

COMUNE DI MASSA LOMBARDA
PROVINCIA DI RAVENNA

**PIANO URBANISTICO – AREA ANS 2 (6)
TRA VIA DELLA GINESTRA, VIA MORINI E VIA RABIN
IN COMUNE DI MASSA LOMBARDA (RA)**

Committente

MAR.FIN. SRL

Oggetto Relazione di modellazione geologica, sismica
e di prime considerazioni geotecniche
ai sensi delle NTC 2018, D.G.R. 1373/2011 e della D.G.R. 2193/2015

rev. 0

del 1/04/2020

Tecnico

Dott.ssa Geol. Sara Bedeschi
Via Mameli, 13
48011 – Alfonsine (RA)
cell. 340 2756654
email: sarabedeschi.geologo@gmail.com
pec: sara.bedeschi@epap.sicurezzapostale.it

Committente

MAR.FIN. SRL
Piazza Cavour, 1
48022 – Lugo (RA)

SOMMARIO

1. OGGETTO.....	1
1.1 AREA IN ESAME	1
1.2 SCOPO DELLA PRESENTE DOCUMENTAZIONE.....	2
1.3 INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO.....	3
2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO	4
3. VINCOLISTICA.....	5
4. RELAZIONE GEOLOGICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	9
4.1 ASSETTO GEOLOGICO GENERALE	9
4.2 ASSETTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREA IN ESAME	10
4.3 ASSETTO IDROLOGICO ED IDROGEOLOGICO LOCALE	11
4.4 LITOSTRATIGRAFIA DELL'AREA IN ESAME E PRIME CONSIDERAZIONE GEOTECNICHE DI MASSIMA.....	12
5. RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO E COME BUONA NORMA PROGETTUALE	15
5.1 CARATTERIZZAZIONE FISICA DEI TERRENI	15
5.2 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI TERRENI	15
5.2.1 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE ED ALTRE CONSIDERAZIONI LOCALI RELATIVE AI TERRENI DELL'AREA IN ESAME	15
5.2.2 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	16
6. RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE LA "PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE" DEL SITO DI COSTRUZIONE.....	17
6.1 DESCRIZIONE DELLA METODOLOGIA TROMOGRAFICA E HVSR E SCOPO DELL'INDAGINE	17
6.2 RISULTATI DELL'INDAGINE TROMOGRAFICA ESEGUITA	19
6.3 ULTERIORI ELEMENTI DI CARATTERIZZAZIONE.....	19
6.4 STORIA SISMICA LOCALE	21
6.5 DISAGGREGAZIONE STATISTICO- PROBABILISTICA DEI DATI SISMICI.....	27
6.6 SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE DEGLI ORIZZONTI SATURI GRANULARI LOCALMENTE RILEVATI	29

ALLEGATO 1 - UBICAZIONE PROVE E RESTITUZIONE GRAFICA

ALLEGATO 2 - INDAGINE TROMOGRAFICA

1. OGGETTO

Piano Urbanistico ad uso residenziale tra Via della Ginestra, Via Morini e Via Rabin in Comune di Massa Lombarda (RA)

COMMITTENTE: MAR.FIN. SRL.

1.1 AREA IN ESAME

L'area in esame è ubicata al perimetro dell'abitato di Massa Lombarda.

L'area in oggetto è in ambito di pianura, a circa 9,00 m s.l.m.m. La base cartografica di riferimento è la C.T.R. 10.000 – Foglio 222140/222100 e l'immagine orto-fotografica tratta da Google Earth ©, e sono di seguito riportate.

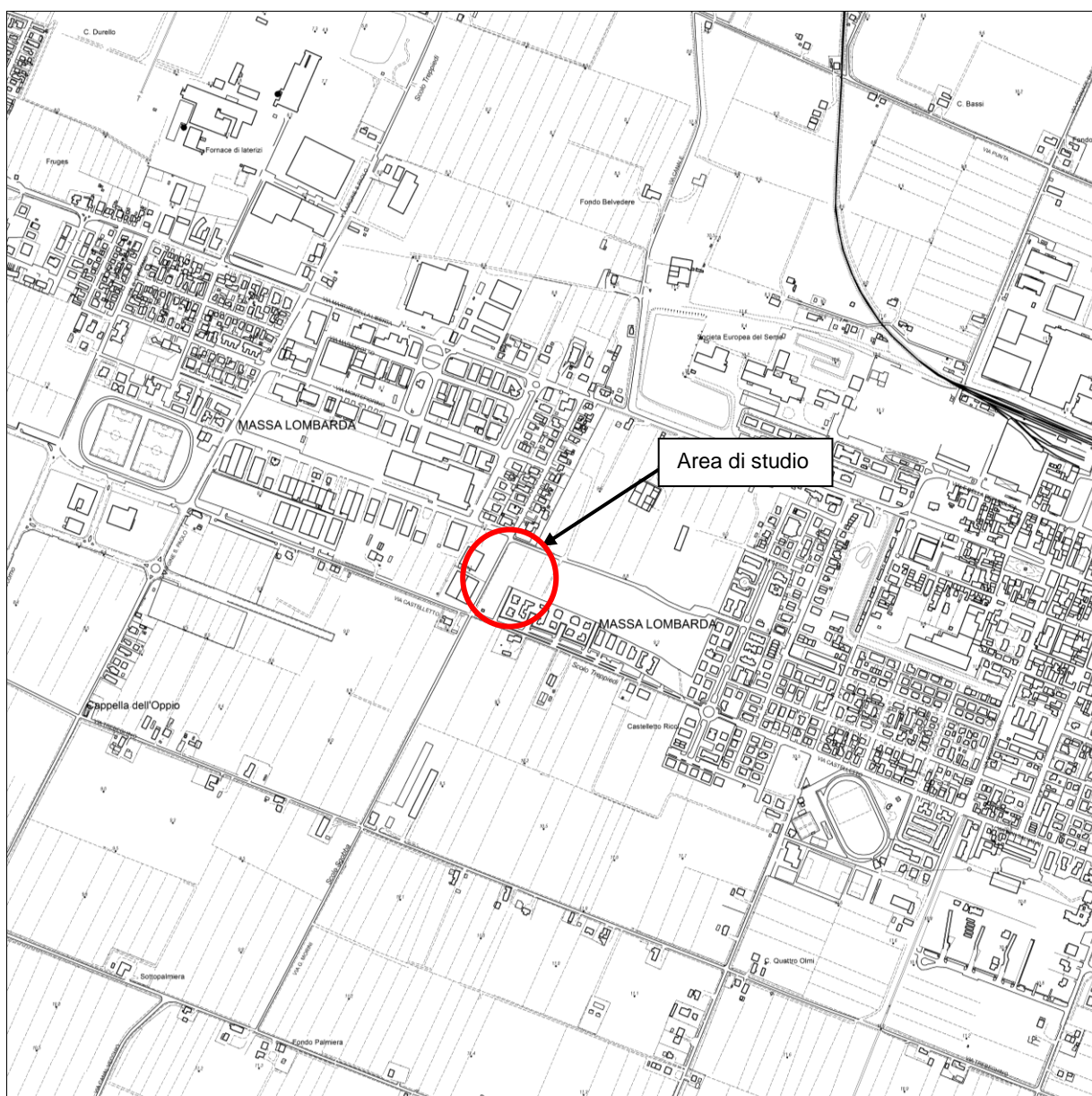


Figura 1 - Ubicazione dell'area su base CTR in scala libera.



Figura 2 - Ubicazione dell'area e dei punti di indagine su ortofoto Google Earth © in scala libera.

1.2 SCOPO DELLA PRESENTE DOCUMENTAZIONE

La presente relazione di Modellazione Geologica e sismica è basata su di una campagna di indagini atte ad acquisire le necessarie conoscenze geologiche, litostratigrafiche, geotecniche e di caratterizzazione sismica dell'area in esame (anche sulla base di riscontri su dati relativi ad aree prossime ed assimilabili quella in esame, conoscenze in possesso di bibliografia). Le indagini, in accordo con la Committenza saranno utilizzate anche nella successiva fase di Modellazione. La presente modellazione è stata condotta nello spirito delle NTC vigenti e dell'O.P.C.M. 3274/2003 e seguenti.

