido (pendio e superficie di scorrimento) calcolandone le tensioni di taglio τ e la resistenza disponibile τ_f , valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb. Quindi il fattore di sicurezza F_s è espresso da:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau}$$

Il grado di sicurezza ritenuto accettabile deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

I vari metodi di calcolo dell'equilibrio limite disponibili in lettura, si basano tutti su due ipotesi fondamentali:

- Il coefficiente di sicurezza (F_s) è definito come rapporto tra la resistenza al taglio e lo sforzo di taglio mobilitato lungo un'ipotetica superficie di scorrimento;
- Il coefficiente di sicurezza (F_s) è considerato costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;

Nel nostro caso di studio il fattore di sicurezza viene calcolato utilizzando il metodo di Janbu, il quale estese il metodo di Bishop, valido solamente per superfici di scorrimento circolare, a superfici di forma qualsiasi.

Considerando il nostro caso di studio in cui sono presenti frane di tipo quiescente, le analisi per la determinazione del fattore di sicurezza sono state eseguite in condizioni drenate e riferendosi a parametri geotecnici in termini di sforzi efficaci residui.

A tal proposito si è fatto riferimento alla correlazione nota in letteratura proposta da Lupini et al. (1981) che mostra la correlazione tra l'indice di plasticità e l'angolo di attrito residuo (Fig. 36).

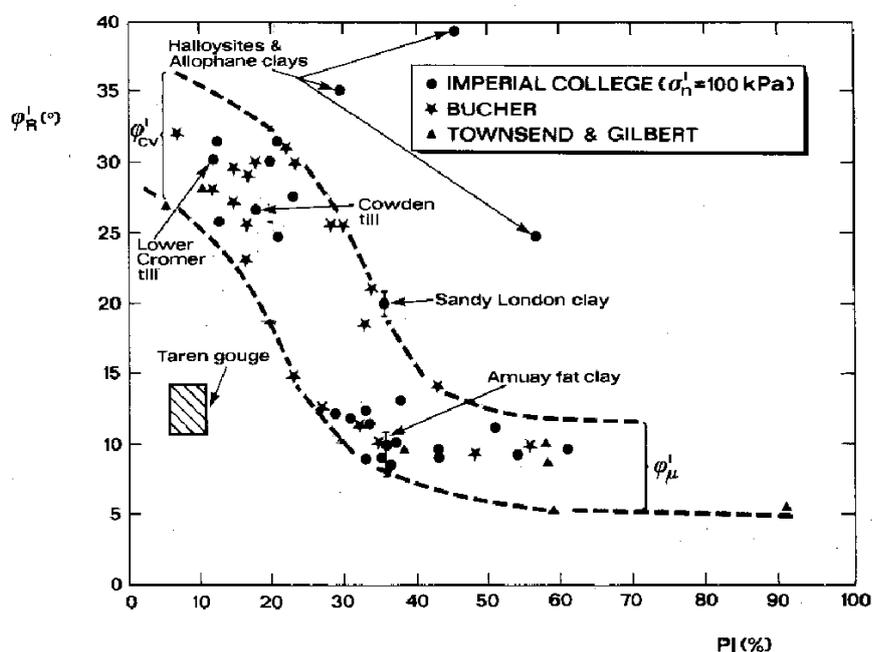


Fig. 36 Variazione dell'angolo di resistenza al taglio residuo con l'indice di plasticità (Fonte: Lancellotta, 1987)

Tab. 25 Parametri geotecnici utilizzati per la caratterizzazione dei corpi di frana

	PI (%)	ϕ_R' medio (°)	Peso di volume (Kg/m ³)	c' (kPa)
Calderino	22	23	1900	0
Monte San Giovanni	31	17	1800	0

7.4.1. Metodo di Janbu (1967)

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

Con il metodo di Janbu si tiene conto delle forze di interazione tra i conci, ma si considera che esse agiscono lungo una linea di spinta prefissata. La soluzione si ottiene per successive iterazioni.

$$F = \frac{f_0 \sum \{c' b_i (W_i - u_i b_i + \Delta X_i) \tan \varphi_i\} \frac{F}{\cos^2 \alpha_i (1 + \tan \alpha_i \tan \varphi_i)}}{\sum W_i \tan \alpha_i}$$

In cui:

c' = coesione efficace

b_i = larghezza della base del concio i-esimo

W_i = peso del concio i-esimo

α_i = inclinazione della base del concio

u_i = pressione interstiziale agente alla base del concio i-esimo

φ_i = angolo di resistenza al taglio

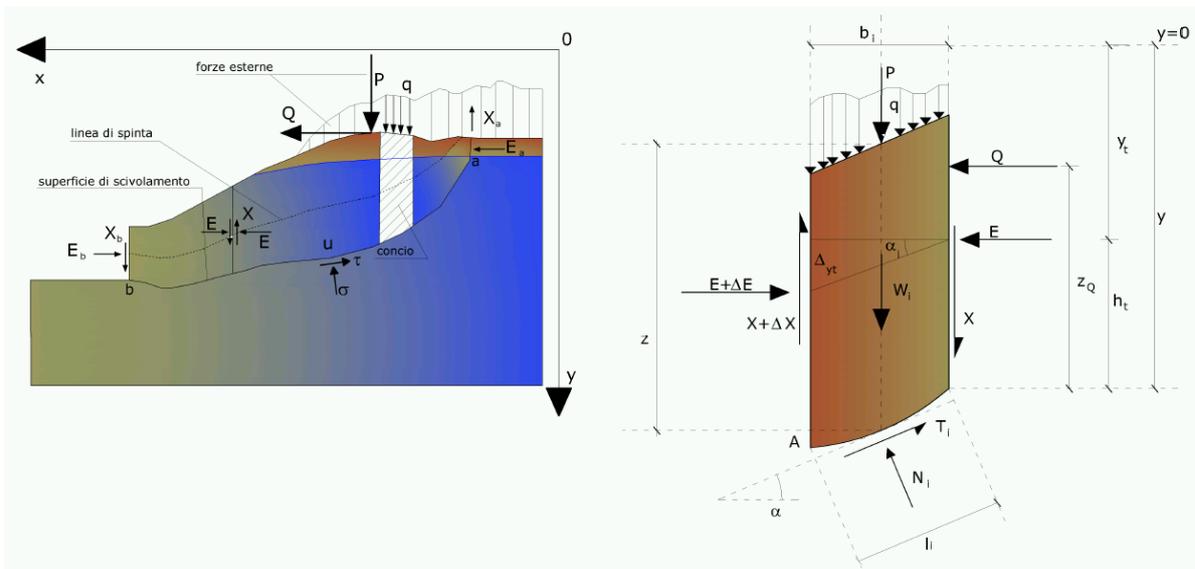


Fig. 37 Rappresentazione d'insieme dell'ammasso e azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu.

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente: $F_{corretto} = f_0 F$

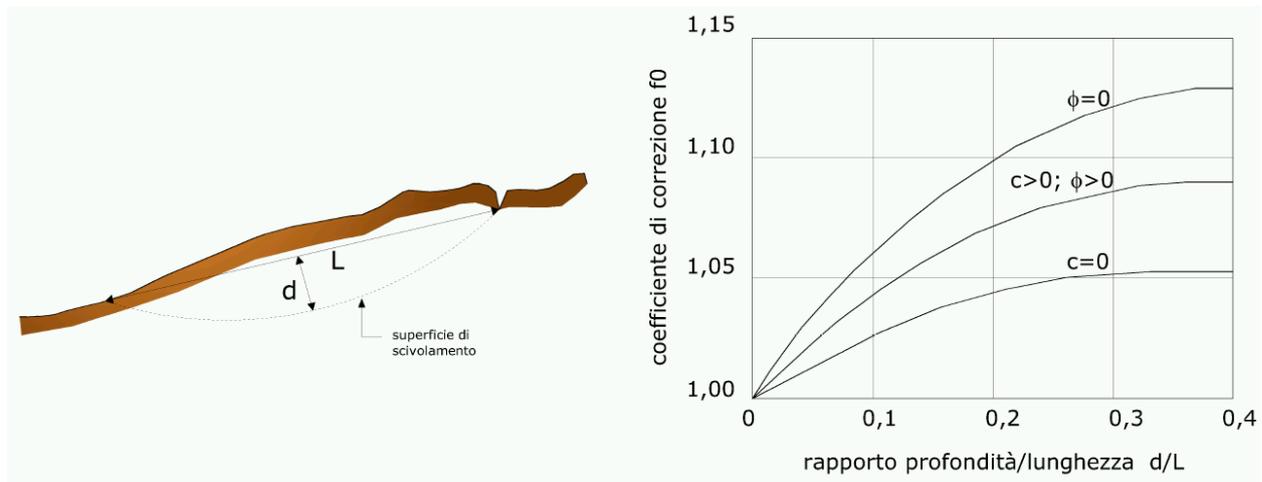


Fig. 38 Calcolo del fattore correttivo f_0

dove f_0 , fattore di correzione empirico, dipende dalla forma della superficie di scivolamento e dai parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

Il metodo di Janbu è definito pseudostatico in quanto utilizza sollecitazioni statiche, costanti nel tempo in modulo, direzione e verso per la determinazione della stabilità dei pendii in presenza di sisma.

$$K_h = \beta_s \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right)$$

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

Dove a_{\max} rappresenta l'accelerazione massima al sito di riferimento (nel nostro caso ricavata dalle analisi di risposta sismica locale), mentre β_s dipende dal tipo di suolo e dalla stessa a_{\max} .

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Considerando quindi Fig. 37, l'azione del terremoto è rappresentata da una forza di inerzia statica equivalente, proporzionale al peso W della massa potenzialmente instabile:

$$F_h = K_h \cdot W$$

$$F_v = K_v \cdot W$$

La metodologia rappresenta quindi un limite in quanto i segnali sismici hanno carattere ciclico e transitorio.

Per ovviare a questo problema viene utilizzato nel presente studio il metodo degli spostamenti derivati dal modello di blocco rigido di Newmark (1965) in cui l'azione sismica è considerata applicando un accelerogramma e la risposta del terreno a tale azione è valutata in termini di spostamenti accumulati.

7.4.2. Metodo degli spostamenti (Newmark, 1965)

Le assunzioni che prevedono l'applicazione di questo procedimento sono:

- applicazione dello stesso accelerogramma per tutto il corpo di frana;
- uguale resistenza al taglio del terreno in condizioni statiche e dinamiche;
- non sono ammessi spostamenti della massa verso monte.

Tale metodo considera la massa di terreno potenzialmente instabile come un corpo rigido poggiante su una base inclinata che si muove sotto la sollecitazione di una azione sismica. Il blocco si muoverà lungo la superficie di scorrimento ogni qual volta l'accelerazione indotta dal sisma $a(t)$ supera un determinato valore di soglia chiamato accelerazione critica a_c , caratteristico delle condizioni di equilibrio limite ($F_s=1$) e definita come:

$$a_c = K_c g$$

dove g è l'accelerazione di gravità e K_c rappresenta il fattore di accelerazione critica. Questo termine è pari al coefficiente sismico orizzontale in grado di produrre un coefficiente di sicurezza pari a 1 in un'analisi pseudostatica di stabilità di pendio.

Lo spostamento continua fino a quando l'accelerazione, cambiando di segno, è tale da annullare la velocità relativa tra la massa in frana e il terreno stabile. Questo dipende sostanzialmente dalla durata, dall'ampiezza e dal contenuto in frequenza del sisma $a(t)$, e dalle caratteristiche geotecniche e geomorfologiche del pendio a_c .

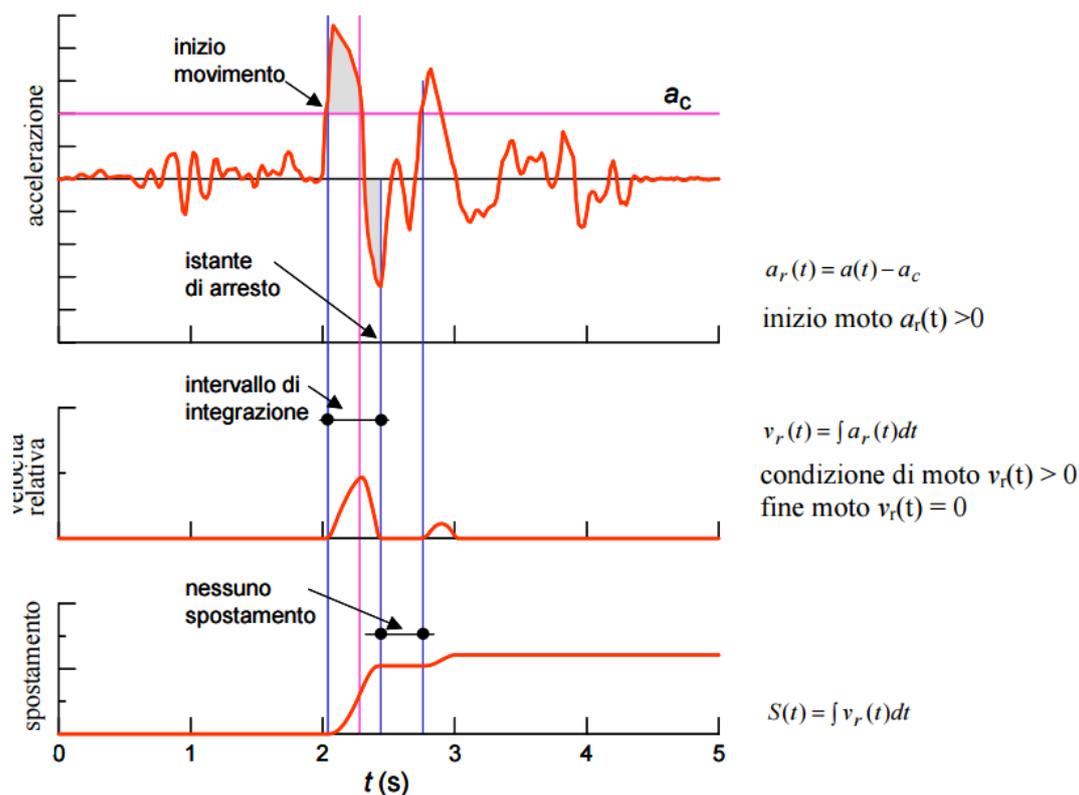


Fig. 39 Schema di calcolo degli spostamenti per doppia integrazione del moto relativo (fonte: AGI, 2005)

7.4.3. Risultati

Le analisi di Newmark sono state effettuate con il codice di calcolo Geostru – Slope-QSIM.

I profili presi in esame sono stati estrapolati dalla tavola "Carta delle sezioni" (Fig. 40 e Fig. 41) considerando i 2 corpi franosi (quiescenti) interferenti con gli abitati.

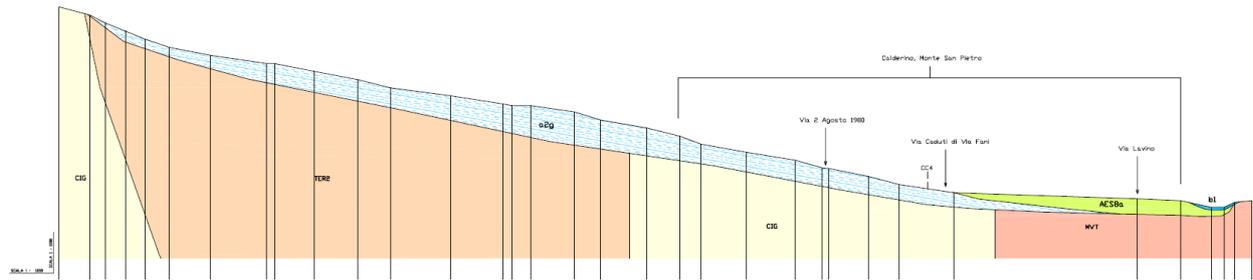
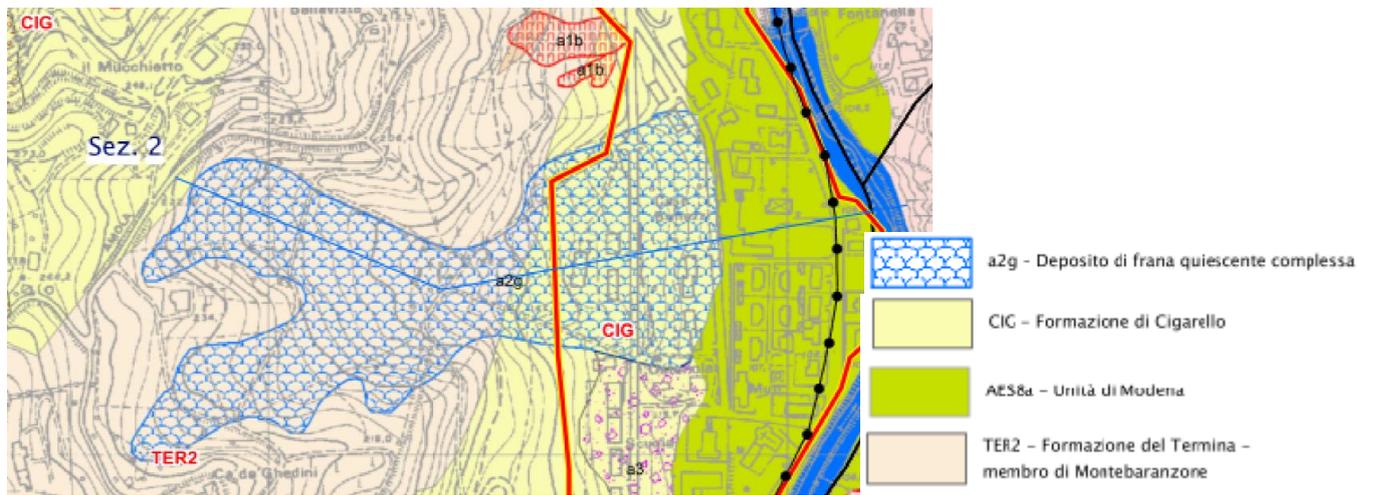


Fig. 40 Profilo geologico considerato per le verifiche sismiche di stabilità nell'area di Calderino

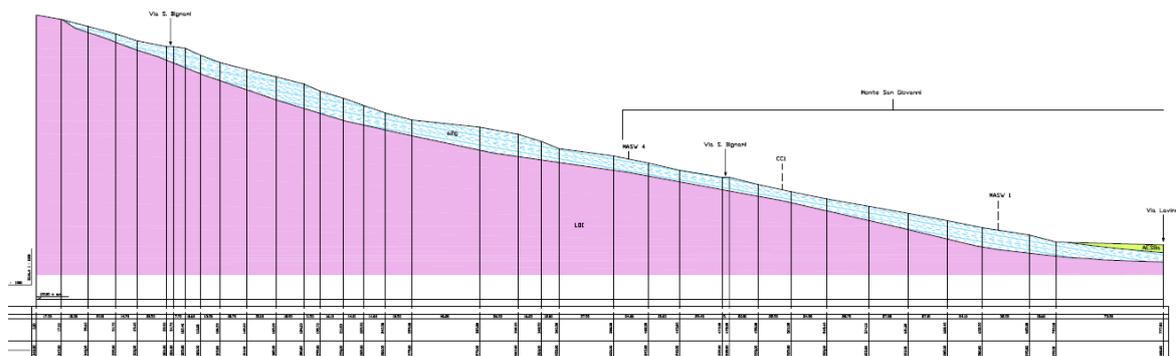
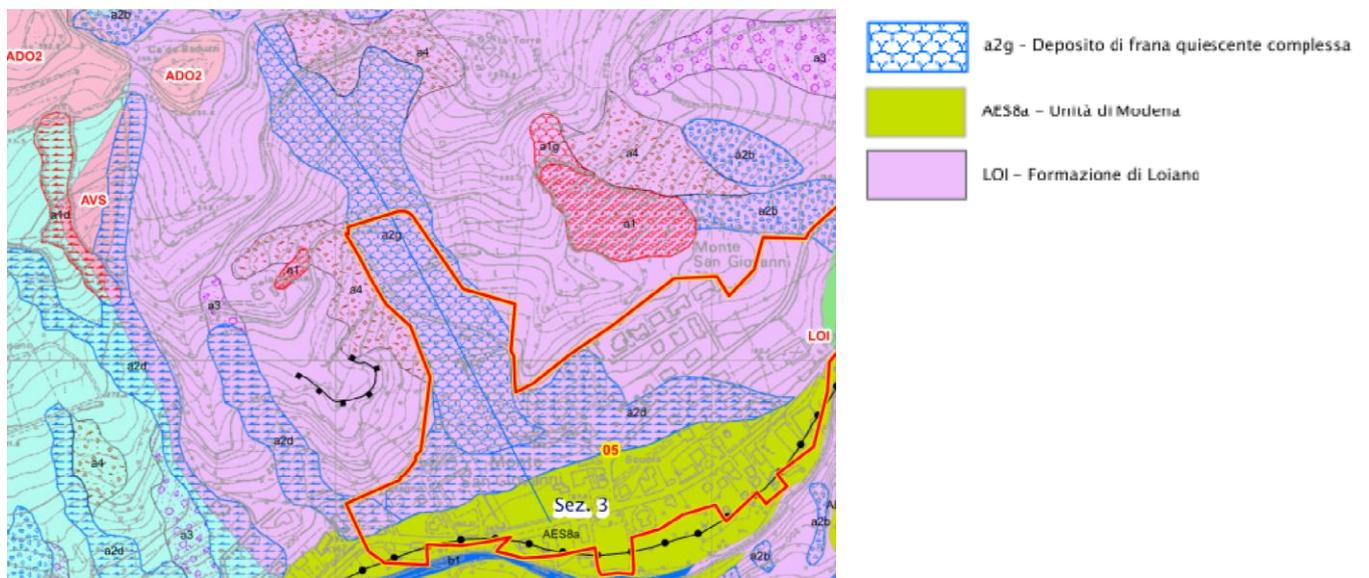


Fig. 41 Profilo geologico considerato per le verifiche sismiche di stabilità nell'area di Monte San Giovanni

Prima di procedere alla verifica in condizioni sismiche sono state considerate per ogni corpo di frana tre aree distinte: accumulo, corpo e nicchia. All'interno delle stesse sono state verificate diverse superfici di scorrimento con metodi pseudostatici considerando alla fine quella a minor fattore di sicurezza. Una volta ottenuta la superficie critica a minor F_s si è proceduto alla verifica degli spostamenti in condizioni sismiche.

Per ogni corpo di frana è stato utilizzato un accelerogramma ottenuto attraverso l'analisi di risposta sismica locale, calcolato ad una profondità pari alla metà dello spessore del corpo franoso.

Nella tabella sottostante sono indicati, per ogni superficie rappresentativa dell'area, i valori ottenuti con i metodi descritti nei capitoli precedenti.

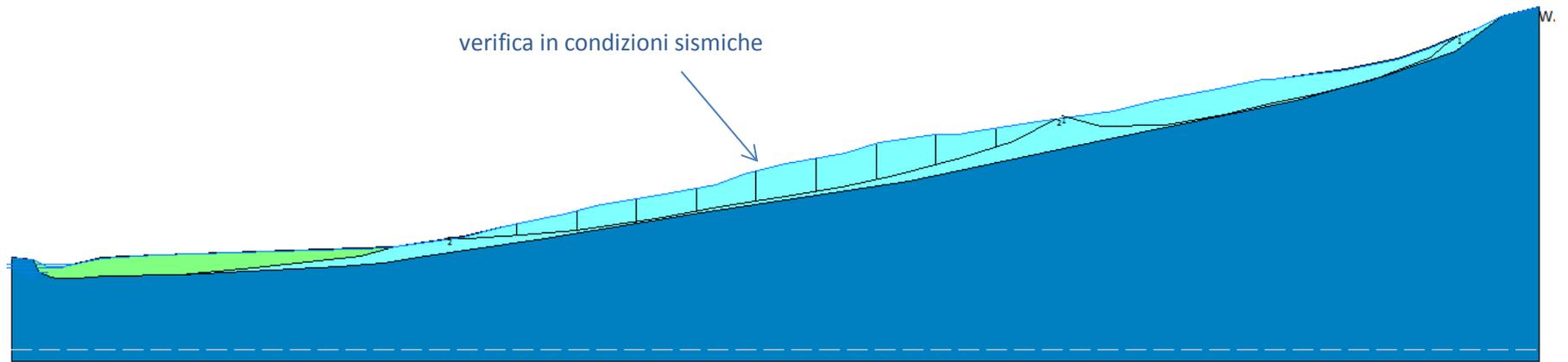
Tab. 26 Parametri sismici ricavati dalla risposta sismica locale (A_{max} , K_h , K_v) con i risultati ottenuti dalle analisi pseudostatiche e con il metodo degli spostamenti

	Profondità accelerogramma (m)	A_{max} (g)	K_h	K_v	F_s	a_c (g)	Spostamento atteso (cm)
Calderino	6	0,310	0,87	0,43	1,72	0,29	0
Monte San Giovanni	4,8	0,249	0,7	0,35	0,93	0,06	0,93

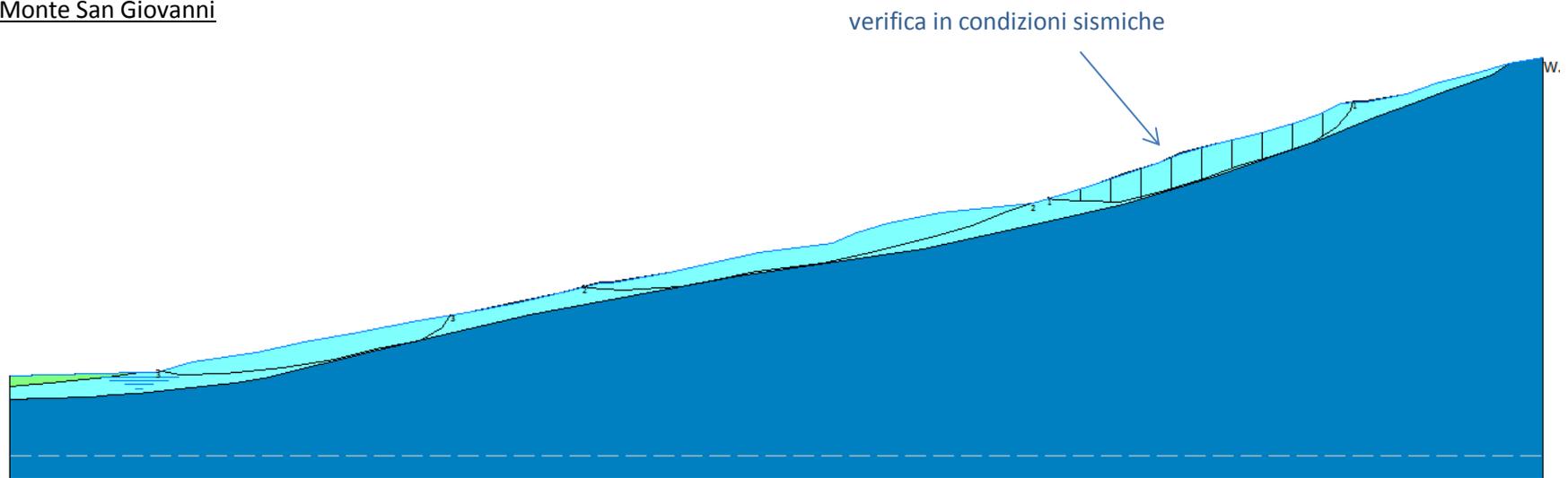
Come si evince in tabella, gli spostamenti accumulati risultano nulli nell'abitato di Calderino mentre per Monte San Giovanni di 0,93 cm. Quest'ultima area verrà quindi delimitata come suscettibile di instabilità di versante.

Lo spostamento è dovuto principalmente alle caratteristiche geotecniche del terreno della frana quiescente il cui indice di plasticità, ricavato dalle prove di laboratorio, è del 31% e correlato ad un angolo di attrito residuo di circa 17°.

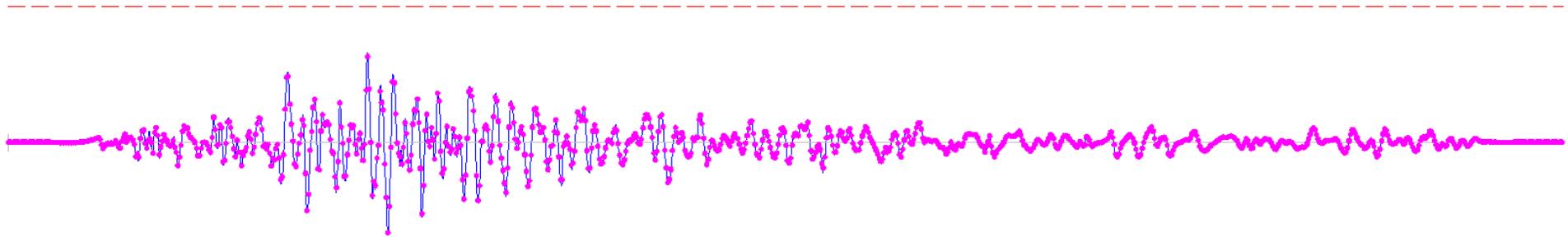
Calderino



Monte San Giovanni



Calderino ($a_c = 0,29$)



Monte San Giovanni ($a_c = 0,06$)

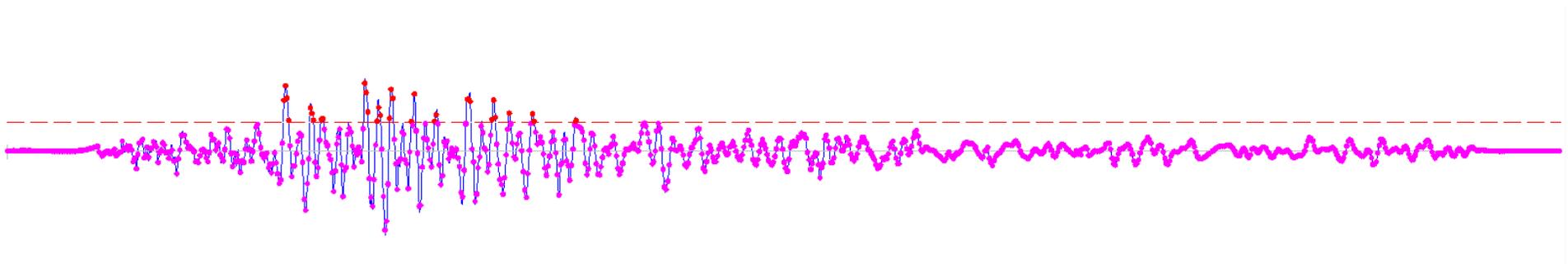


Fig. 42 Rappresentazione grafica dei profili di riferimento negli abitati di Calderino e Monte San Giovanni per il calcolo dei degli spostamenti. La linea rossa tratteggiata rappresenta il valore di accelerazione critica a_c

8 Elaborati cartografici

8.1 Carta delle indagini

Questo elaborato contiene l'ubicazione delle indagini geognostiche pregresse e di quelle realizzate ex-novo nelle aree in esame. Le prime sono state ottenute dagli archivi del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli dell'Emilia-Romagna SGSS e dall'ufficio tecnico del comune di Monte San Pietro mentre quelle più recenti sono state programmate in base alle caratteristiche del territorio e alle caratteristiche dei dissesti. Nella porzione pianeggiante del territorio (area Chiesa Nuova), le problematiche sono infatti relative a fenomeni di liquefazione a causa della presenza di paleoalvei sabbiosi; questo ha reso necessari approfondimenti specifici finalizzati all'individuazione di eventuali livelli sabbiosi poco addensati e pertanto si è data ad esempio rilevanza alle indagini penetrometriche statiche con il rilievo delle pressioni interstiziali. Nella parte collinare (Calderino, Montepastore e Monte San Giovanni) le problematiche riscontrate sono legate a potenziali instabilità di versante e di conseguenza si è dato maggiore spazio alle indagini finalizzate all'individuazione di eventuali superfici di scorrimento.