La definizione di un modellazione geotecnica di riferimento per la progettazione delle strutture da realizzarsi e la definizione della congruenza fra le strutture stesse e le caratteristiche geotecniche dei terreni in esame, sulla base di quanto riportato dalle NTC vigenti, è materia di concorrente competenza del professionista Geologo e dello strutturista. Si ritiene che la concorrenzialità non debba essere intesa in termini di contrapposizione di competenze ma debba essere bensì intesa come comune opera di esatta e corretta definizione della tematica geotecnico/strutturale del tema proposto, nel rispetto delle professionalità e delle conoscenze specifiche delle competenze professionali dei vari soggetti coinvolti nella progettazione. Scopo finale delle relazione di modellazione geotecnica è la definizione di un Modello Geotecnico di riferimento all'edificazione dell'intervento in oggetto, come richiesto dal punto 6.2. delle NTC vigenti.

1.3 INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO

Si è eseguita, in accordo con la Committenza, una indagine stratigrafica, sismica e geotecnica che è consistita nell'esecuzione di:

- n.1 prova CPT (CPT1)
- n.2 prova CPTU (CPTU1 e CPTU2)
- n.1 indagine sismica di tipo tromografico (TR1).

Per l'espletamento delle prove sono stati utilizzati:

- CPTU1 e CPTU2: penetrometro Tecnopenta di proprietà della S.G.T.
- CPT 1: penetrometro statico tipo Pagani di proprietà del Dott. Geol. Saverio Tabanelli.
- Indagine tromografica TR1: tromografo TROMINO ® e l'apposito software GRILLA ® di costruzione Micromed di proprietà della S.G.T.

Ci si è ulteriormente basati su alcune indagini stratigrafiche e penetrometriche di bibliografia anche semplicemente come raffronto a quanto puntualmente rilevato.

2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

Per l'esecuzione dell'incarico si è fatto riferimento alle seguenti leggi nazionali e regionali:

- D.M. 11/03/1988 *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, ed i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”* in particolare per quanto attiene alla sezione H:
 - ✓ L. 02/02/1974 n.64 *“Provvedimenti per le costruzioni con particolare riferimento alle prescrizioni per le zone sismiche”*(art.13);
 - ✓ D.M. 16/01/1996 *“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”* in particolare al punto C.6.1.1.: Azioni orizzontali - coefficiente di fondazione “ ϵ ”
- O.P.C.M. 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”* e s.m.i. e decreti attuativi;
- L.R. 30/10/2008 n.19 *“Norme per la riduzione del rischio sismico”* e s.m.i. e circolari illustrative;
- D.G.R. 1373/2011 *“Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell'art. 12, comma 1, e dell'art. 4, comma 1, della L.R. n. 19 del 2008.*
- D.G.R. n. 2193/2015 *“Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica di cui alla Del. Ass. Leg. 2 Maggio 2007, n. 112”;*
- D.M.17/01/18 *“Norme tecniche per le costruzioni”*

3. VINCOLISTICA

Sono stati analizzati sia gli strumenti di pianificazione sovraordinati che quelli comunali.

Dall'analisi della Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del Fiume Reno – Sottobacino del Fiume Santerno, ed in particolare dalla Tavola RI.0 si evince che non sono presenti nè aree ad alta probabilità di inondazione, nè fasce di pertinenza fluviale e né aree di localizzazione interventi.

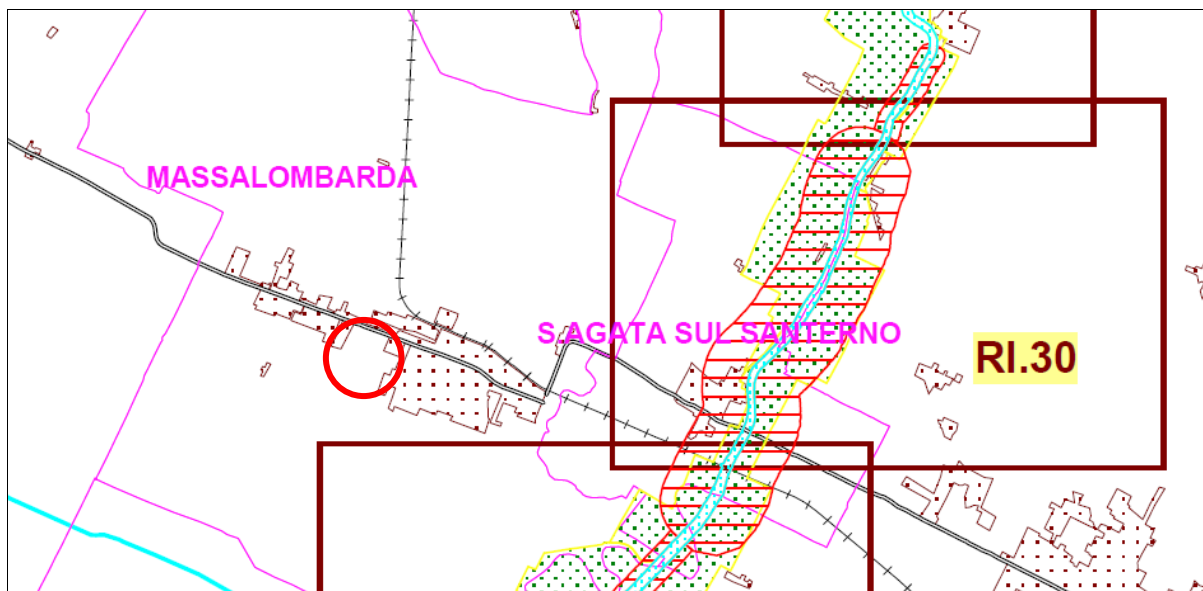


Figura 3 – Estratto della Tav. RI.0 del PSAI Reno

Dall'analisi della Variante ai Piani Stralcio del bacino idrografico del Fiume Reno, finalizzata al coordinamento tra tali Piani e il Piano Gestione Rischio Alluvioni, ed in particolare dalla Tavola - MP10 Mappa di pericolosità delle aree potenzialmente interessate da alluvioni, si evince che l'area di studio ricade in zona , si evince che l'area di studio ricade in zona P1 – Alluvioni rare.

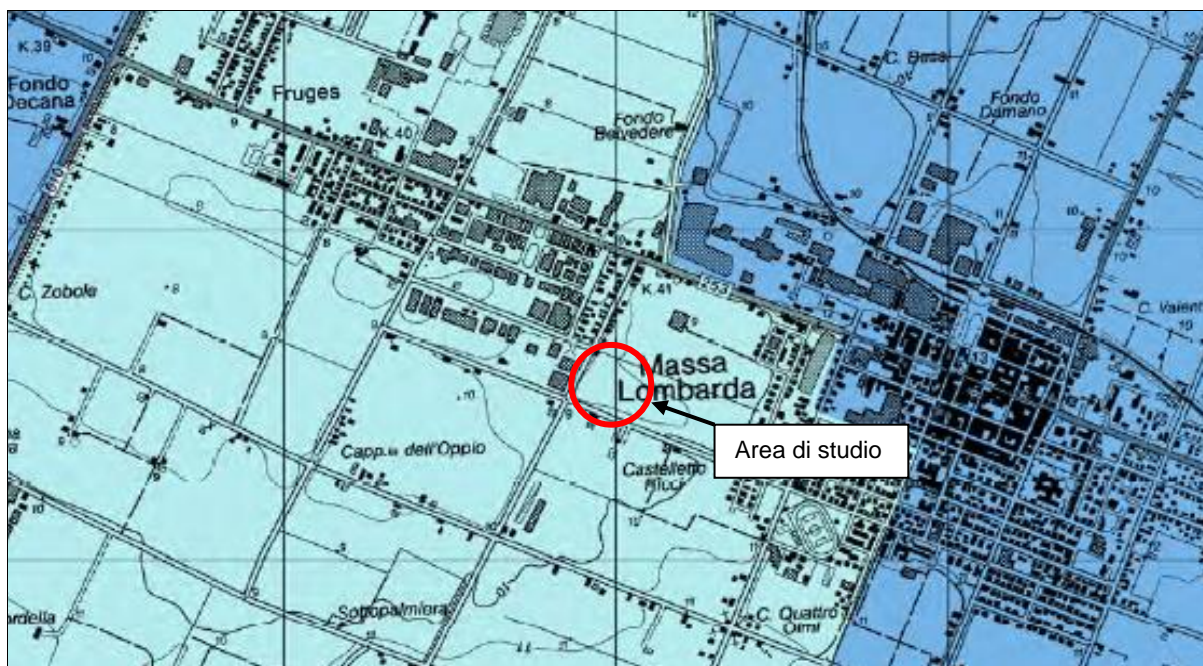


Figura 4 – Estratto della Tav. M12 in scala libera.