Al fine di una caratterizzazione completa per la determinazione della RSL, le aree sono state oggetto di indagini geofisiche per la determinazione dell'andamento di Vs con la profondità (MASW) e indagini tromografiche (HVSR) per l'individuazione delle frequenze di risonanza del terreno.

In carta è rappresentata l'ubicazione di ogni indagine, con il relativo simbolo e codice identificativi della tipologia e della zona. Il codice infatti è costruito secondo le specifiche nazionali: le prime 6 cifre si riferiscono al codice ISTAT della Provincia di Bologna "037" e del comune in esame di Monte San Pietro "042", mentre quelle finali al tipo e al numero identificativo della prova.

La simbologia utilizzata si riferisce agli "Standard di rappresentazione e archiviazione informatica. Microzonazione sismica. Versione 4.0b".

Le prove così considerate sono state successivamente inserite nel database di questo studio attraverso il software "SoftMS" versione 4.0.1 fornito dalla Protezione civile.

La scala di rappresentazione della Carta delle Indagini è 1:5.000.

8.2 Carta Geologica Tecnica per la microzonazione sismica

È il risultato della revisione dei rilievi geologici, geotecnici, morfologici e idrogeologici effettuati e pregressi riportati successivamente in carta. Questi dati costituiscono il riferimento per la costruzione del modello del sottosuolo e per lo sviluppo della carta della Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica.

Le unità geologico-litotecniche sono distinte in carta tra terreni di copertura e substrato geologico affiorante. In Fig. 43 sono indicate le distinzioni effettuate in carta per i diversi depositi.

La suddivisione delle suddette unità è stata fatta in base alla possibilità di definire e caratterizzare un numero non troppo esteso di classi, ma sufficientemente rappresentativo dei depositi presente. Per la loro descrizione è stato utilizzato l'*Unified Soil Classification System* (leggermente modificato, ASTM, 1985) che è costituito da una sigla a due lettere maiuscole, riferite al tipo di terreno di copertura, alle quali seguono due lettere minuscole riferite all'ambiente di possibile genesi e deposizione (es. "GC tf" Ghiaie argillose, miscela di ghiaia, sabbia e argilla. – Terrazzo fluviale).

Alcune aree in esame presentano anche instabilità di versante alle quali è stato assegnato un colore e una simbologia caratteristica rispettivamente dello stato di attività e del tipo di movimento che ha avuto la frana.

Sono state aggiunte, inoltre, le tracce delle sezioni geologiche significative, e le informazioni geologiche puntuali che riprendono in parte quelle già disponibili nella carta delle indagini: profondità in metri di

sondaggi che hanno o non hanno raggiunto il substrato e la profondità della falda in aree con sabbie e/o ghiaie.

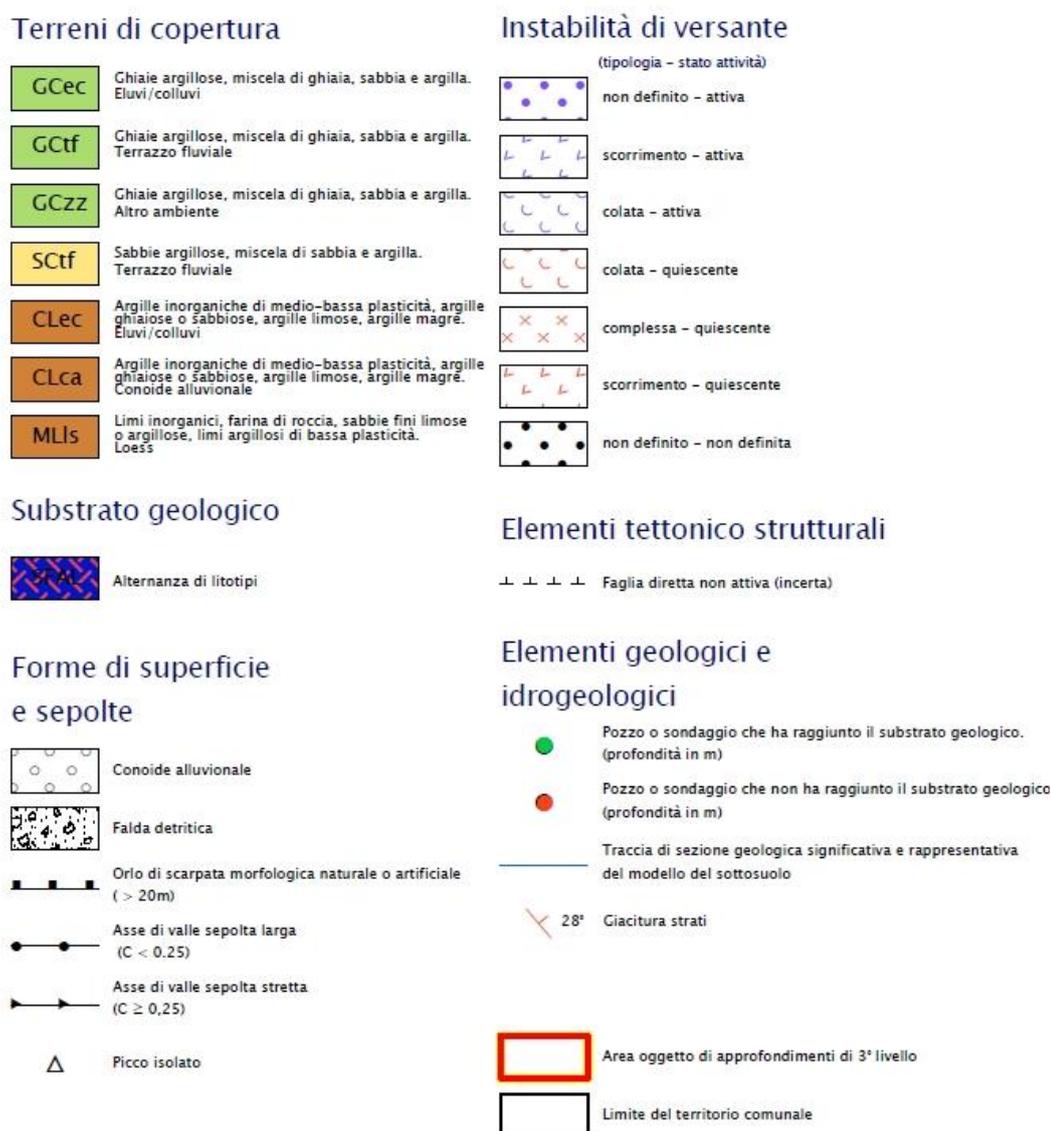


Fig. 43 Legenda estratta dalla carta geologico tecnica per il comune di Monte San Pietro

La simbologia utilizzata si riferisce agli “Standard di rappresentazione e archiviazione informatica. Microzonazione sismica. Versione 4.0b”.

La scala di rappresentazione della Carta Geologico-Tecnica è 1:5.000.

8.3 Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica

Questo elaborato costituisce il documento fondamentale del primo livello di approfondimento degli studi di microzonazione sismica e contiene una suddivisione dettagliata del territorio in zone a comportamento equivalente al verificarsi di sollecitazioni sismiche.

Per caratterizzare queste aree sono stati presi in considerazione gli elaborati sviluppati in questo studio di MS (Carta Geologico Tecnica e Carta delle Indagini) e, per un quadro di insieme, le documentazioni e le cartografie disponibili sul sito della Regione Emilia-Romagna. In particolare è stata data importanza a tutte quelle caratteristiche che potessero influenzare la risposta sismica locale (profondità e grado di

alterazione del substrato, presenza di faglie, terreni suscettibili a liquefazione o cedimenti differenziali, acclività del profilo topografico ecc.).

La base di riferimento per la realizzazione di suddetta carta, è rappresentata dal PSC del comune di Monte San Pietro del. L'elaborato redatto in questo studio di MS di terzo livello, inoltre, risulta sensibilmente cambiato rispetto al precedente contenuto nel PSC, perché si sono considerati i più recenti "Standard di Rappresentazione e Archiviazione Informatica" compilati dal DPC (versione 4.0 - Giugno 2015).

Tutte le cartografie sopra descritte sono quindi state utili per individuare, sulla base di osservazioni geologiche, geomorfologiche, geotecniche e delle valutazioni delle prove geognostiche e geofisiche, le microzone dove possono così verificarsi effetti locali dovuti all'azione sismica.

In legenda, il documento degli standard di rappresentazione prevede la suddivisione del territorio in tre aree differenti:

- **Zone stabili:** in cui non si ipotizzano effetti locali di nessuna natura (condizione verificata quando il substrato risulta rigido e in affioramento, con morfologia pianeggiante o poco inclinata);
- **Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali:** sono attese amplificazioni del moto sismico a causa delle caratteristiche litostratigrafiche e morfologiche;
- **Zone di attenzione per le instabilità:** gli effetti sismici attesi, oltre i fenomeni di amplificazione, sono riconducibili a deformazioni permanenti del territorio, quali liquefazione, cedimenti differenziali e indurre instabilità di versante.

8.3.1. Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

Queste aree, sono state codificate in modo progressivo sulla base delle successione litostratigrafica (da ICMS 2008 – formato numerico:"20xy"). Inoltre per ogni zona è riportata la relativa equivalenza con le macrozone definite dal PTCP di Bologna e come richiesto dalla nuova normativa attuativa provinciale (art. 6.14 NTA).

Nel territorio comunale sono state identificate le seguenti zone:

- **Zona 1 (Chiesa Nuova - 2001):** caratterizzata dalla presenza coperture alluvionali recenti (AES8, AES8a) composte nei primi metri da argille, argille limose con livelli sabbiosi; poggiano su un bedrock non rigido attribuibile alla formazione delle Sabbie di Imola - Membro di Fossoveggia (IMO2). Il substrato è considerato non rigido in analogia con indagini geofisiche svolte in altre aree. Le stesse indagini non hanno intercettato il bedrock, che si suppone sia ad una profondità di circa 60 m in base a considerazione di tipo geometrico. Per questi motivi, e considerando le disposizioni dei precedenti studi di microzonazione sismica, si ritiene necessario effettuare un'analisi approfondita di 3° livello per la determinazione del potenziale di liquefazione e per la risposta sismica locale.

Equivalente a L1 (PTCP) – "Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e potenziale presenza di terreni predisponenti la liquefazione"

- **Zona 2 (Chiesa Nuova – 2002):** caratterizzata dalla presenza di coperture alluvionali recenti, prevalentemente fini, sovrastanti un bedrock non rigido (come confermato dalle indagini geofisiche effettuate in sito) attribuibile alla Formazione delle Sabbie di Imola e più precisamente alla sua unità arenacea IMO3 – Membro di Castel San Pietro. Lo spessore determinato dalle prove geofisiche è di circa 10 metri e considera sia la copertura alluvionale sia la parte del bedrock più alterata. Il contesto è quello di margine appenninico e la morfologia risulta sub-pianeggiante con acclività < 15°. Per questi motivi si ritiene sufficiente la stima del fattore di amplificazione con metodi semplificati (attribuibile al contesto di APPENINO Vs << 800 m/s – DGR 2193/2015).

Equivalente ad A (PTCP) – "Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche"

- Zona 3 (Calderino – 2003): caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali ghiaioso argillosi, che grazie alle prove geofisiche effettuate in loco risultano avere uno spessore di 5 metri (alluvioni e bedrock alterato). Poggiano su un substrato non rigido attribuibile sia alla Formazione del Pantano (PAT – areniti siltose fini e finissime alternate a peliti) sia alla Formazione delle Argille Azzurre (FAA – argille e marne). Sempre dalle prove si ricava una VsH di circa 200 m/s. Per questi motivi si ritiene sufficiente la stima del fattore di amplificazione con metodi semplificati (attribuibile al contesto di APPENINO Vs << 800 m/s – DGR 2193/2015).

Equivalente ad A (PTCP) – “Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

- Zona 4 (Calderino – 2004): caratterizzata dalla presenza di coperture di alterazione colluviali prevalentemente fini con uno spessore di circa 5 metri comprendente anche parte del substrato alterato. Il bedrock infatti risulta non rigido, come confermato dalle indagini geofisiche, ed è attribuibile alla Formazione del Pantano – PAT. L’area in esame si trova su un pendio con acclività < 15°. Le prove in sito inoltre indicano una velocità VsH = 200 m/s. Per questi motivi si ritiene sufficiente la stima del fattore di amplificazione con metodi semplificati (attribuibile al contesto di APPENINO Vs << 800 m/s – DGR 2193/2015).

Equivalente ad A (PTCP) – “Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

- Zona 5 (Calderino – 2005): caratterizzata dalla presenza di coperture di alterazione colluviale prevalentemente fini e sovrastanti un bedrock non rigido appartenente alla Formazione del Pantano (PAT). Le indagini effettuate definiscono uno spessore delle coperture di circa 10 metri (depositi + bedrock alterato) e una VsH misurata intorno ai 200 m/s. L’area si trova lungo un pendio con acclività < 15°. Per questi motivi si ritiene sufficiente la stima del fattore di amplificazione con metodi semplificati (attribuibile al contesto di APPENINO Vs << 800 m/s – DGR 2193/2015).