Nelle aree potenzialmente interessate da alluvioni rare (P1), ai sensi dell'art. 32 delle NTA, le amministrazioni comunali, in ottemperanza ai principi di precauzione e dell'azione preventiva, dovranno sviluppare le azioni amministrative, ovvero aggiornare i Piani di emergenza ai fini della Protezione Civile, conformemente a quanto indicato nelle linee guida nazionali e regionali, specificando lo scenario d'evento atteso e il modello d'intervento per ciò che concerne il rischio idraulico. In relazione al fenomeno di inondazione generata dal reticolo di bonifica, oltre a quanto stabilito nel presente piano, si applica la Direttiva per la sicurezza idraulica nei sistemi idrografici di pianura nel bacino del Reno.

Dall'analisi del Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale di Ravenna, che da piena attuazione al Piano Territoriale Paesistico Regionale, l'area si trova all'interno dell'UdP n. 12-A – Centuriazione. In particolare, la Tav.2.6 – Tutela dei sistemi ambientali e delle risorse naturali e storico-culturali, indica che l'area in oggetto non ricade all'interno di alcuna zonizzazione soggetta a vincolo.

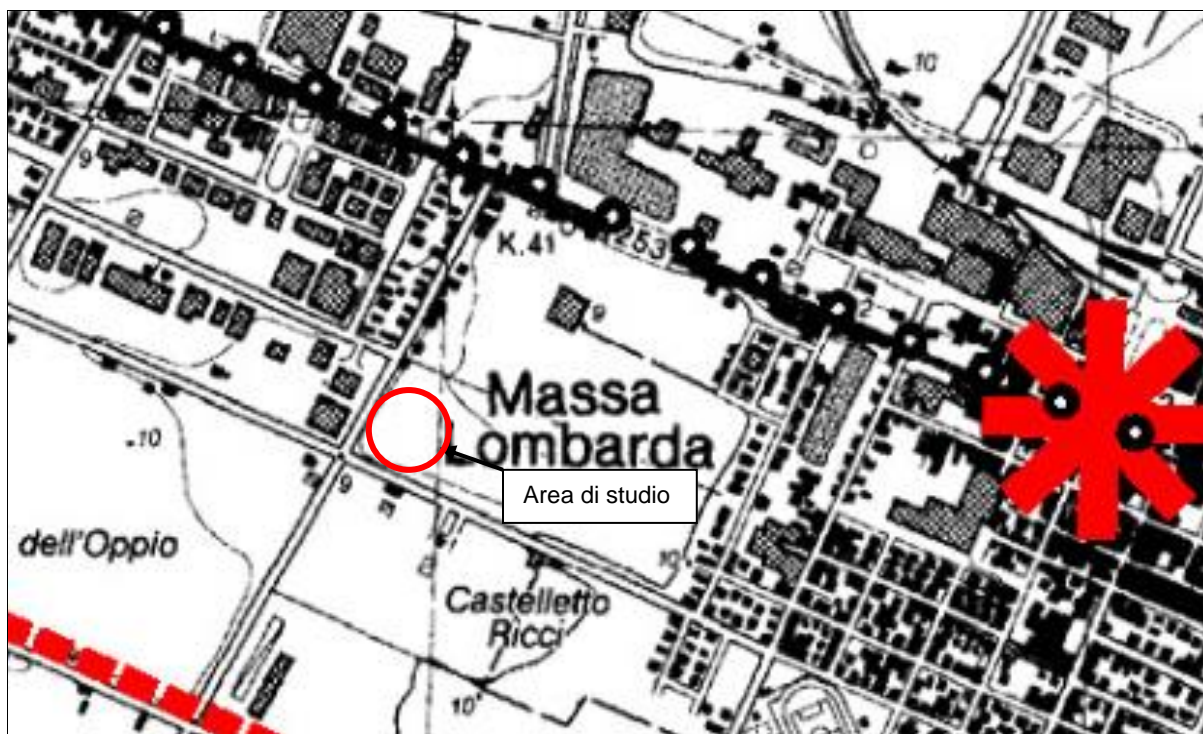


Figura 5 – Estratto della Tav.2_6 del PTCP in scala libera.

Dall'analisi della Carta Unica del Territorio del Comune di Massa Lombarda, che assolve quanto introdotto dall'art.51 della LR 15/2013 e che riprende ed aggiorna quanto già dettagliato nel PSC-RUE, ed in particolare della "Tavola dei vincoli" e l'elaborato "Scheda dei vincoli" (che riporta per ciascun vincolo o tutela, l'individuazione sintetica del suo contenuto e dell'atto da cui deriva) si evince che il progetto si trova in aree soggette a vincolo.

Da quanto emerge dall'analisi della tavola, l'area ricade all'interno di:

- Zone ed elementi di interesse storico-archeologico (SCT10): M - Area a medio rischio archeologico;
- Alluvioni rare (P1) (VS07);
- Alluvioni frequenti (P3) del reticolo secondario di pianura (VS08);

- Aree soggette a particolare amplificazione del rischio sismico: Aree che non necessitano di approfondimento - I livello (VS12)
- Approfondimento aree di terzo livello (studio MS) con indice di liquefazione medio $2 > IL \geq 5$ (VS13).

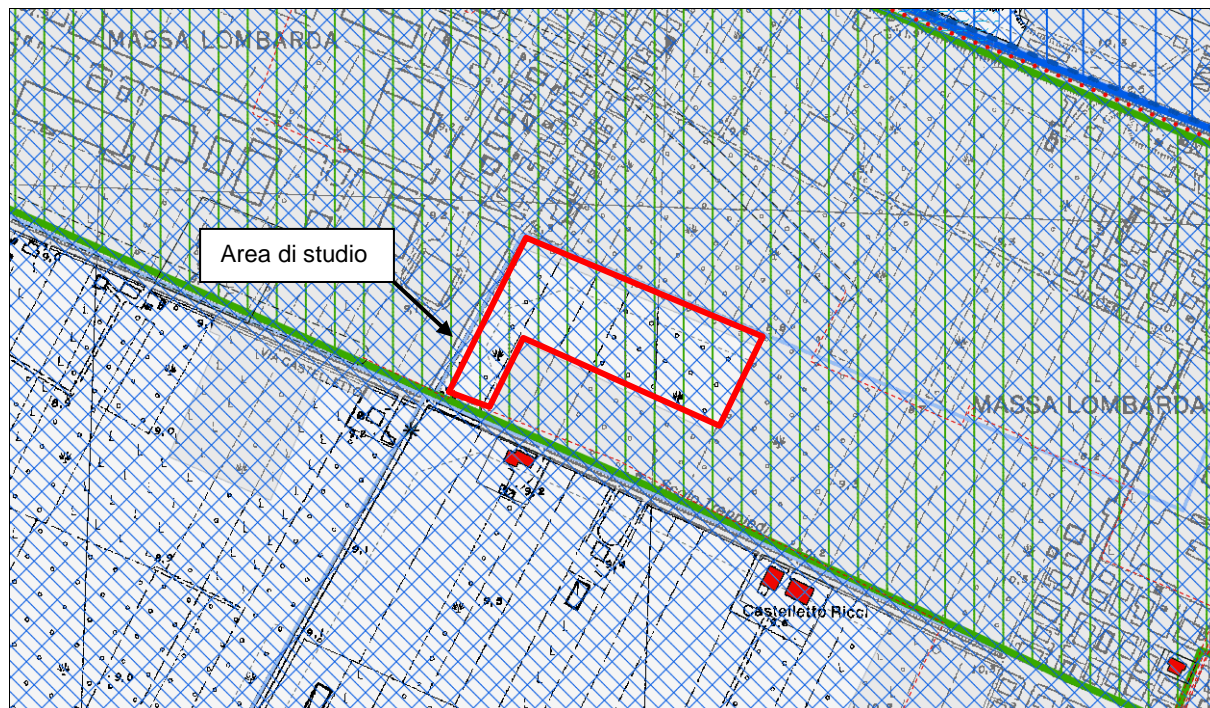


Figura 6 – Estratto della Tavola 3 del CUT in scala libera.

Nelle aree a rischio archeologico medio (art. 2.3 delle NTA del RUE), che ogni intervento che implichi la realizzazione di nuovi volumi utili interrati o la costruzione di nuove urbanizzazioni, che comportino scavi oltre -4 m dal p.c. è subordinato all'esecuzione di sondaggi preventivi svolti in accordo con la competente Soprintendenza Archeologica e non trattasi del caso in esame in quanto si provvederà al solo sbancamento per la posa della fondazione.

Nelle aree interessate da alluvioni frequenti e poco frequenti (art. 2.8 delle NTA del RUE), le amministrazioni comunali devono: aggiornare i Piani di emergenza ai fini della Protezione Civile; assicurare la congruenza dei propri strumenti urbanistici con il quadro della pericolosità d'inondazione; consentire e prevedere la realizzazione di interventi finalizzati alla riduzione della vulnerabilità alle inondazioni di edifici e infrastrutture. Gli interventi soggetti a PUA o PdC convenzionato devono prevedere uno studio idraulico per individuare gli interventi atti a ridurre il rischio e non trattasi del caso in esame in quanto si configura come intervento diretto. La normativa di RUE definisce i criteri per la costruzione degli interrati.

L'area ricade in zona in cui è stato effettuato lo studio di Microzonazione Sismica (MS) di terzo livello con approfondimenti locali, e nel caso specifico l'area ricade in zona con indice di liquefazione medio ($2 > IL \geq 5$).

Ai sensi dell'art. 4.9.4 delle NTA del RUE – Disposizioni per la riduzione del rischio sismico: Microzonazione Sismica, le porzioni di territorio indagate in cui sono possibili fenomeni instabilità sono soggette ad approfondimenti per la stima degli indici di pericolosità e/o fattori di sicurezza e dei cedimenti e

spostamenti attesi secondo il quadro sinottico seguente. In tali aree, preventivamente ad ogni trasformazione urbanistico - edilizia da realizzarsi negli ambiti urbani consolidati, insediamenti di nuova previsione ovvero nel territorio rurale (cd. "area bianca"), deve essere effettuata l'analisi di suscettività alla instabilità individuata il cui esito si riterrà negativo se l'indice di instabilità, indice potenziale di liquefazione IL, risulterà (confermato) non superiore a 5 ($IL \leq 5$). Se invece l'indice di instabilità individuata risulterà pari o superiore a 5, per il calcolo dell'azione di sismica ai fini della progettazione non è ammesso l'approccio semplificato previsto dalle vigenti norme tecniche per le costruzioni e dovranno essere in particolare valutati i potenziali cedimenti e spostamenti. Nel caso in cui gli approfondimenti indichino un'elevata pericolosità ovvero nel caso di $IL > 15$, sono sempre richiesti interventi di mitigazione del rischio individuato o la non realizzazione degli interventi.

Nel caso in esame, l'Analisi di risposta sismica locale sarebbe sempre necessaria se l'area di intervento fosse ricaduta in ambito con IL (Potenziale di Liquefazione) > 5 e non trattasi del caso in esame in quanto **sia il rischio del fenomeno della liquefazione è da considerarsi trascurabile in quanto l'indice di liquefazione è risultato basso e che le caratteristiche geomeccaniche dei terreni non sono scarse. Per le specifiche si rimanda ai § 4.4 e 6.6.**

4. RELAZIONE GEOLOGICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

4.1 ASSETTO GEOLOGICO GENERALE

L'assetto geologico complessivo dell'area in esame è legato all'evoluzione del grande bacino subsidente padano di riempimento detritico ed all'evoluzione tettonica compressiva e convergente fra il dominio Sud- alpino ed il dominio appenninico. Ciò ha comportato la formazione di un complesso sistema di pieghe e faglie, orientate da NNO a SSE, ovvero da ONO a ESE o ancora Nord-Sud. Per la bassa Provincia di Ravenna e quindi anche per il territorio del Comune di Massa Lombarda, nonché ovviamente per l'area in esame la situazione può essere descritta in maniera molto semplificata con la presenza di un notevole "pacco" di deposizioni alluvionali sciolte e/o fini, d'età Pleistocenica (dal Pleistocene Medio-Olocene: 0,45 Milioni di anni-presente, al Pliocene Medio-Superiore: 4,1- 1,8 Milioni di anni) sovrastanti le strutture appenniniche sepolte, d'età Miocenica (2,4- 5,4 Milioni di Anni fa), come riportato alle seguenti figure (ad esempio si veda anche la successiva figura) quali sovrascorrimenti e/o fronti dai accavallamento (sia della successione carbonatica Meso-Cenozoica che del Triassico Inferiore (Accavallamento profondo d'età Post-Pleistocene Medio). Essendo tali strutture, possibili sedi di riattivazione, nella storia sismica dell'area padana e dell'area in esame, e se ne darà rapido conto all'apposito capitolo (al quale si rimanda) si sono registrate nel tempo ricadute sismiche locali.