Equivalente ad A (PTCP) – “Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

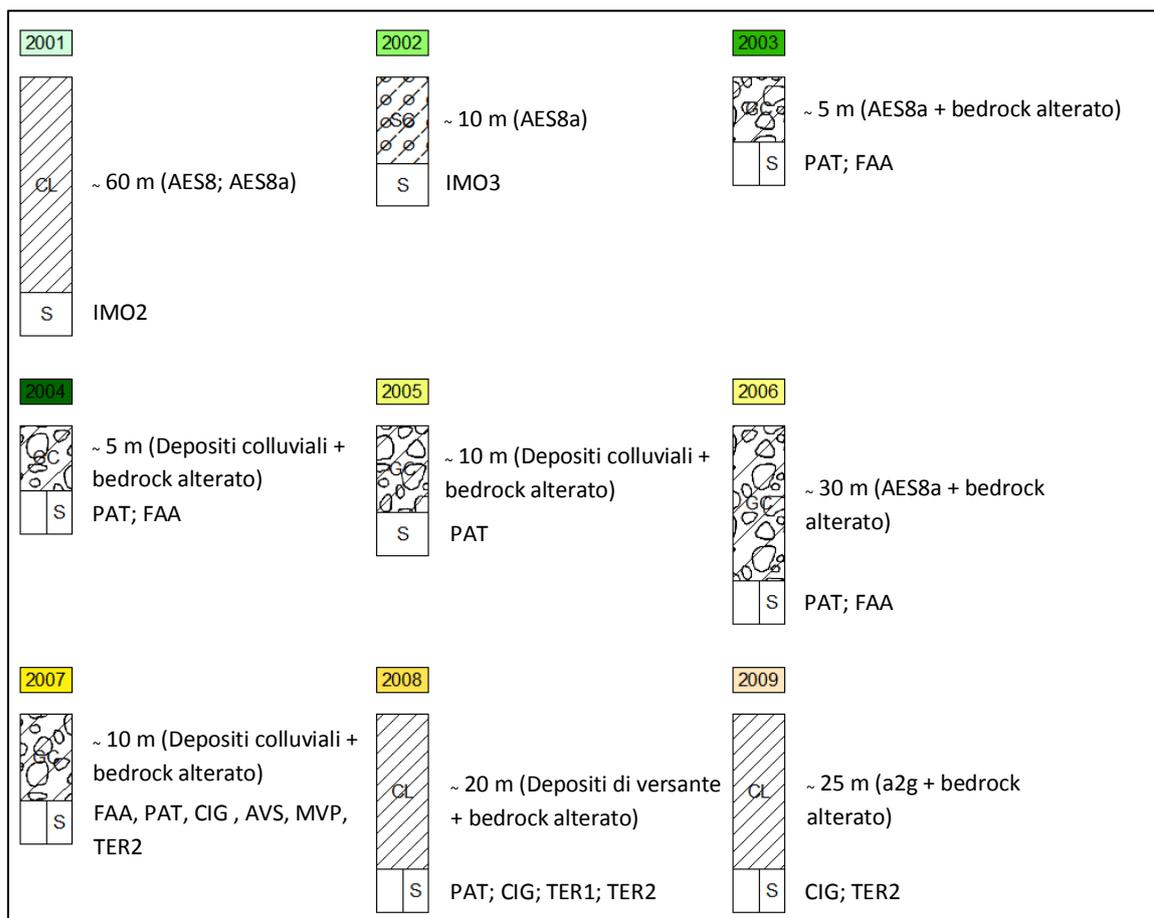


Fig. 44 Colonnine stratigrafiche riferite ad ogni singola MOPS

- Zona 6 (Calderino – 2006): caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali ghiaioso argillosi. Le prove geofisiche effettuate nel presente studio di MS hanno individuato uno spessore dei depositi in grado di amplificare il moto sismico di circa 30 metri, e considerando la velocità ridotta degli stessi si presume siano in parte depositi alluvionali e in parte costituiti da un potente spessore di bedrock alterato (riconducibile a PAT e FAA). La V_{s30} misurata è di 242 m/s. Per questi motivi si ritiene sufficiente la stima del fattore di amplificazione con metodi semplificati (attribuibile al contesto di APPENINO $V_s \ll 800$ m/s – DGR 2193/2015).

Equivalente ad A (PTCP) – “Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

- Zona 7 (Calderino – 2007): caratterizzata da depositi alluvionali ghiaioso argillosi, sovrastanti bedrock non rigidi che, vista l’estensione spaziale dell’area, possono essere di diversi tipi (FAA, PAT, CIG, AVS, MVP, TER2). Le indagini geofisiche comunque indicano che lo spessore considerabile di questi depositi più superficiali è di circa 10 metri (depositi + bedrock alterato). Le V_{sH} risultano essere pari a 250 m/s. Per questi motivi si ritiene sufficiente la stima del fattore di amplificazione con metodi semplificati (attribuibile al contesto di APPENINO $V_s \ll 800$ m/s – DGR 2193/2015).

Equivalente ad A (PTCP) – “Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

- Zona 8 (Calderino – 2008): caratterizzata dalla presenza di depositi di versante fini con clasti eterometrici. L’acclività è intorno ai 15° e parte della zona di interesse ricade all’interno di un’area a rischio frana (Z5, Z1 del PTCP). Il bedrock fortemente alterato è riconducibile a PAT, CIG, TER1 e TER2. Lo spessore complessivo (coperture + bedrock alterato) in grado di amplificare il moto sismico è di circa 20 metri. Per questi motivi si ritiene necessario un’indagine approfondita della zona con analisi di dettaglio e una valutazione della risposta sismica locale con metodi numerici 1D.

Equivalente ad A (PTCP) – “Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche” e in presenza di frana quiescente a Q (PTCP) – “Area potenzialmente instabile soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

- Zona 9 (Calderino – 2009): caratterizzata da un deposito di versante composto da limo argilloso riconducibile ad un corpo di frana quiescente complessa che poggia su un bedrock alterato non rigido attribuibile in parte alla Formazione del Termina – Membro di Montebanzone – TER2 e in parte alla Formazione di Cigarello – CIG (marne siltoso-sabbiose, talora argillose). Il sondaggio e le prove geofisiche effettuate nella porzione laterale della frana hanno individuato una variazione della colorazione a 6,5 m riconducibile all’inizio della porzione di bedrock alterato. In analogia con le prove geofisiche effettuate nella Zona 8, la profondità effettiva del substrato è intorno ai 25 m. La morfologia è rappresentata da un pendio con acclività di circa 15°. Per questi motivi si ritiene necessario un’indagine approfondita della zona con analisi di dettaglio e una valutazione della risposta sismica locale con metodi numerici 1D.

Equivalente a Q (PTCP) – “Area potenzialmente instabile soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

- Zona 10 (Calderino – 2010): caratterizzata da un deposito detritico di versante con uno spessore variabile di circa 24 metri (comprendente anche la porzione di substrato alterato). Poggia su un bedrock non rigido riconducibile alla Formazione di Cigarello (CIG – marne siltoso-sabbiose), delle Argille Varicolori della Valsamoggia (AVS – argilliti siltose), delle Breccie argillose della Val Tiepido-Canossa (MVT - breccie a matrice argillosa), di Antognola (ANT – Marne argillose e siltose) e la Formazione di Poggio, in particolare la litofacies arenacea (FPGa – alternanze di arenarie e peliti). La morfologia è rappresentata da un pendio con acclività di circa 15°. Le indagini geofisiche svolte individuano una $V_{s24}=264,9$ m/s. Per questi motivi si ritiene necessario un’indagine approfondita della zona con analisi di dettaglio e una valutazione della risposta sismica locale con metodi numerici 1D.

Equivalente a A (PTCP) – “Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”. Nelle aree in cui è presente il codice di frana quiescente è equivalente a Q (PTCP)

- Zona 11 (Calderino – 2011): caratterizzata dalla presenza di un deposito colluviale. Poggia su un bedrock alterato non rigido attribuibile a FPGa, ANT, la Formazione di Loiano, più precisamente la litofacies arenaceo-pelitica (LOlap), MVT e AVS. La morfologia è sub-pianeggiante. L’indagine MASW eseguita nel presente studio di MS determina una profondità dello pseudobedrock a 16 m con una $V_{s16}=152,4$ m/s. Lo spessore comprende la porzione di bedrock alterato. Per questi motivi si ritiene sufficiente la stima del fattore di amplificazione con metodi semplificati (attribuibile al contesto di APPENINO $V_s \ll 800$ m/s – DGR 2193/2015).

Equivalente a A (PTCP) – “Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

- Zona 12 (Calderino – 2012): caratterizzata dalla presenza di un deposito fine classificato dalla regione come corpi di frana attiva per colamento di fango e per scivolamento. Le aree possono essere attribuite a fenomeni calanchivi, per cui lo spessore considerato è di circa 5 m. Poggia su un bedrock non rigido alterato caratterizzato dalle Formazioni ANT, FPGa e AVS. La morfologia è rappresentata da un pendio con acclività di circa 15°. Per questi motivi si ritiene necessario un’indagine approfondita della zona con analisi di dettaglio e una valutazione della risposta sismica locale con metodi numerici 1D.

Equivalente a F (PTCP) – “Area instabile e soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

- Zona 13 (Monte San Giovanni - 2013): caratterizzato dalla presenza di copertura alluvionali recenti riconducibili all’AES8a e detritiche presumibilmente dovute ad un accumulo di una paleofrana. Poggiano su un bedrock non rigido attribuibile alla Formazione di Loiano. Le prove svolte in sito indicano uno spessore delle coperture di circa 20 metri comprendenti il bedrock alterato e una V_{s20} di 327 m/s e so composte materiale ghiaioso argilloso. La morfologia è sub-pianeggiante con acclività media $< 15^\circ$. Per questi motivi si ritiene sufficiente la stima del fattore di amplificazione con metodi semplificati (attribuibile al contesto di APPENINO $V_s \ll 800$ m/s – DGR 2193/2015).

Equivalente ad A (PTCP) – “Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

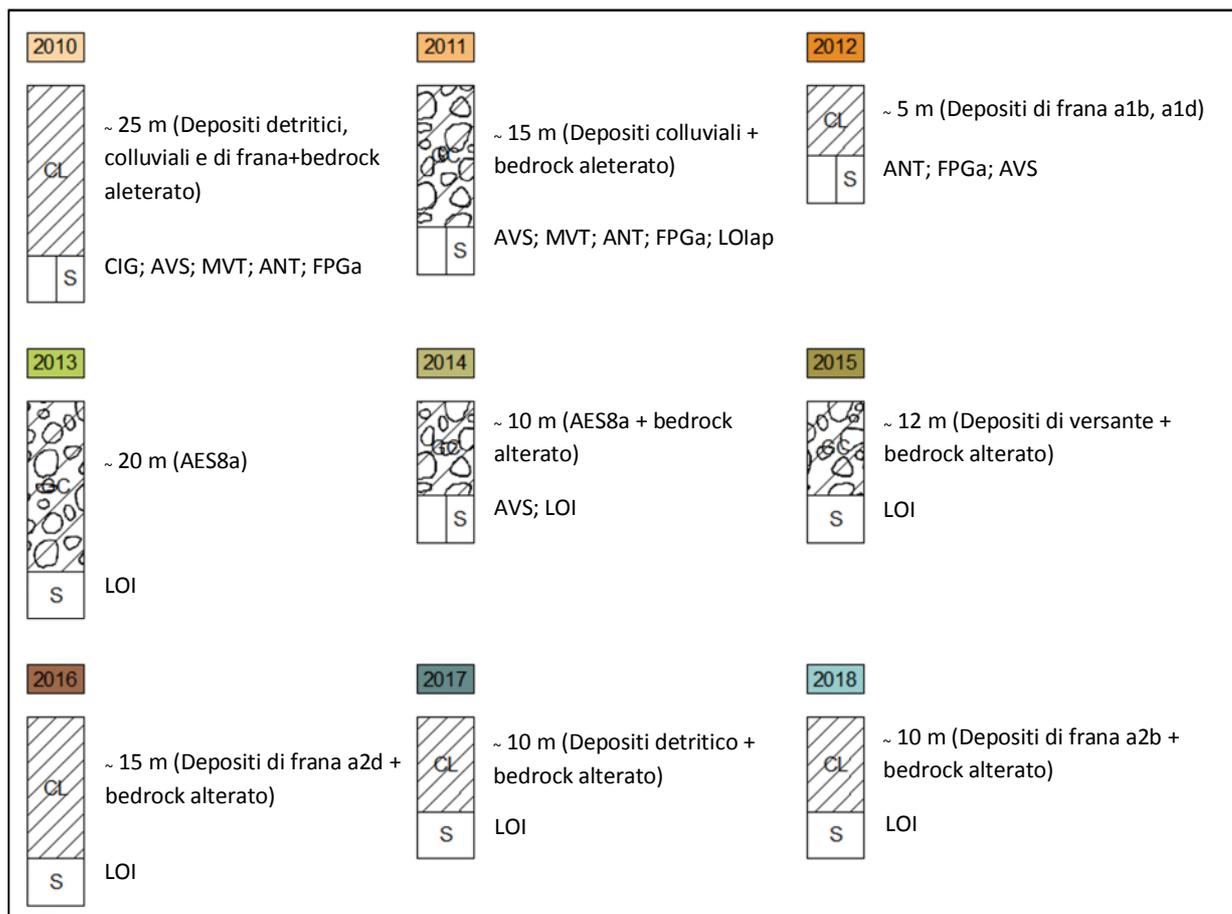


Fig. 45 Colonnine stratigrafiche riferite ad ogni singola MOPS

- Zona 14 (Monte San Giovanni - 2014): caratterizzata da coperture alluvionali ghiaioso argillose che poggiano su un bedrock non rigido riconducibile ad AVS, LOI e alla Formazione torbida di Monghidoro. Le indagini geofisiche oltre ad indicare un bedrock non rigido individuano il contatto alluvioni substrato ad una profondità di 12,5 metri (coperture + bedrock alterato) con un VsH di 271 m/s. La morfologia è pianeggiante. Per questi motivi si ritiene sufficiente la stima del fattore di amplificazione con metodi semplificati (attribuibile al contesto di APPENINO Vs << 800 m/s – DGR 2193/2015).

Equivalente ad A (PTCP) – “Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

- Zona 15 (Monte San Giovanni - 2015): caratterizzata dalla presenza di coperture detritiche di versante sovrastanti un bedrock non rigido appartenente alla Formazione di Loiano – LOI (arenarie da fini a grossolane). Lo spessore dei depositi più recenti è di circa 12 metri (comprendente la parte di bedrock alterato) e la velocità VsH è pari a 250 m/s (da prove geofisiche svolte in sito). La morfologia è sub-pianeggiante con acclività media <15°. Per questi motivi si ritiene sufficiente la stima del fattore di amplificazione con metodi semplificati (attribuibile al contesto di APPENINO Vs << 800 m/s – DGR 2193/2015).

Equivalente ad A (PTCP) – “Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

- Zona 16 (Monte San Giovanni - 2016): caratterizzata dalla presenza di coperture detritiche riconducibili ad un corpo di frana quiescente per colamento di fango. Come si evince dalle prove geofisiche è stato individuato uno spessore di circa 13 m con VsH=204,4 m/s, che poggia su un substrato non rigido appartenente alla Formazione di Loiano (LOI). La morfologia è sub-

pianeggiante con acclività media $<15^\circ$. Per questi motivi si ritiene necessario un'indagine approfondita della zona con analisi di dettaglio e una valutazione della risposta sismica locale con metodi numerici 1D.

Equivalente a Q (PTCP) – “Area potenzialmente instabile soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

- Zona 17 (Monte San Giovanni - 2017): caratterizzata dalla presenza di deposito detritico che poggia su un bedrock non rigido riconducibile alla Formazione di Loiano. Ha uno spessore di circa 10 m lungo un profilo topografico avente acclività intorno ai 15° e si trova in prossimità di movimenti franosi. Per questi motivi si ritiene necessario un'indagine approfondita della zona con analisi di dettaglio e una valutazione della risposta sismica locale con metodi numerici 1D.

Equivalente a A (PTCP) – “Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e topografiche”

- Zona 18 (Monte San Giovanni - 2018): caratterizzata dalla presenza di un corpo detritico riconducibile ad una frana quiescente per scivolamento. Poggia su un bedrock non rigido appartenente alla Formazione di Loiano – LOI e ha uno spessore inferiore a 10 m. La morfologia è rappresentata da un profilo con acclività $< 15^\circ$. Per questi motivi si ritiene necessario un'indagine approfondita della zona con analisi di dettaglio e una valutazione della risposta sismica locale con metodi numerici 1D.