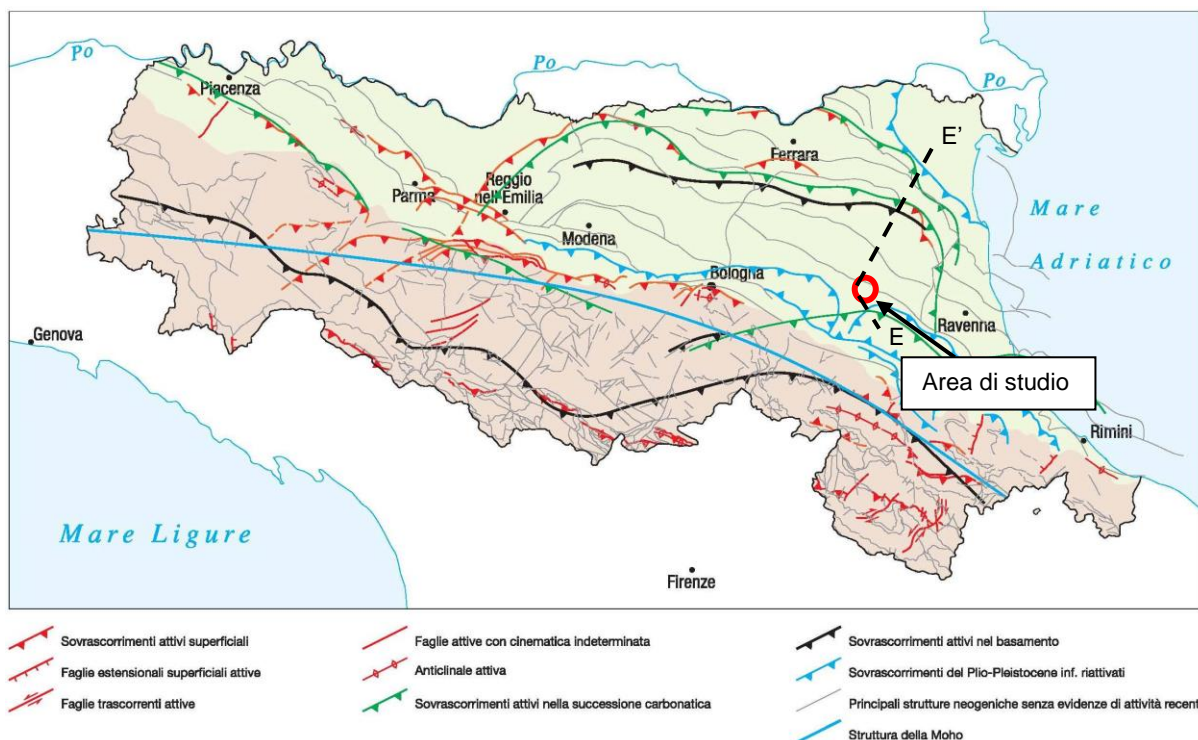


Figura 7 – Schema geologico tratto Carta Sismotettonica dell'Emilia-Romagna

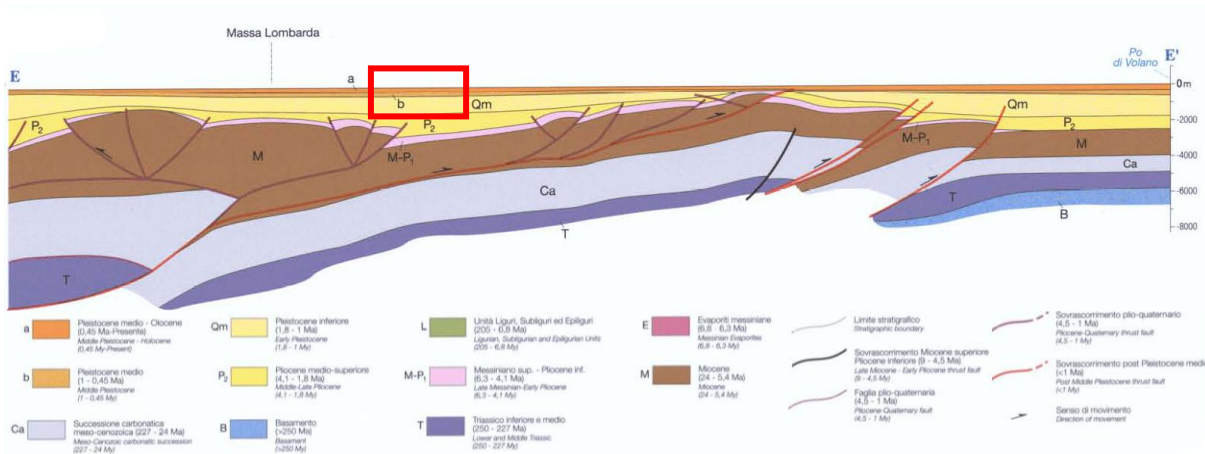


Figura 8 – Sezione geologica E-E', con l'andamento delle pieghe e delle faglie del substrato

4.2 ASSETTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREA IN ESAME

Dal punto di vista geologico latu-sensu e sulla base delle apposite cartografie di riferimento locale e regionale, è possibile ascrivere i terreni di fondazione, caratterizzanti l'area in esame, ai depositi di origine alluvionale.

Dalla Carta Geologica di pianura dell'Emilia – Romagna si evince come per l'area in oggetto si potrebbero riscontrare sia depositi di natura granulare (senso lato) ovvero limi sabbiosi, sabbie fini e finissime, argille limose e subordinatamente sabbie limoso-argillose intercalate in strati di spessore decimetrico. Tali litotipi sono ascrivibili a depositi di argine distale del Fiume Santerno che divagava in quei territori nel XIII sec.

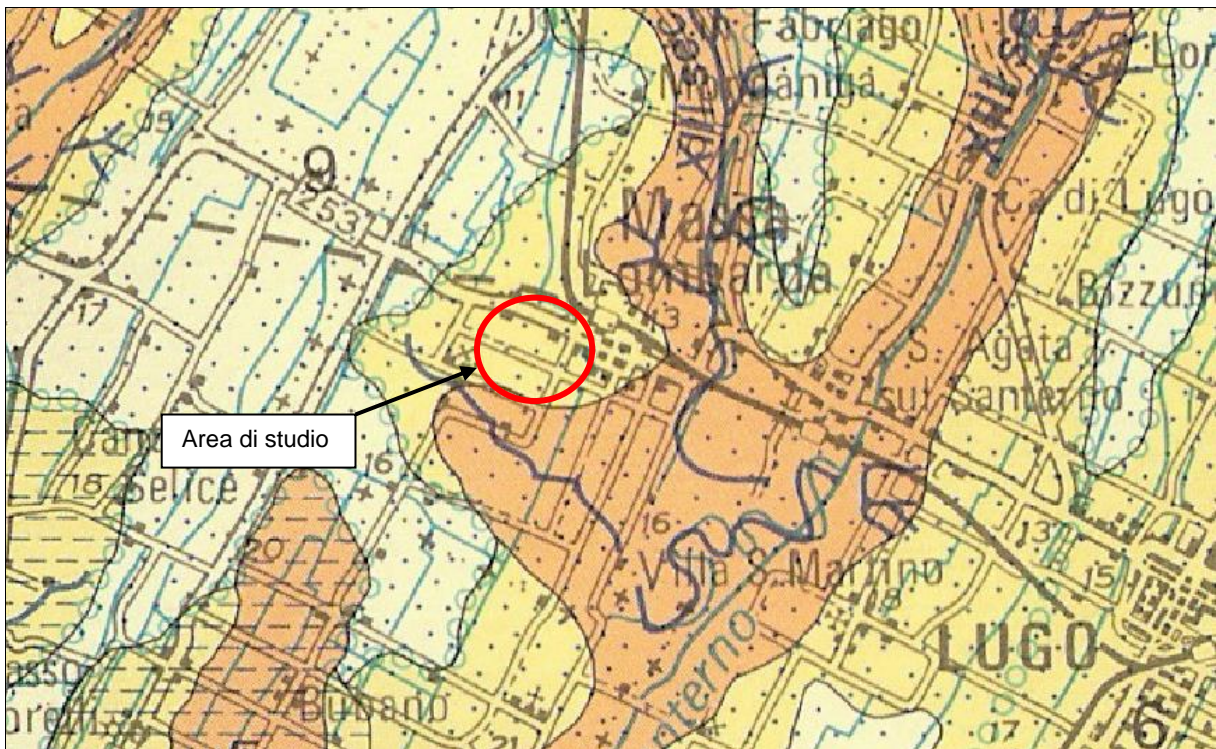


Figura 9 – Estratto della Carta geologica di pianura in scala libera

Per l'area in esame è normale attendersi oscillazioni della falda (che caratterizzano un'ampia fascia della Pianura Padana). E' cioè naturale/normale registrare variazioni del livello della falda fra i periodi estivi/caldi e "siccitosi" e quelli invernali/freddi e piovosi. Il regime delle precipitazioni atmosferiche ed il regime termico locale determina cioè la più o meno veloce ricarica (per semplice infiltrazione diretta) o depressione (relativamente ai fenomeni evapo-traspirativi) della prima falda freatica locale. Dalla misura sopra riportata si potranno registrare nei periodi caldi/siccitosi un approfondimento del livello della prima tavola d'acqua rispetto al piano campagna. È plausibile pertanto ipotizzare una risalita sino a profondità di 1,00 m circa dal p.c., che rappresenta un dato comunque molto penalizzante, ed un abbassamento sino a 4,00 m circa dal p.c.

Chiaramente di tali variazioni della prima falda occorrerà tenere debito conto relativamente alla progettazione delle strutture previste sull'area in esame in quanto potranno originare fenomeni di rigonfiamento e/o di ritiro dei terreni di fondazione, poiché le variazioni del livello della falda potrebbero svilupparsi anche non in forma ciclica e/o regolare, anche le eventuali variazioni di volume potrebbero avere andamento imprevedibile. Le variazioni del livello della prima tavola d'acqua potranno poi sensibilmente modificare le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati a tale variazione. L'imbibimento infatti, sviluppandosi su terreni superficiali che presentano una non trascurabile frazione "coesiva" che è per natura più sensibile a tale fenomeni, potrà comunque diminuire le caratteristiche di compressibilità dei terreni.

Relativamente alle falde profonde, queste non verranno ad essere interessate e/o modificate dalla realizzazione delle opere in oggetto.

4.4 LITOSTRATIGRAFIA DELL'AREA IN ESAME E PRIME CONSIDERAZIONE GEOTECNICHE DI MASSIMA

Sulla base della prova eseguita, si riportano le seguenti caratteristiche litostratigrafiche caratterizzanti, dal punto di vista geologico, l'area in esame.

- **Orizzonte 1:** da -0,00 m a -1,40/-1,90 m dal p.c.

Litotipi argillosi e argillo-limosi a componente coesiva prevalente.

- **Orizzonte 2:** da -1,40/-1,90 m a -6,10/6,50 m dal p.c.

Litotipi argillosi con probabile presenza di sostanza organica a componente coesiva prevalente.

- **Orizzonte 3:** da -6,10/6,50 m a -9,40/9,50 m dal p.c.

Litotipi da limo-argillosi a limo-sabbiosi a componente granulare prevalente.

- **Orizzonte 4:** da -9,40/9,50 m a da -10,80/11,10 m dal p.c.

Litotipi argillosi e argillo-limosi a componente coesiva prevalente.

- **Orizzonte 5:** da -10,80/11,10 m a -12,00/12,20 m dal p.c.

Litotipi sabbiosi e sabbio-limosi a componente granulare prevalente.

- **Orizzonte 6:** da -12,00/12,20 m a -14,80/15,40 m dal p.c.

Litotipi argillosi e argillo-limosi a componente coesiva prevalente.

.

- **Orizzonte 7:** da -14,80/15,40 m a -17,60/18,70 m dal p.c.

Litotipi da limo-sabbiosi a sabbio-limosi a componente granulare prevalente.

- **Orizzonte 8:** da -17,60/18,70 m a -19,80/20,20 m dal p.c.

Litotipi sabbiosi e sabbio-limosi a componente granulare prevalente.

- **Orizzonte 9:** da -19,80/20,20 m a -27,20 m dal p.c.

Litotipi argillosi con probabile presenza di sostanza organica a componente coesiva prevalente.

- **Orizzonte 10:** da -27,20 m a -28,00 m dal p.c.

Litotipi sabbiosi e sabbio-limosi a componente granulare prevalente.

- **Orizzonte 11:** da -28,00 m a -30,00 m dal p.c.

Litotipo argilloso e argillo-limoso a componente coesiva prevalente.

Tale assetto litostratigrafico si inserisce correttamente nel quadro geologico ed evolutivo (geomorfologico) locale già descritto, come confermato anche dall'analisi delle indagini bibliografiche in possesso nelle dintorni dell'area di studio.

Nel dettaglio si può osservare quanto segue:

- I litotipi coesivi sono quelli che, dal punto di vista di un intervento di edificazione caratterizzano l'area in esame dal punto di vista fisico-geotecnico, per tali litotipi le condizioni sature (non drenate, $\phi = 0$) caratterizzanti l'area in esame costituiscono particolare aggravio per la stabilità delle strutture e/o per l'insorgenza dei cedimenti, nonché per la prolungata durata nel tempo dello svilupparsi di tali cedimenti. Infatti la natura stessa dei litotipi argillosi non consente la rapida dissipazione delle sovrappressioni (date dai carichi gravanti). Il tema dei cedimenti secondari/o a lungo termine dovrà essere attentamente considerato.
- Le eventuali e normali/naturali variazioni del livello della falda freatica potranno dar origine a fenomeni di rigonfiamenti e ritiri per i terreni in oggetto. Si ritiene che tale fenomeno debba essere tenuto in considerazione e controllato. Le strutture fondali dovranno essere sufficientemente rigide da sopportare le suddette variazioni di volume (che potranno svilupparsi in maniera "ritmica" o regolare, ma anche in maniera imprevedibile) e le strutture in elevazione dovranno essere dotate di accorgimenti che consentano di non danneggiarsi (anche relativamente a finiture e/o impianti) in caso delle citate variazioni di volume dei terreni fondali.
- Le variazioni del livello della falda superficiale potranno anche causare variazioni delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni interessati a queste stesse variazioni, che normalmente si svilupperanno in penalizzazioni in caso di imbibimento, ovvero di avvicinamento del livello della falda al p.c.
- Relativamente al potenziale rischio di liquefazione di questi terreni, si rimanda al §6.6 in cui viene trattato nello specifico il tema.

Per una puntuale individuazione della stratigrafia rilevata si rimanda alle apposite schede e per una puntuale individuazione della stratigrafia rilevata si rimanda all'allegato cui sono presenti le schede di restituzione stratigrafica.

In fase di progettazione definitiva ed esecutiva degli interventi, data l'estensione dell'area, sarà necessario eseguire di un piano di indagini integrativo in base alle strutture, fondazioni e carichi previsti dai progetti per le singole unità abitative.

5. RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLO DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO E COME BUONA NORMA PROGETTUALE

Il piano di posa delle strutture fondali dovrà essere posto al di fuori della fascia di terreno di fondazione che può significativamente risentire e/o essere interessata dalle oscillazioni (anche dal fenomeno del gelo, che per le latitudini ed il clima in questione può determinare i propri effetti sino alla profondità di 60 cm circa dal p.c.) del contenuto di acqua. Per l'area oggetto della presente relazione occorre ricordare la superficialità della falda durante il periodo invernale/piovoso. Quindi se gli scavi per realizzare le strutture fondali dovessero superare la profondità di -1,00 m dal p.c., potrebbero, se eseguiti in periodo piovoso, dover essere eseguiti in falda o comunque in presenza di acqua ed occorrerà provvedere al mantenimento degli stessi "fronti" di scavo (seppure di modestissima altezza), durante l'esecuzione delle stesse strutture fondali. Occorrerà poi tenere in conto della sottospinta idraulica e del fatto che tale sottospinta potrà essere variabile ovvero anche del tutto assente. Occorrerà infatti tenere conto delle naturali/normali oscillazioni della falda, tali oscillazioni potranno essere indicativamente comprese fra 1,00 e 4,00 m circa dal p.c. (come riportato al § 4 al quale si rimanda). Le oscillazioni potranno seguire o meno il regime termico e pluviometrico atmosferico. La variazione del livello della falda causerà ritiri e rigonfiamenti (anche centimetrici) degli stessi terreni di fondazione e potrà notevolmente variare le caratteristiche geomeccaniche dei terreni che subiranno tali variazioni. Dette variazioni si svilupperanno in maniera più o meno ciclica, si necessiterà quindi di opportuna rigidità strutturale (soprattutto fondale) e di strutture in elevazione che non si danneggino, nemmeno relativamente a finiture e/o impianti. Le variazioni di livello della falda porteranno poi anche a sensibili variazioni delle caratteristiche geotecniche dei terreni che subiscono tali variazioni; ci si dovrà/potrà cioè attendere che rispetto a quanto di seguito riportato alle apposite tabelle i valori geotecnici possano variare in maniera anche apprezzabile ed allo stato attuale delle conoscenze, in maniera non definibile. Per una più attenta descrizione dell'assetto idrogeologico locale si rimanda all'apposito punto della Relazione Geologica.

5.1 CARATTERIZZAZIONE FISICA DEI TERRENI

Le condizioni dei terreni di fondazione sono **non drenate** da una profondità variabile indicativamente compresa fra 1,00/4,00 m circa dal p.c., (come riportato al § 4 al quale si rimanda).