Equivalente a Q (PTCP) – “Area potenzialmente instabile soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

- Zona 19 (Monte San Giovanni - 2019): caratterizzata da una copertura detritica composta da limo argilloso e argilla con inclusioni di sabbiose attribuibile ad una frana quiescente complessa sovrastante un bedrock non rigido appartenente alla Formazione di Loiano. Secondo le indagini lo spessore di questo deposito è di circa 10 m con una velocità VsH di 154,1 m/s. La morfologia è rappresentata da un pendio con inclinazione $< 15^\circ$. Per questi motivi si ritiene necessario un'indagine approfondita della zona con analisi di dettaglio e una valutazione della risposta sismica locale con metodi numerici 1D.

Equivalente a Q (PTCP) – “Area potenzialmente instabile soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

- Zona 20 (Monte San Giovanni - 2020): caratterizzata dalla presenza di depositi eluvio/colluviali al di sopra di un bedrock non rigido, come confermato dalle prove geofisiche, le quali individuano uno spessore di questi depositi di circa 5 m. Poggiano sulla Formazione di Loiano (LOI) e sono inseriti in un contesto morfologico di versante con acclività media di circa 15° . Per questi motivi si ritiene necessario un'indagine approfondita della zona con analisi di dettaglio e una valutazione della risposta sismica locale con metodi numerici 1D.

Equivalente a A (PTCP) – “Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

- Substrato alterato (Monte San Giovanni - 2099): bedrock affiorante appartenente alla Formazione di Loiano – LOI (arenarie da fini a grossolane, anche conglomeratiche). Le prove geofisiche indicano una velocità Vs di circa 500 m/s confermando le ipotesi di bedrock non rigido. La morfologia è rappresentata da un picco isolato con pendii aventi acclività compresa tra i 15° e i 30° . In questo caso è necessario calcolare un eventuale fattore topografico in grado di amplificare il moto sismico. Per questi motivi si ritiene sufficiente la stima del fattore di amplificazione con metodi semplificati (attribuibile a substrato marino affiorante con Vs \ll 800 m/s – DGR 2193/2015).

Equivalente ad A (PTCP) – “Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche”

- Zona 21 (Montepastore - 2021): caratterizzata da sedimenti fini di origine eolica e paleosuoli che poggiano su un substrato (non rigido) attribuibile all'Unità delle Argille e Calcari del Torrente Lavinello – AVN (argilliti). Secondo le indagini geofisiche svolte, le coperture hanno uno spessore (considerando anche la parte di substrato alterata) di circa 23 m con VsH di 277 m/s e. La

con una $V_sH = 226,9$ m/s. La morfologia è rappresentata da un pendio con acclività intorno a 15° . In questo caso è quindi necessario calcolare un eventuale fattore topografico in grado di amplificare il moto sismico. Per questi motivi si ritiene necessario un'indagine approfondita della zona con analisi di dettaglio e una valutazione della risposta sismica locale con metodi numerici 1D.

Equivalente a A (PTCP) "Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche" e nella porzione di frana a F (PTCP) – "Area instabile e soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche"

- Zona 25 (Montepastore – 2025): caratterizzata da un corpo detritico di versante attribuibile ad una frana quiescente per colamento di fango sovrastante un bedrock non rigido. Quest'ultimo appartiene in parte alla Formazione di Montepastore – MPA e in parte all'Unità delle Argille e Calcari del Torrente Lavinello – AVN. Lo spessore del deposito è di circa 7 m. Con $V_sH = 237,7$ m/s. La morfologia presenta un'acclività di poco inferiore a 15° . Per questi motivi si ritiene necessario un'indagine approfondita della zona con analisi di dettaglio e una valutazione della risposta sismica locale con metodi numerici 1D.

Equivalente a Q (PTCP) – "Area potenzialmente instabile soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche"

- Zona 26 (Montepastore – 2026): caratterizzata da un corpo detritico di versante sovrastante un bedrock non rigido (sulla base delle prove geofisiche effettuate) riconducibile alla Formazione di Montepastore – MPA. Il bedrock non rigido, secondo le indagini geofisiche effettuate nel presente studio, è situato ad una profondità di 17m e la V_sH è di 272 m/s. In questo caso è quindi necessario calcolare un eventuale fattore topografico in grado di amplificare il moto sismico. L'area si trova lungo un versante con acclività $> 15^\circ$. Per questi motivi si ritiene necessario un'indagine approfondita della zona con analisi di dettaglio e una valutazione della risposta sismica locale con metodi numerici 1D.

Equivalente a A – "Area potenzialmente instabile e soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e topografiche".

8.3.2. Zone di attenzione per le instabilità

Le Zone di Attenzione (ZA) per le instabilità (le quali corrispondono alle "zone suscettibili di instabilità" previste dagli ICMS 2008) sono state introdotte nel recente standard di rappresentazione (Giugno 2015) perché nella carta delle MOPS, queste zone hanno il medesimo livello di approfondimento di altre aree e quindi non possono essere ancora classificate come zone effettivamente instabili fintanto che non vengano eseguite analisi più dettagliate (di tipo quantitativo) consone alla carta di Microzonazione Sismica.

Per ogni zona è assegnato un codice di 8 cifre di cui le prime 4 si riferiscono al tipo di instabilità e le ultime 4 riferite alla tipologia di zona stabile suscettibile di amplificazione. Questo tipo di rappresentazione conserva le informazioni di tipo litostratigrafico di ogni microzona, permettendo, nel caso in cui non venga confermata l'instabilità, di trattare tale zona come "stabile suscettibile di amplificazione".

Di seguito verranno descritte in dettaglio le zone di attenzione per instabilità di versante (ZA_{FR}) che corrisponderanno alle aree cartografate in frana nella Carta Geologico Tecnica. Mentre per le zone di attenzione per liquefazione (ZA_{LQ}) nelle quali è stata verificata l'esistenza di condizioni predisponenti il fenomeno (terreni sabbiosi; falda a profondità inferiore ai 15 metri; magnitudo attesa al sito superiore a 5; accelerazione massima in superficie PGA maggiore di 0.1g).

I risultati dell'analisi del rischio di liquefazione (Par. 7.3) hanno evidenziato valori del coefficiente di sicurezza particolarmente elevati, escludendo di fatto il rischio stesso. Di conseguenza, all'interno della carta delle MOPS, tali aree sono state "declassate" a zone stabili suscettibili di amplificazione per le caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo.

- Zona 30452008: (Località: Calderino) corpo di depositi colluviali non definiti dal punto di vista dell'instabilità. Parte della zona di interesse ricade nel contesto definito dal PTCP di Bologna come "zona5" (area di influenza sull'evoluzione del dissesto) e per questo motivo risulta essere potenzialmente soggetta ad instabilità.
- Zona 30122008: (Località: Calderino) corpo di frana attiva per scorrimento. È composta principalmente da una matrice pelitica che include clasti di dimensioni variabili e le cause della sua attivazione sono principalmente dovuti all'erosione superficiale da parte di acque meteoriche.
- Zona 30222008: (Località: Calderino) corpo di frana quiescente per scivolamento. È composta prevalentemente da materiale fine e ha andamento verso est con un fronte di avanzamento di circa 70 metri. Sono già stati effettuati interventi di stabilizzazione con l'istallazione di gabbioni.
- Zona 30242009: (Località: Calderino) corpo di frana quiescente complessa avente spessore di circa 10 m. Le indagini effettuate nella porzione nord della frana individuano uno spessore di circa 6,5 m dedotti dal profilo delle velocità di taglio ricavato dalla prova down-hole. Ha direzione verso ovest con fronte di avanzamento di circa 250 metri. Dopo aver effettuato analisi di terzo livello con il metodo degli spostamenti, senza aver riscontrato spostamenti in presenza di moto sismico, è stata riconosciuta come area stabile suscettibile di amplificazioni locali per caratteristiche litostratigrafiche.
- Zona 30452010: (Località: Calderino) corpo di depositi colluviali non definiti dal punto di vista dell'instabilità. Piccole porzioni della zona di interesse comunque ricadono in contesti definiti dal PTCP di Bologna come "zona3" (area di possibile influenza del dissesto), "zona2" (area di possibile evoluzione del dissesto) e "zona1" (area in dissesto), e per questo motivo risultano essere potenzialmente o attualmente instabili.
- Zona 30122010: (Località: Calderino) corpo di frana attiva per scorrimento. È composta principalmente da una matrice pelitica che include clasti di dimensioni variabili e le cause della sua attivazione sono principalmente dovuti all'erosione superficiale da parte di acque meteoriche.
- Zona 30132010: (Località: Calderino) corpo di frana attiva per colamento di fango. È composta principalmente da una matrice pelitica che include clasti di dimensioni variabili e le cause della sua attivazione sono principalmente dovuti all'erosione superficiale da parte di acque meteoriche.
- Zona 30152010: (Località: Calderino) corpo di frana attiva non definita. È composta principalmente da una matrice pelitica che include clasti di dimensioni variabili e le cause della sua attivazione sono principalmente dovuti all'erosione superficiale da parte di acque meteoriche.
- Zona 30222010: (Località: Calderino) corpo di frana quiescente per scorrimento. È composta principalmente da una matrice pelitica che include clasti di dimensioni variabili e le cause della sua attivazione sono principalmente dovuti all'erosione superficiale da parte di acque meteoriche.
- Zona 30232010: (Località: Calderino) corpo di frana quiescente per colamento di fango. È composta principalmente da una matrice pelitica che include clasti di dimensioni variabili e le cause della sua attivazione sono principalmente dovuti all'erosione superficiale da parte di acque meteoriche.
- Zona 30122012: (Località: Calderino) corpo di frana attiva per scorrimento. Ha uno spessore di circa 5 metri. È composta principalmente da una matrice pelitica che include clasti di dimensioni variabili e le cause della sua attivazione sono principalmente dovuti all'erosione da parte di acque meteoriche.
- Zona 30132012: (Località: Calderino) corpo di frana attiva per colamento di fango. Ha uno spessore di circa 5 metri. È composta principalmente da una matrice pelitica che include clasti di dimensioni variabili e le cause della sua attivazione sono principalmente dovuti all'erosione da parte di acque meteoriche.
- Zona 30232016: (Località: Monte San Giovanni) corpo di frana quiescente per colamento di fango composto da una matrice prevalentemente pelitica con clasti eterometrici. Ha uno spessore di 13,6 m con un fronte di avanzamento (verso sud, sud-est) ampio di circa 550 metri.

- Zona 30452017: (Località: Monte San Giovanni) corpo detritico non definito dal punto di vista dell'instabilità con spessore di circa 10 metri. Si tratta di una zona con possibilità di accumulo di movimenti franosi e di potenziale instabilità in analogia con i dissesti presenti lungo il versante in cui affiora la medesima Formazione (di Loiano - LOI).
- Zona 30222018: (Località: Monte San Giovanni) corpo di frana quiescente per scivolamento. Il fronte di avanzamento è approssimativamente di 80 m con direzione est. Le cause principali della sua attivazione sono riconducibili a fattori scatenanti esterni come le piogge.
- Zona 30242019: (Località: Monte San Giovanni) corpo di frana quiescente complessa principalmente rappresentata da un corpo caotico a matrice argillosa, pelitica con clasti di varie dimensioni. Le indagini effettuate hanno individuato uno spessore di circa 10 m. Presenta un fronte di avanzamento di circa 100 metri con direzione sud-sud est.
- Zona 30452020: (Località: Monte San Giovanni) corpo di depositi eluvio-colluviali lungo in versante con pendenza > 15°. Per il tipo di copertura presente (granulometria prevalentemente fine) questi depositi sono stati prodotti da alterazione e ruscellamento superficiale i quali possono determinare l'instabilità del versante.
- Zona 30452024: (Località: Montepastore) corpo detritico non definito dal punto di vista dell'instabilità con spessore di circa 10 metri. L'acclività è compresa tra i 15 e i 30°.
- Zona 30122024: (Località: Montepastore) corpo di frana attiva per scivolamento avente spessore di circa 12,6 m, comprendente la porzione di bedrock alterato, e con direzione sud. Il fronte di avanzamento presenta un'ampiezza di circa 50 metri.
- Zona 30452025: (Località: Montepastore) corpo detritico non definito dal punto di vista dell'instabilità. Si tratta di un'area di influenza sull'evoluzione del dissesto in quanto ricade nella Zona 5 del PTCP (aree a rischio frana).
- Zona 30232025: (Località: Montepastore) corpo di frana quiescente per colamento di fango composto principalmente da materiale fine con presenza di clasti eterometrici. Ha un'ampiezza di circa 80 metri con direzione sud-sud est e con uno spessore, nella zona di investigazione di circa 7,4 metri.
- Zona 30452026: (Località: Montepastore) corpo di detritico di versante non definito dal punto di vista dell'instabilità. Le prove geofisiche individuano uno spessore del deposito di circa 17 m comprendente la porzione di bedrock alterato. L'acclività dell'area è di poco superiore ai 15°.

8.4 Carta di Microzonazione Sismica

Rappresenta la carta in cui sono rappresentati i risultati ottenuti dalle elaborazioni con i codici di calcolo monodimensionali e le analisi approfondite (analisi di liquefazione) effettuate nelle aree in esame; è stata inoltre costruita secondo le prescrizioni della carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica. All'interno della stessa è presente quindi una suddivisione in aree a comportamento sismico equivalente in base alle caratteristiche litostratigrafiche e topografiche.

I precedenti studi di MS di 2° livello hanno portato alla definizione di aree con determinati valori di amplificazione ottenuti con metodi semplificati, riferendosi quindi agli abachi forniti dagli Allegati della DAL 112/2007. In questo studio di MS sono state recepite e confermate le aree in cui è stato sufficiente un livello di dettaglio di secondo livello, aggiornando però i valori di amplificazione ai nuovi abachi proposti dal DGR n. 2193/2015.

Per l'utilizzo di questi abachi è prevista una serie di dati da determinare in fase di acquisizione che comprendono, lo spessore di copertura, i parametri VS30 e VsH, il tipo di substrato geologico e il contesto geo-morfologico di riferimento.

Per queste aree quindi si sono effettuate analisi di risposta sismica locale con metodi numerici in modo da valutarne l'effettivo grado di pericolosità sismica in termini di diversi fattori di amplificazione:

- FA_{PGA}
- $FA_{SI} (0,1s \leq T \leq 0,5s)$
- $FA_{SI} (0,5s \leq T \leq 1,0s)$

Sono state quindi costruite 3 differenti carte per garantire una migliore rappresentazione dei valori ottenuti.

Nella carta FA_{PGA} inoltre è rappresentata l'ubicazione delle prove statiche in cui sono state effettuate le analisi del potenziale di liquefazione (nullo, comunque, lungo ogni verticale indagata), e le aree soggette ad amplificazione di carattere topografico.

Nella carta $FA_{SI} (0,5s \leq T \leq 1,5s)$ sono presenti aree con valore "0" perché, essendo state limitate a studi di secondo livello alle quali è stato attribuito un valore proposto dalle tabelle, per le aree appenniniche non è presente il fattore di amplificazione per quel determinato periodo.

Per il tipo di rappresentazione è stata scelta quella proposta dagli "Standard di rappresentazione e archiviazione informatica. Microzonazione sismica. Versione 4.0b".

La scala di rappresentazione delle Carte di Microzonazione sismica è 1:5.000.

8.4.1. Zone suscettibili di instabilità

Rappresentano aree in cui sono stati effettuati specifici metodi di calcolo (metodo degli spostamenti di Newmark), anche semplificati, ed è quindi stato possibile definire la pericolosità in termini quantitativi. Il parametro utilizzato è rappresentato dal massimo movimento (FRT, in centimetri) di una frana in terra.