Condizioni drenate non sono significative per l'area in esame.

5.2 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI TERRENI

5.2.1 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE ED ALTRE CONSIDERAZIONI LOCALI RELATIVE AI TERRENI DELL'AREA IN ESAME

Le peculiarità geotecniche dell'area in esame, sono caratterizzate dalla presenza dell'alternanza di litotipi sabbio-limosi che litotipi argillosi. Possono quindi rilevarsi le seguenti peculiarità geotecniche (latu sensu):

- I terreni presentano compressibilità/cedevolezza non trascurabile, causato dalla presenza di terreni argillosi fino a circa -11,00 m dal p.c. Si ricorda che l'eventuale presenza di torbe, oltre a presentare caratteristiche geotecniche e capacità portante scarsissime sono altresì caratterizzate da anisotropia spazio/temporale dell'insorgere e della maturazione dei cedimenti che potrebbero essere anche differenziali e/o "improvvisi". Normalmente tali effetti negativi potrebbero essere "controllati" da una debita rigidità delle strutture fondali.
- I terreni di fondazioni sono in condizioni NON drenate, la maturazione dei cedimenti (all'assunzione dei carichi) potrà prolungarsi lungamente nel tempo. Le condizioni non drenate (connesse alla natura argillosa) non consentono infatti la rapida dissipazione dei sovraccarichi derivanti dall'edificazione delle strutture.
- Condizioni drenate non sono complessivamente significative per l'area in esame.
- Le naturali/normali oscillazioni della falda freatica potranno far variare il volume dei terreni di fondazione (interessati appunto alla variazione della falda). Si potranno instaurare fenomeni di rigonfiamento/ritiro che potranno svolgersi con modalità più o meno cicliche (in connessione alla variabilità/stagionalità delle condizioni climatiche), ovvero con modalità molto meno prevedibili.
- Largamente trascurabile è anche la presenza di litotipi granulari per i quali si possano ipotizzare fenomeni di liquefazione all'atto di uno scuotimento sismico.

In fase di progettazione definitiva ed esecutiva, relativamente alla valutazione della natura degli interventi da realizzarsi sui fabbricati dovranno eseguire apposite valutazioni strutturali e geotecniche, come previsto dal D.M./N.T.C.

5.2.2 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Si propone una caratterizzazione dei terreni, sulla base dell'indagine penetrometrica eseguita (l'indagine eseguita è stata anche raffrontata ad indagini di bibliografia relative alla caratterizzazione geologica, in senso lato, locale e quindi ad aree prossime a quella in esame ed ad essa assimilabili dal punto di vista dell'origine geologica e lito-deposizionale).

Tali dati sono da ritenersi del tutto indicativi e finalizzati ad un'inquadramento generale dell'area di studio.

Per quel che riguarda le prime considerazioni geotecniche, si rimanda all'allegato 1 in cui vengono presentati i rapporti delle prove eseguite.

In fase di progettazione definitiva ed esecutiva degli interventi, data l'estensione dell'area, sarà necessario eseguire di un piano di indagini integrativo in base alle strutture, fondazioni e carichi previsti dai progetti per le singole unità abitative.

6. RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE LA “PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE” DEL SITO DI COSTRUZIONE

La classificazione sismica dell'area in esame è basata sui contenuti delle NTC vigenti ed è stata individuata sulla base di una misura sismica passiva locale, di tipo H/V (di cui si dirà oltre) realizzata tramite apparecchiatura tromografica TROMINO © di costruzione MICROMED (e restituzione dei dati mediante apposito software GRILLA ©- MICROMED).

per la quale si rimanda all'Allegato 2

6.1 DESCRIZIONE DELLA METODOLOGIA TROMOGRAFICA E HVSR E SCOPO DELL'INDAGINE

La metodologia tromografica si basa sulla misura diretta delle frequenze di naturale vibrazione dei suoli (e/o di altri oggetti poggianti direttamente o indirettamente sul suolo), sfruttando in pratica l'effetto pendolo. Nel dominio della frequenza vengono coinvolti quattro spettri rappresentati dalle componenti orizzontali e verticali del moto in superficie (HS e VS) e alla base dello strato (HB e VB).

La tecnica di Nakamura si basa sulle seguenti ipotesi: le sorgenti dei microtremori sono locali, trascurando qualsiasi contributo dovuto a sorgenti profonde; le sorgenti dei microtremori in superficie non influenzano i microtremori alla base; la componente verticale del moto non risente di effetti di amplificazione locale.

Sotto queste ipotesi, il rapporto fra le componenti verticali del moto in superficie ed alla base contiene solo termini delle sorgenti locali AS(f) e delle sorgenti alla base AB(f), ed è pari a:

$$R_v(f) = V_s(f)/V_B(f) = A_s(f)/A_B(f).$$

Mentre il rapporto fra l'ampiezza dello spettro della componente orizzontale del moto in superficie (HS) e alla base dello strato (HB), contiene oltre che il termine di sorgente anche il termine di amplificazione di sito in superficie S(f) e può essere espresso nel seguente modo:

$$R_h(f) = H_s(f)/H_B(f) = [A_s(f) * S_s(f)] / A_b(f).$$

Per rimuovere l'effetto di sorgente dai segnali, Nakamura divide i due rapporti R fra loro ottenendo così la seguente espressione per la funzione trasferimento di sito:

$$R_h(f)/R_v(f) = S_s(\omega) = H_s(f)/H_B(f) * V_B(f)/V_s(f).$$

Ipotizzando infine che alla base dei sedimenti l'ampiezza spettrale della componente verticale e di quella orizzontale siano uguali e cioè:

$$V_B(f)/H_B(f) = 1.$$

Il fattore di amplificazione del moto orizzontale in superficie potrà essere valutato direttamente nel seguente modo:

$$S(f) = H_s(f)/V_s(f).$$

Le varie ipotesi sono state verificate dallo stesso Nakamura (1989) con misure di microtremori in superficie e in pozzo.

Le stesse assunzioni sono state verificate anche da altri autori confrontando i risultati ottenuti con modelli di propagazione di onde di Rayleigh, modelli di propagazione 1-D di onde S e con modelli di ge-

nerazione sintetica di rumore. Le conclusioni a cui sono giunti gli studi suddetti sono che il picco visibile nei rapporti H/V ottenuti con il rumore simulato è indipendente dalle caratteristiche della sorgente del rumore e che dipende invece fortemente dalla stratigrafia del terreno.

Tale picco è inoltre ben correlato con la frequenza fondamentale di risonanza del terreno soggetto alla propagazione di onde S verticali e con il picco fondamentale delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh.

La misura è stata eseguita con un apparecchio portatile compatto (TROMINO MICROMED) che alloggia in un unico contenitore rigido metallico tre sensori sismometrici, un digitalizzatore a 24 bit ed il sistema di archiviazione su *flash memory*. Tutte le operazioni descritte sono state fatte prevalentemente in campagna, mediante un programma applicativo appositamente implementato. Questo ha permesso di avere già al sito la possibilità di verificare le misure effettuate ed eventualmente ripeterle. La misura di microtremori è infatti soggetta ad influenze ambientali (vento, pioggia, copertura artificiale dei terreni, ecc.): per una descrizione dettagliata dei problemi legati alla corretta effettuazione delle misure si veda Mucciarelli (1998).

Di seguito si riporta una succinta bibliografia di riferimento circa metodologia, utilizzo e restituzione della metodologia tromografica: Mucciarelli, M. (1998). Reliability and applicability range of Nakamura's technique using microtremors: an experimental approach, *J. Earthquake Engin.*, Vol. 2, n. 4, 1-14. Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *QR Railway Tech. Res. Inst.* 30, 1.