Per molte aree considerate come zone di attenzione però, non state effettuate questo tipo di indagini in quanto occupano una porzione di territorio poco influente, ma sono state comunque riconosciute come aree suscettibili di instabilità allo scopo di conservare l'informazione che la zona in questione è potenzialmente suscettibile a instabilità.

Di seguito sono elencate le aree in cui sono stati eseguite queste indagini. La descrizione completa delle aree è ampiamente descritta nel capitolo 8.3.2.

- Zona 30242009: (Località: Calderino) Dopo aver effettuato analisi di terzo livello con il metodo di Newmark, senza aver riscontrato spostamenti in presenza di moto sismico, è stata riconosciuta come area suscettibile di instabilità allo scopo di conservare l'informazione che la zona in questione è potenzialmente suscettibile a instabilità.
- Zona 30242019: (Località: Monte San Giovanni) Dopo aver effettuato analisi di terzo livello con il metodo di Newmark, sono stati riscontrati potenziali spostamenti (0,93 cm) in presenza di moto sismico; per questo motivo è stata riconosciuta come area suscettibile di instabilità.

8.5 Carta delle frequenze naturali dei terreni

In questo elaborato sono rappresentati tutti i punti di misura (ex-novo e pregressi), in cui sono state effettuate acquisizioni con la tecnica sismica passiva di misura dei microtremori ambientali. La prova è denominata HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) perché misura i rapporti di ampiezza spettrale fra le componenti orizzontali (H) e la componente verticale (V) delle vibrazioni ambientali sulla superficie del terreno in un punto con un apposito sismometro a tre componenti.

I valori indicati per ogni punto si riferiscono alla frequenza di risonanza fondamentale (F_0), la quale corrisponde al valore di picco alla più bassa frequenza. In alcuni casi sono indicati fino a tre frequenze di risonanza corrispondenti ad ulteriori amplificazioni del segnale passivo registrato.

Per la rappresentazione di queste informazioni geofisiche è stata considerata la proposta del DGR 2193/2015 che aggiorna l'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" – DAL 112/2007. Essa prevede una classificazione in termini di classi di frequenza:

- $F_0 \leq 0,6$ Hz spessori attesi maggiori di 200 m
- $0,6 \text{ Hz} \leq F_0 \leq 1$ Hz spessori compresi tra 200 e 100 m
- $1 \text{ Hz} \leq F_0 \leq 2$ Hz spessori compresi tra 100 e 30 m
- $2 \text{ Hz} \leq F_0 \leq 8$ Hz spessori compresi tra 30 e 10 m
- $F_0 > 8$ Hz spessori inferiori a 10 m
- Nessun massimo relativo significativo

Gli spessori sono stimati attraverso la seguente equazione sulla base dei valori della frequenza di risonanza fondamentale dello strato e la velocità media delle onde S all'interno del deposito indagato:

$$F_0 = \frac{V_s}{4h}$$

Questa relazione è però valida solo nei "casi semplici" ovvero quando le coperture alluvionali presentano spessore costante e sovrastano un basamento sismico rigido, quindi risulta approssimativa ma utile per una prima stima della potenza dei depositi indagati.

Per una maggiore leggibilità delle caratteristiche acquisite attraverso le registrazioni tomografiche, la carta permette di distinguere i punti in base anche al rapporto spettrale H/V riferito all'entità del contrasto di impedenza tra le unità geologiche.

Rapporto H / V

- $H/V < 1,5$ ASSENZA di significativi contrasti di impedenza
- $1,5 \leq H/V < 2$ BASSI contrasti di impedenza
- $2 \leq H/V < 3$ MODERATI contrasti di impedenza
- $H/V \geq 3$ ELEVATI contrasti di impedenza

Fig. 47 Simbologia utilizzata per rappresentare il rapporto spettrale H/V. Estratto della legenda della carta delle frequenze

La carta evidenzia come in località Pedretta i valori sono costanti, pari a circa 0,8 Hz indicando uno spessore dei depositi intorno agli 80 m . Nell'abitato di Savigno invece è stato individuato un ampio range di frequenze, particolarmente elevate, che indica condizioni stratigrafiche complesse e possibile fenomeno di risonanza per edifici più bassi.

La scala di rappresentazione della Carta delle frequenze naturali del terreno è 1:5.000.

8.6 Carta delle velocità delle onde di taglio S (Vs)

In questa carta sono indicate le velocità delle onde di taglio (Vs) ottenute con prove pregresse e quelle realizzate per il nostro livello di dettaglio. All'interno di ogni etichetta è indicata la tipologia utilizzata per determinare il valore Vs, l'eventuale profondità del bedrock e l'effettiva velocità in metri/secondo dello strato analizzato che poggia sul substrato.

La scala di rappresentazione della Carta delle velocità delle onde di taglio S è 1:5.000.

8.7 Carta delle sezioni

E' stata realizzata una ulteriore serie di tavole per la rappresentazione delle sezioni geologiche, realizzate per supportare le analisi di stabilità dei versanti.

9 Commenti finali e criticità

Le analisi di terzo livello condotte sul territorio del Comune di Monte San Pietro hanno evidenziato che i valori di amplificazione stratigrafica calcolati attraverso le analisi 1D sono di norma paragonabili, se non inferiori, a quelli valutati attraverso l'applicazione degli abachi proposti dalla Regione Emilia Romagna nei contesti di riferimento. Il loro valore rimane comunque mediamente elevato a causa dell'entità delle coperture detritiche e per la presenza, soprattutto nel settore appenninico, di consistenti spessori dello strato di alterazione della formazione di substrato.

Le analisi eseguite sulle potenziali instabilità per liquefazione hanno evidenziato, soprattutto a causa delle caratteristiche granulometriche dei depositi, che il rischio liquefazione è sostanzialmente nullo.

Le verifiche eseguite attraverso l'applicazione del metodo degli spostamenti, lungo lo sviluppo dei fenomeni franosi quiescenti, hanno evidenziato valori di spostamento estremamente contenuti, con valori massimi prossimi al centimetro.

10 Bibliografia

- A.G.I. (1977) – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- A.G.I. (2005) – Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida. Patron Editore, Bologna
- Andrus R. D., Stokoe K. H. (2000) - Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 126 (11), 1015–1025.
- Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2014). “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures.” Report No. UCD/CGM-14/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Davis, California.
- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). “Soil liquefaction during earthquakes.” MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- Marchetti S. (2015) – Incorporating the Stress History Parameter KD of DMT into the Liquefaction Correlations in Clean Uncemented Sands, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 04015072
- Matasovic N. (1993) – Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits.
University of California, Los Angeles, Ph.D. Thesis
- Matsui T., Ohara S., Ito T. (1980) – Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 106, No. 10, pp. 1101-1120
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2008) – Le Norme Tecniche per le Costruzioni.
D.M. 14 gennaio 2008, G.U. 29, Suppl. ord. n. 30
- Pradel D. (1998) - Procedure to Evaluate Earthquake-Induced Settlements in Dry Sandy Soils *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , ASCE, Vol. 124 (4)
- Seed H.B., Idriss I.M., Makdisi F., Banerjee N. (1975) – Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses. EERC 75-29,
Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
- Sonmez H. (2003) – Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol-Turkey). *Environ. Geology* 44(7): 8
- Tatsuoka, F., Zhou, S., Sato, T., Shibuya, S. (1990). “Method of evaluating liquefaction potential and its application.” In Report on seismic hazards on the ground in urban areas, Ministry of Education of Japan, Tokyo. (in Japanese.)
- Wu J., Seed R.B. (2004) – Estimating of liquefaction-induced ground settlement (case studies).
Proc. 5th Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, Paper 3.09, New York
- Yasuhara K., Andersen K.H. (1991) – Recompression of normally consolidated clay after cyclic loading. *Soils and Foundations*, vol. 31, No 1, pp. 83-94
- Zhang G., Robertson P., Brachman R. (2002) – Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground: *Canadian Geotech. Journal*, 39, pp. 1168–1180.
- AGI (2005) – Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee Guida AGI. Associazione Geotecnica Italiana. Edizione provvisoria. Patron, Bologna.
- Albarello D., Castellaro S. (2011) – Tecniche sismiche passive: indagini a stazione singola. Supplemento alla rivista *Ingegneria Sismica*. Patron, Bologna.
- 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, aprile 2004, 65 pp. +5 appendici.

- AA.VV., (2011) - Contributi per l'aggiornamento degli "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica". Supplemento alla rivista *Ingegneria Sismica* Anno XXVIII - n.2.
- Albarello D., (2013) – La Risposta Sismica Locale. Seminario ODG – Vicenza, 8 Novembre 2013. Università degli Studi di Siena.
- Bardet J.P., Ichii K. e Lin C.H. (2000) – EERA: a computer program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of layered soil deposits. University of Southern California, Los Angeles.
- Boccaletti, M., Corti G., Martelli L., 2010 – Recent and active tectonics of the external zone of the Northern Apennines. *Int. Journ. Earth Sciences (Geol. Rundsch.)*, DOI 10.1007/s00531-010-0545-y
- Crespellani T., Ghinelli A., Madiati C., Vannucchi G. – Analisi di stabilità in pendii naturali in condizioni sismiche.
- Gruppo di lavoro MS (2008) – Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica. Conferenza delle Regioni e delle Province autonome – Dipartimento della Protezione Civile, Roma, 3 vol. e Dvd.
- Boccaletti M., Martelli L. – AA.VV. (2004) – Carta Sismotettonica della Regione Emilia Romagna. S.E.L.C.A. Firenze
- INGV - DISS Working Group (2010) - Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.1.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. <http://diss.rm.ingv.it/diss/>.
- Locati, R. Camassi e M. Stucchi , (2011) - DBMI11, la versione 2011 del Database Macrosismico Italiano. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11>. DOI: 10.6092/INGV.IT-DBMI11.
- Meletti, Valensise (2004) – Zonazione sismogenetica ZS9 – App.2 al Rapporto conclusivo. Gruppo di lavoro per la redazione della mappa di pericolosità sismica (Ordinanza PCM 3274/2003), Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.
- NOTE ILLUSTRATIVE della CARATA GEOLOGICA D'ITALIA (2009) alla scala 1:50.000, foglio 220 Casalecchio di Reno. ISPRA SGI Enti realizzatori Regione Emilia – Romagna SGSS, a cura di L.Martelli, A.Bernini, M.T.De Nardo.
- NOTE ILLUSTRATIVE della CARATA GEOLOGICA D'ITALIA (2009) alla scala 1:50.000, foglio 237 Sasso Marconi. ISPRA SGI Enti realizzatori Regione Emilia – Romagna SGSS, a cura di F. Panini, G. Bettelli, M. Pizzolo.
- NTC, (2008) - Norme Tecniche per le Costruzioni - DM 14 gennaio 2008. Gazzetta Ufficiale, n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30, www.cslp.it, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato, Roma.
- OPCM 3274/2003. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”. G.U. n. 155, 08/05/2003, suppl. ord. N. 72.

11 Allegati

Legenda



Prova pentetrometrica statica con punta meccanica (CPT)



Prova pentetrometrica statica con punta elettrica



Prova pentetrometrica statica con piezocono



Prova pentetrometrica dinamica leggera



Prova pentetrometrica dinamica pesante



Stazione microtremore a stazione singola



Pozzo per acqua



Sondaggio a carotaggio continuo



Sondaggio a distruzione di nucleo



Sondaggio a distruzione di nucleo che intercetta il substrato



Sondaggio a carotaggio continuo che intercetta il substrato



Sondaggio con inclinometro



Prova sismica in foro tipo Downhole



Prova REfractionMicrotremors



MASW



Profilo sismico a rifrazione

N.B. - I codici in rosso rappresentano l'identificativo delle prove realizzate ex-novo



Area oggetto di approfondimento di 3° livello



Limite del territorio comunale

SCALA 1 : 4000

037061P16HVSR20

037042P101CPT103

037042P103CPT105

037042P104CPT106

037042P2CPT2

037042P102CPT104

037042P105CPT107

037042P3CPT3

037042P1HVSR1

037042L21REMI21

037061P50HVSR54

037042P97HVSR99

037042P90CPTU90

037042P91CPTU91

06

RM

037042L13REMI13

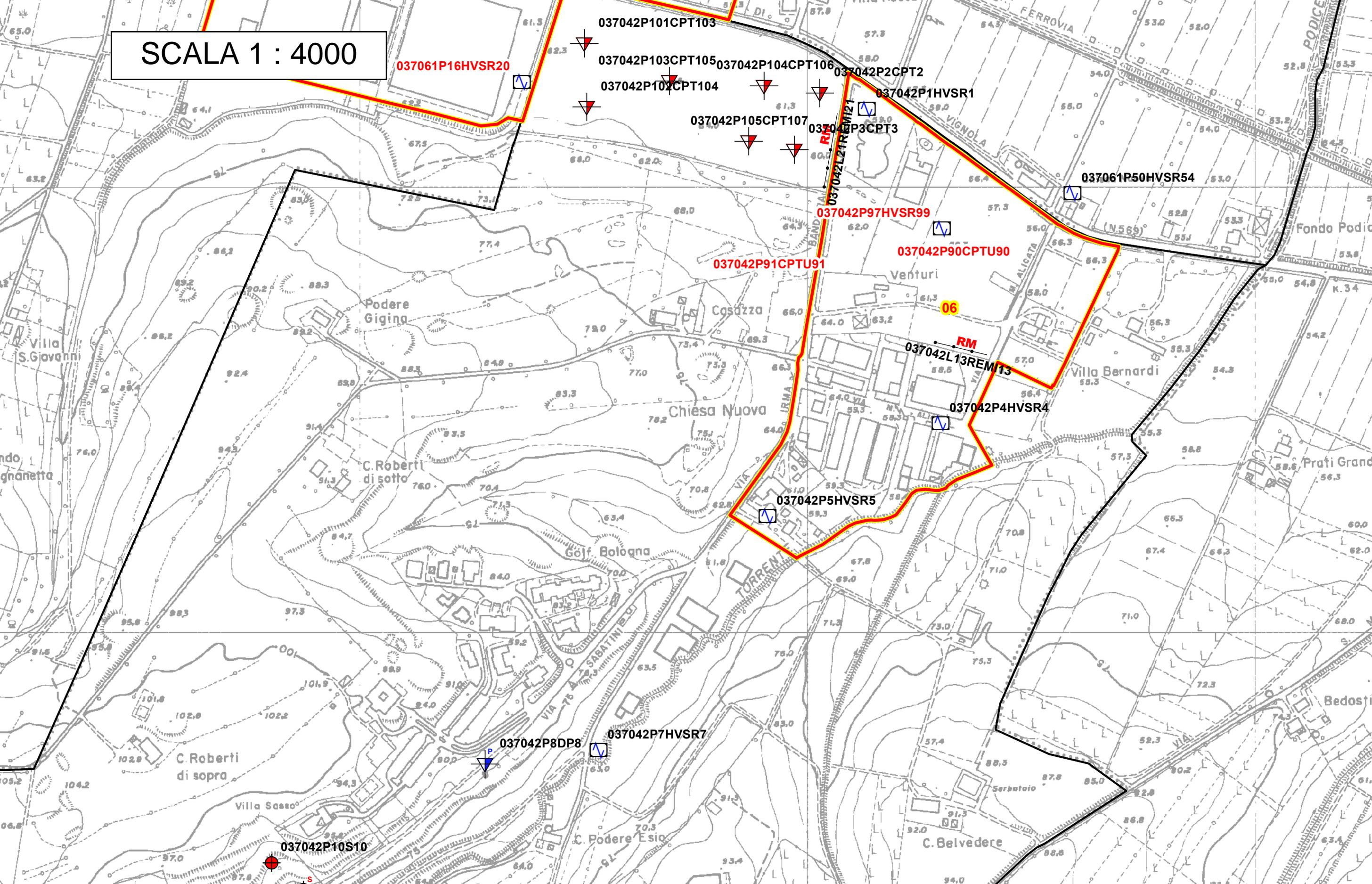
037042P4HVSR4

037042P5HVSR5

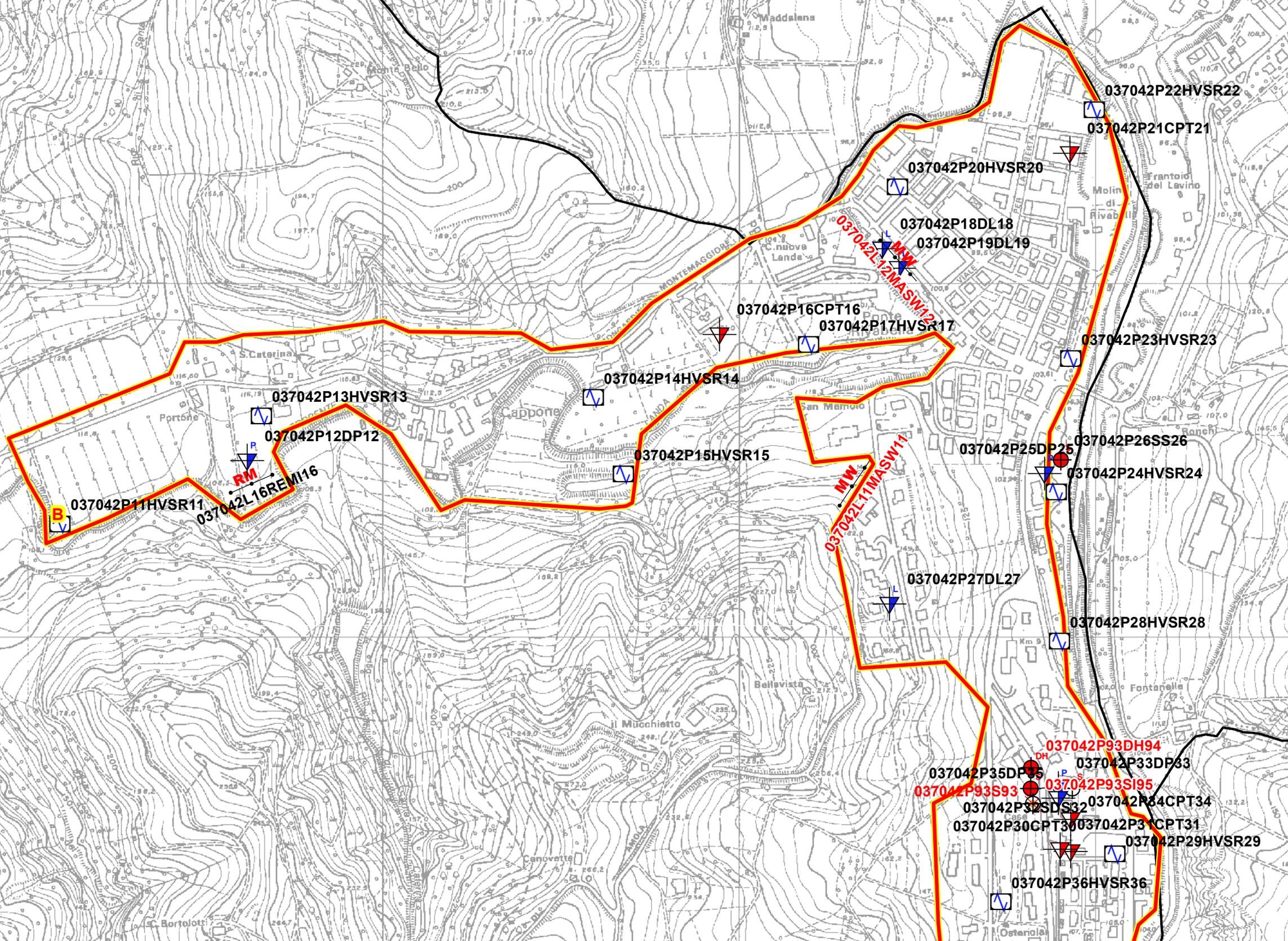
037042P7HVSR7

037042P8DP8

037042P10S10



SCALA 1 : 8000



SCALA 1 : 8000

037042P99HVS101

037042L80A SW8

037042P40HVS40

037042P39HVS39

037042P43DP43

037042P44DP44

037042P45DP45

037042P46DP46

037042P47DP47

037042P48DP48

037042P49DP49

037042P42HVS42

037042P50HVS50

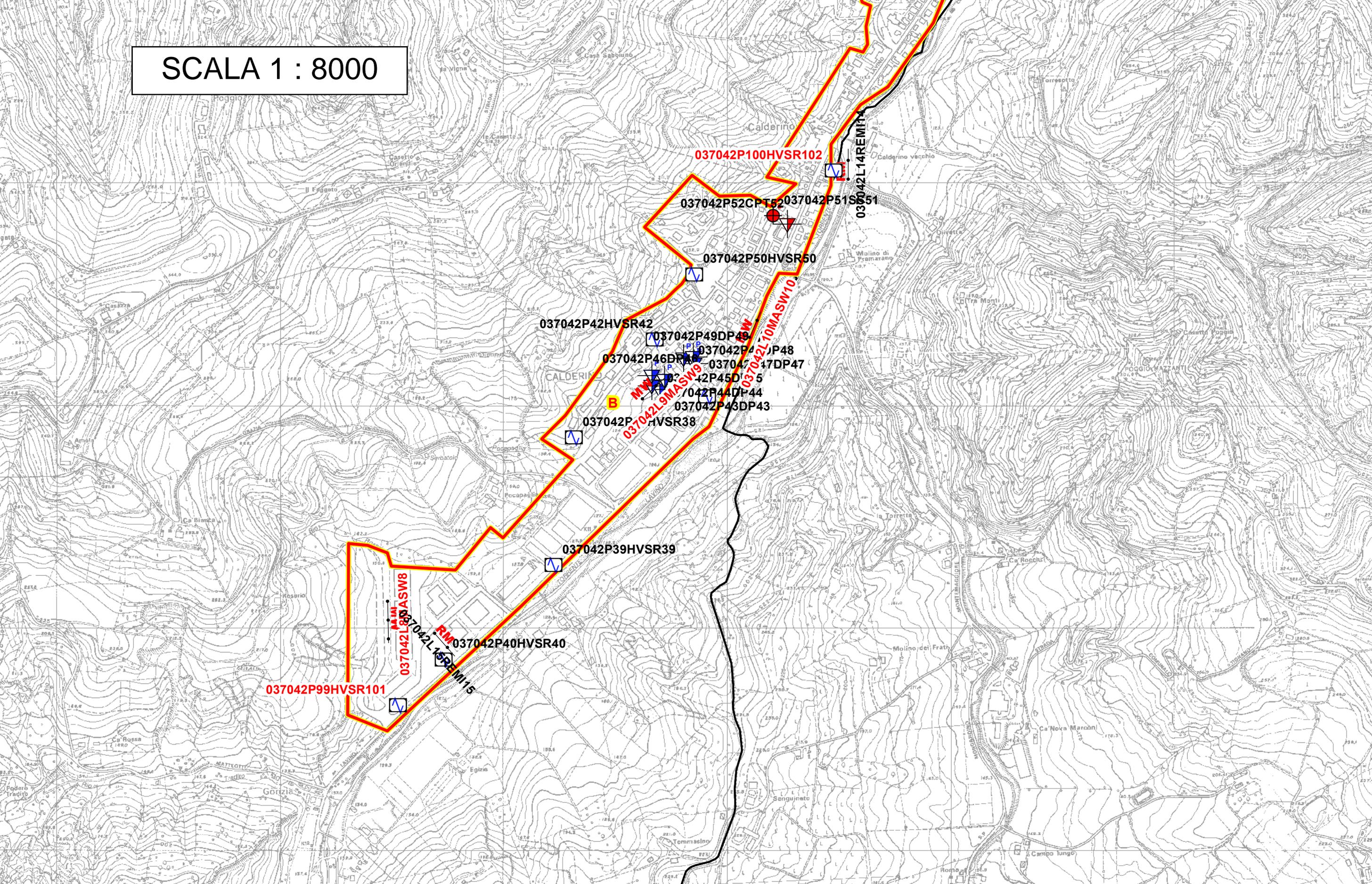
037042P52CPT52

037042P51S51

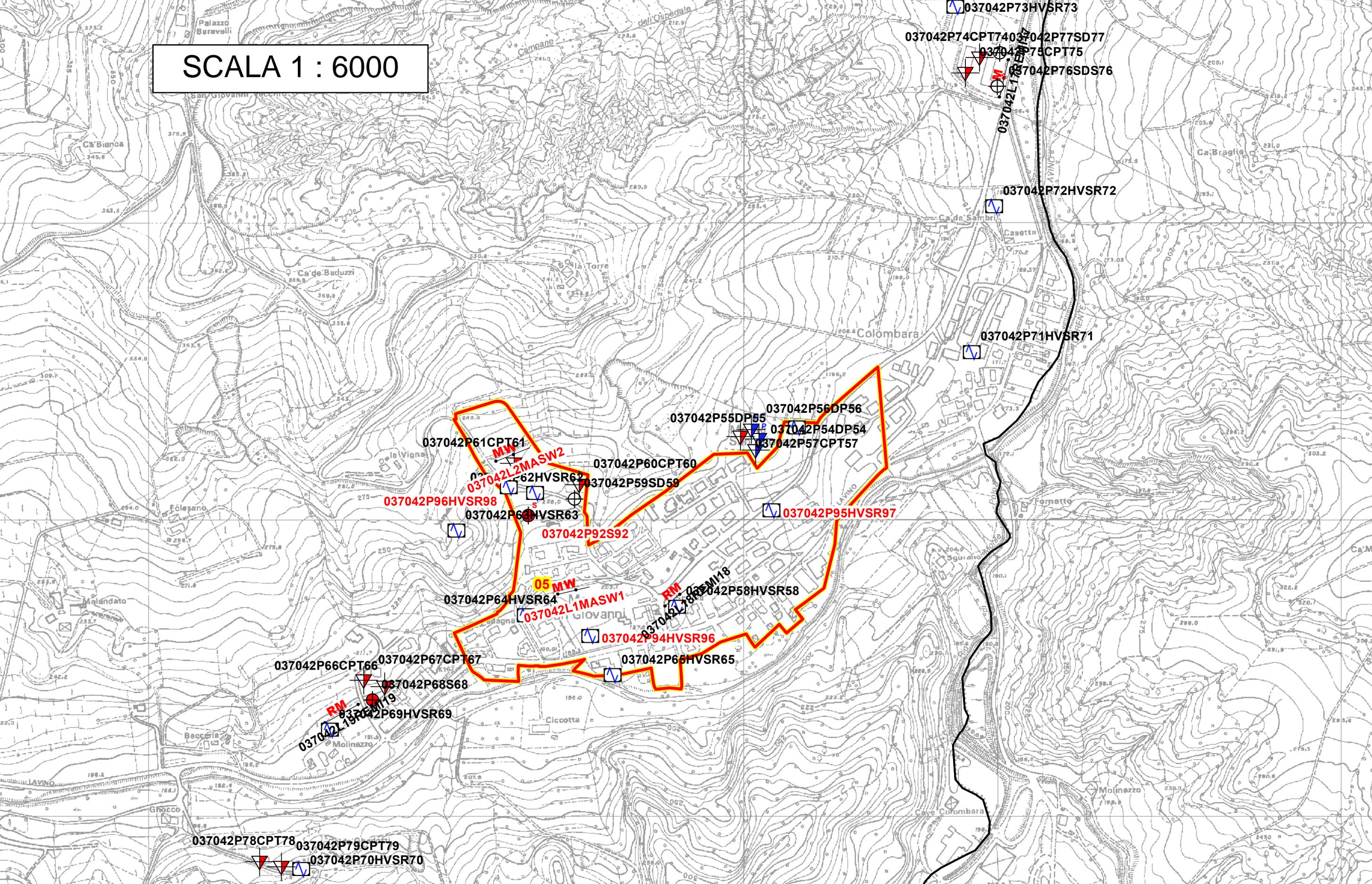
037042P100HVS102

037042L14REMI14

037042L9MASW9
037042L10MASW10



SCALA 1 : 6000



037042P73HVS73
037042P74CPT7403
037042P75CPT75
037042P76SDS76

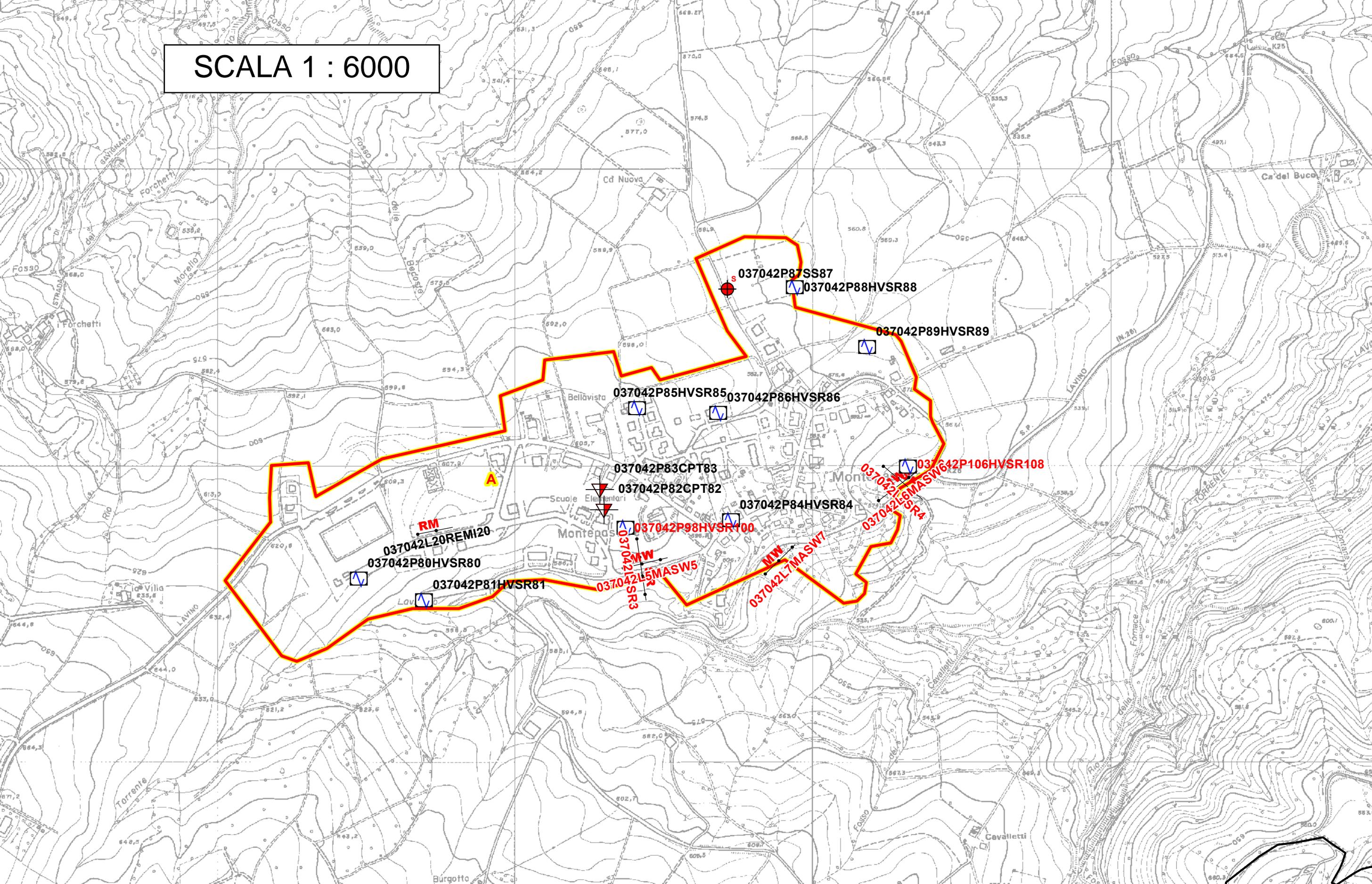
037042L16
037042P72HVS72

037042P71HVS71

037042P61CPT61
037042L2MASW2
037042P62HVS62
037042P60CPT60
037042P59SD59
037042P96HVS98
037042P63HVS63
037042P92S92
05 MW
037042P64HVS64
037042L1MASW1
037042P94HVS96
037042P58HVS58
037042L18
037042P99HVS99
037042P65HVS65

037042P78CPT78
037042P79CPT79
037042P70HVS70

SCALA 1 : 6000



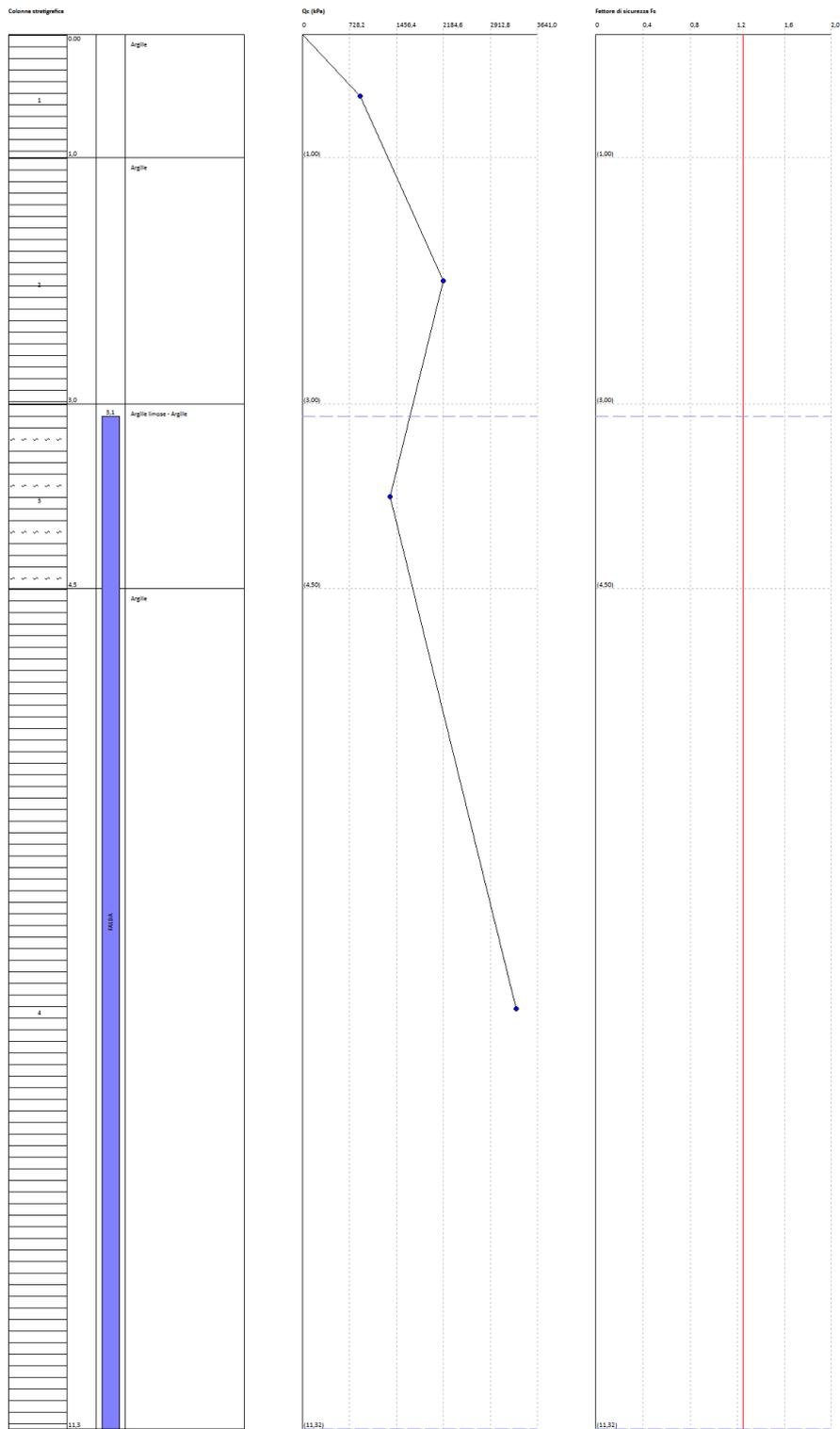
LIQUEFAZIONE

037042P90CPTU90

AIT Ambiente Ricerca Territorio S.r.l.
 Strada Piero Del Prato, 15/A
 43121 Parma
 www.aitambiente.it

0089

147

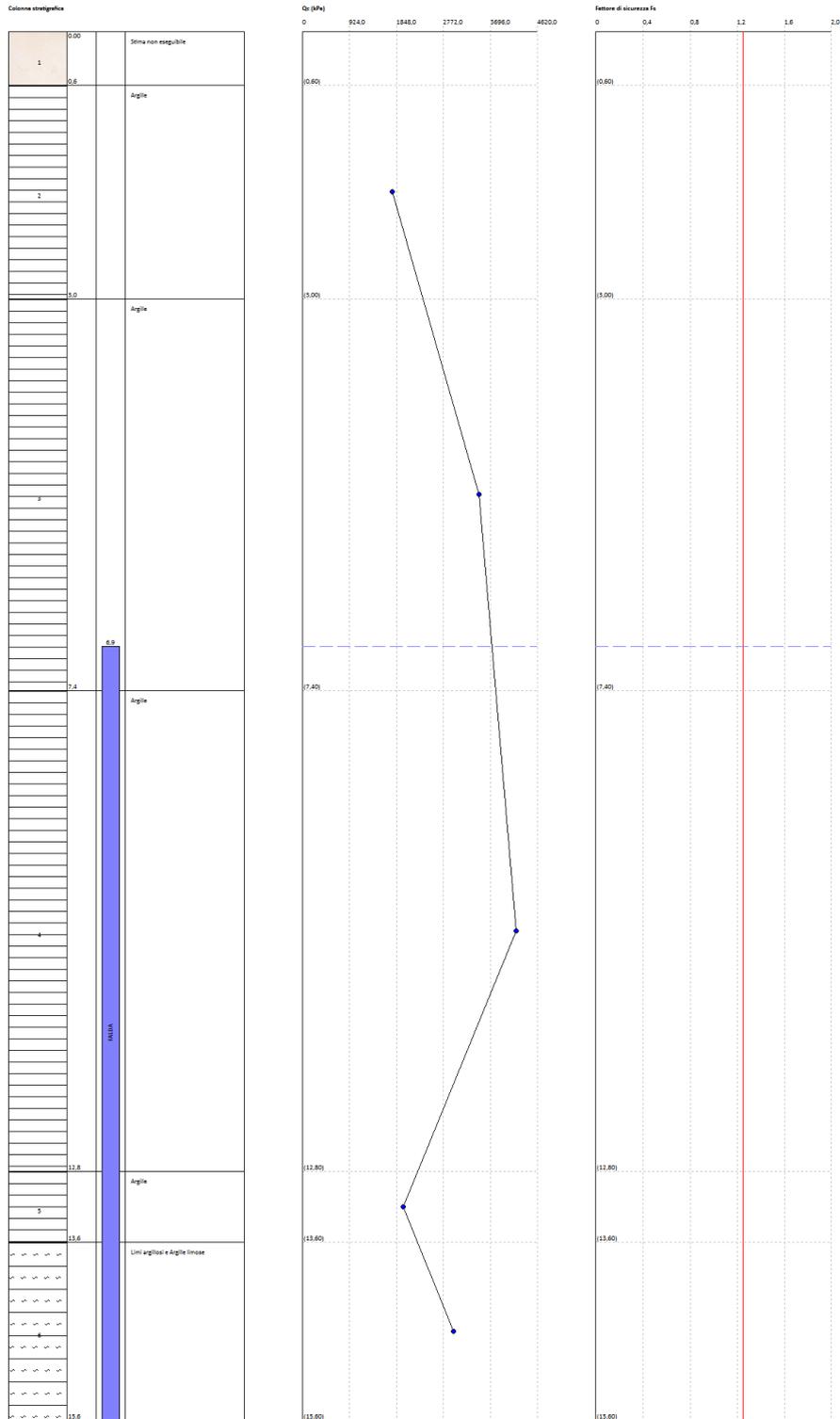


037042P91CPTU91

AIT Ambiente Riscor Tombario S.r.l.
 Strada Piero Del Prato, 15/A
 43121 Parma
 www.aitambiente.it

0089

1/55



037042P90CPTU90

Profondità dal p.c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale effettiva (KPa)	Resistenza alla punta normalizzata Q	Attrito laterale normalizzato F(%)	Indice di comportamento I _c	Correzione per la pressione litostatica efficace C _Q	Resistenza alla punta corretta qc ₁ (KPa)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza F _s	Suscettibilità di liquefazione	Indice di liquefazione
3,3	62,767	60,806	21,367	3,618	2,783	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
3,5	66,657	62,734	20,648	3,628	2,795	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
3,7	70,547	64,663	19,972	3,639	2,807	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
3,9	74,437	66,592	19,335	3,65	2,819	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
4,1	78,327	68,52	18,734	3,661	2,83	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
4,3	82,217	70,449	18,166	3,672	2,841	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
4,5	86,107	72,378	17,628	3,684	2,852	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
4,7	90,295	74,604	43,157	5,497	2,685	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
4,9	94,483	76,831	41,852	5,505	2,695	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
5,1	98,671	79,058	40,62	5,512	2,704	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
5,3	102,859	81,284	39,456	5,519	2,713	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
5,5	107,047	83,511	38,354	5,526	2,722	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
5,7	111,235	85,738	37,309	5,533	2,731	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
5,9	115,423	87,964	36,317	5,541	2,739	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
6,1	119,611	90,191	35,374	5,548	2,748	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
6,3	123,799	92,418	34,476	5,555	2,756	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
6,5	127,987	94,644	33,621	5,563	2,764	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
6,7	132,175	96,871	32,805	5,57	2,772	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
6,9	136,363	99,098	32,025	5,577	2,78	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
7,1	140,551	101,324	31,28	5,585	2,787	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
7,3	144,739	103,551	30,567	5,592	2,795	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
7,5	148,927	105,778	29,884	5,599	2,802	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
7,7	153,115	108,004	29,229	5,607	2,809	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
7,9	157,303	110,231	28,601	5,614	2,817	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
8,1	161,491	112,458	27,997	5,622	2,824	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
8,3	165,679	114,684	27,417	5,629	2,83	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
8,5	169,867	116,911	26,859	5,637	2,837	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
8,7	174,055	119,138	26,322	5,644	2,844	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
8,9	178,243	121,364	25,805	5,652	2,851	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
9,1	182,431	123,591	25,306	5,659	2,857	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
9,3	186,619	125,818	24,825	5,667	2,864	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
9,5	190,807	128,044	24,36	5,675	2,87	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
9,7	194,995	130,271	23,912	5,682	2,876	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
9,9	199,183	132,498	23,478	5,69	2,882	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
10,1	203,371	134,725	23,059	5,697	2,889	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
10,3	207,559	136,951	22,654	5,705	2,895	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
10,5	211,747	139,178	22,261	5,713	2,9	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
10,7	215,935	141,404	21,881	5,721	2,906	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0

10,9	220,123	143,631	21,513	5,728	2,912	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
11,1	224,311	145,858	21,155	5,736	2,918	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
11,3	228,499	148,085	20,809	5,744	2,924	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0

037042P91CPTU91

Profondità dal p.c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale effettiva (KPa)	Resistenza alla punta normalizzata Q	Attrito laterale normalizzato F(%)	Indice di comportamento I _c	Correzione per la pressione litostatica efficace CQ	Resistenza alla punta corretta qc1 (KPa)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza F _s	Suscettibilità di liquefazione	Indice di liquefazione	Rischio
7,1	129,102	127,141	26,277	5,478	2,836	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
7,3	133,308	129,385	25,789	5,484	2,842	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
7,5	137,543	131,659	30,856	5,735	2,8	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
7,7	141,807	133,962	30,294	5,741	2,806	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
7,9	146,071	136,264	29,75	5,748	2,811	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
8,1	150,335	138,567	29,225	5,754	2,817	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
8,3	154,599	140,87	28,717	5,76	2,823	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
8,5	158,863	143,172	28,226	5,766	2,829	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
8,7	163,127	145,475	27,75	5,772	2,834	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
8,9	167,391	147,778	27,288	5,778	2,84	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
9,1	171,655	150,08	26,841	5,784	2,845	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
9,3	175,919	152,383	26,408	5,79	2,851	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
9,5	180,183	154,686	25,987	5,796	2,856	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
9,7	184,447	156,988	25,579	5,802	2,861	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
9,9	188,711	159,291	25,182	5,809	2,867	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
10,1	192,975	161,594	24,797	5,815	2,872	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
10,3	197,239	163,896	24,423	5,821	2,877	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
10,5	201,503	166,199	24,058	5,827	2,882	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
10,7	205,767	168,502	23,704	5,833	2,887	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
10,9	210,031	170,804	23,36	5,84	2,892	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
11,1	214,295	173,107	23,025	5,846	2,897	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
11,3	218,559	175,41	22,698	5,852	2,901	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
11,5	222,823	177,712	22,38	5,858	2,906	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
11,7	227,087	180,015	22,07	5,865	2,911	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
11,9	231,351	182,318	21,768	5,871	2,916	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	
12,1	235,615	184,62	21,473	5,877	2,92	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0	

12,3	239,879	186,923	21,186	5,884	2,925	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
12,5	244,143	189,226	20,905	5,89	2,929	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
12,7	248,407	191,528	20,632	5,896	2,934	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
12,9	252,538	193,698	8,944	5,137	3,173	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
13,1	256,536	195,735	8,831	5,149	3,178	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
13,3	260,534	197,771	8,719	5,161	3,183	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
13,5	264,532	199,808	8,611	5,173	3,188	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
13,7	268,601	201,916	13,384	3,811	2,956	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
13,9	272,741	204,095	13,221	3,817	2,96	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
14,1	276,881	206,273	13,061	3,823	2,965	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
14,3	281,021	208,452	12,905	3,829	2,969	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
14,5	285,161	210,631	12,751	3,835	2,974	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
14,7	289,301	212,809	12,601	3,841	2,978	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
14,9	293,441	214,988	12,454	3,847	2,983	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
15,1	297,581	217,167	12,31	3,853	2,987	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
15,3	301,721	219,345	12,169	3,859	2,992	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0
15,5	305,861	221,524	12,031	3,865	2,996	0	0	0	0	0	0	0	0	Terreno non suscettibile di liquefazione	0