Lo scopo della misura eseguita è l'individuazione dei seguenti parametri caratteristici dell'area in esame:

1. Vs30 e conseguente categoria sismica dei suoli di fondazione, secondo i contenuti delle NTC vigenti
2. Frequenza propria (di vibrazione) dei suoli di fondazione;

In seguito si riportano anche gli altri parametri di caratterizzazione sismica per l'area in esame, come "richiesti" dalle NTC

L'indagine tromografica si è appoggiata alle conoscenze stratigrafiche locali derivanti dall'esecuzione dell'indagine penetrometrica statica. Ciò è indispensabile data la natura della strumentazione utilizzata e date le possibilità offerte dalle esperienze di Nakamura (et Alii), di cui si è sopra già ampiamente riportato.

È importante far osservare come uno strumento tromografico sia l'unica strumentazione in grado di misurare la frequenza propria di oscillazione dei terreni. Da tali dati si possono poi ricostruire tutte le altre componenti caratterizzanti dal punto di vista sismico i terreni di un'area (e sopra indicati).

La possibilità di risalire ai dati di Vs30 conoscendo le frequenze tipiche di un suolo e gli spessori (profondità) dei suoi riflettori sismici, discende dalle esperienze di Nakamura e del derivato metodo HSRV precedentemente descritto.

Il metodo di indagine utilizzato presuppone alcune approssimazioni legate ad esempio al fatto che le velocità di propagazione delle onde sismiche provocate aumentano dall'alto verso il basso (per questo il metodo consente la determinazione delle velocità intese come medie del volume di terra indagato

non avendo un grado di definizione elevato); le velocità V_s così misurate sono comunque significative, trattandosi pur sempre di una misura diretta. Nei grafici $H/V - f$, che verranno in seguito riportati, si individuano le varie frequenze tipiche dei terreni di fondazione, dato di notevole importanza per una accurata progettazione delle strutture da realizzarsi sull'area in esame.

Soprattutto in considerazione della tipologia strutturale da realizzarsi, si dovranno evitare accoppiamenti fra le modalità di vibrazione delle strutture (prevedibili in fase di progettazione) e le modalità di vibrazione dei terreni di fondazione, di cui sopra.

6.2 RISULTATI DELL'INDAGINE TROMOGRAFICA ESEGUITA

La misura tromografica individua valori di V_{s30} pari a **213 m/s**.

La misura individua quindi i terreni di fondazione come classificabili nella **categoria** di riferimento **C**.

Tale categoria è descritta come: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi fra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu_{30} < 250$ KPa (0,70- 2,50 Kg/cm² circa).

Relativamente all'attendibilità del suddetto valore di V_{s30} , è comunque chiaro che ogni metodologia d'indagine che attiene al "campo" geologico (ancor più se si tratta di un metodo geofisico) è normalmente/fisiologicamente "afflitta" da una aliquota di imprecisione/indeterminatezza e poiché per il metodo in oggetto Autori quali S. Castellaro riportano valori pari al +/-15/20%, sarà il caso di valutare l'influenza di tale errore sui valori sopra riportati.

In relazione quindi ai valori di V_{s30} , questi potrebbero essere compresi fra 170 m/s nel peggiore dei casi (e quindi Categoria D) circa e 255 m/s circa (e quindi sempre Categoria C).

Pertanto di seguito si assumerà la categoria C proposta (ferma restando la possibilità di una differente valutazione in fase di progettazione degli interventi da parte dei Progettisti, nel qual caso quanto riportato all'apposito paragrafo di individuazione dei parametri sismici perderà ogni validità).

6.3 ULTERIORI ELEMENTI DI CARATTERIZZAZIONE

Si è provveduto a caratterizzare l'area d'indagine secondo i contenuti delle N.T.C., tale caratterizzazione viene riportata di seguito, fra gli altri si è utilizzato il Software Geostru PS ® (free- share disponibile on- line).

MAR.FIN. SRL
PIANO URBANISTICO – AREA ANS 2 (6)
TRA VIA DELLA GINESTRA, VIA MORINI E VIA RABIN IN COMUNE DI MASSA LOMBARDA (RA)
RELAZIONE DI MODELLAZIONE GEOLOGICA SISMICA E DI PRIME CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

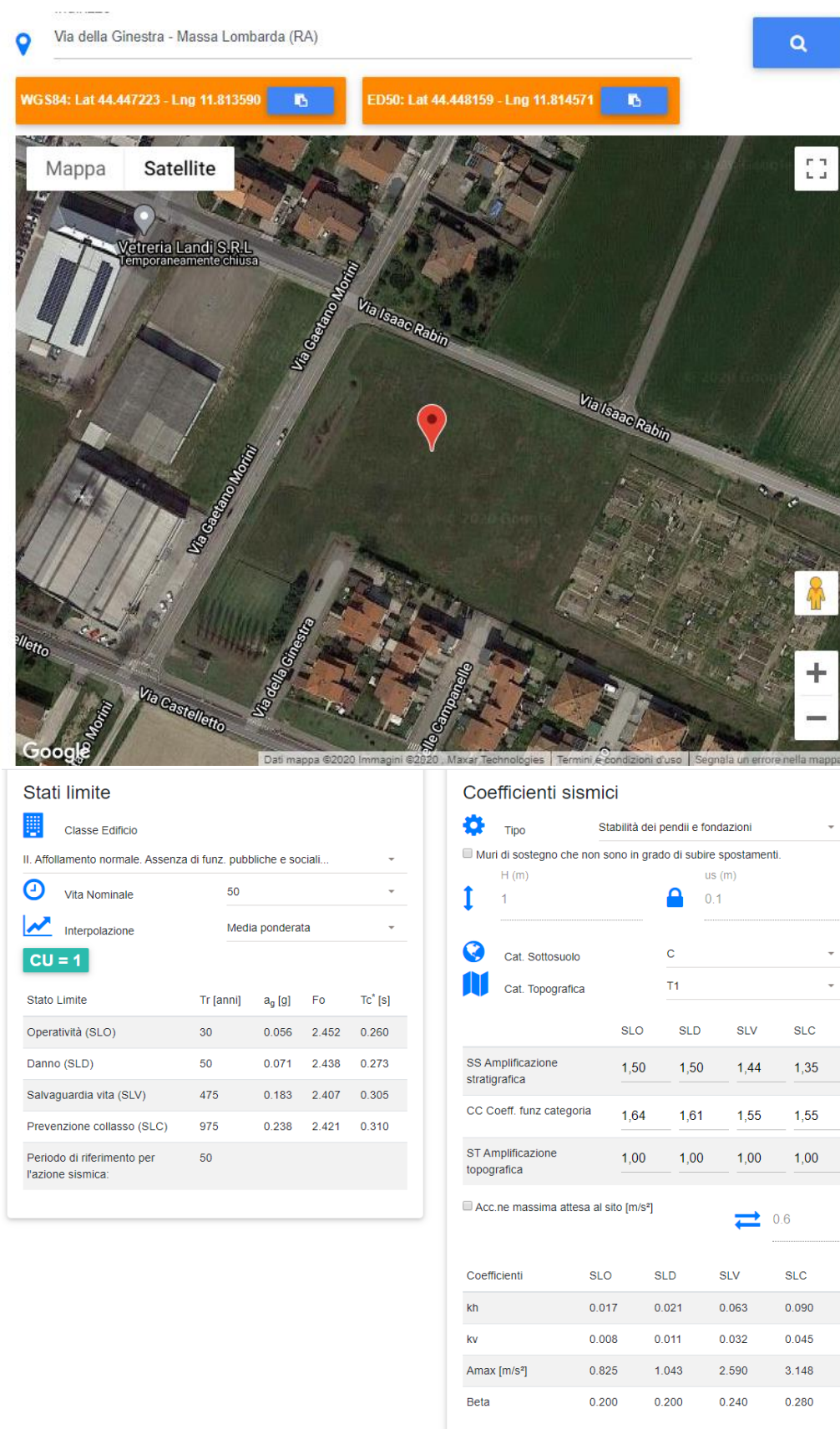


Figura 11 - Ubicazione area ed individuazione dei parametri sismici.

6.4 STORIA SISMICA LOCALE

L'Emilia-Romagna è interessata da una sismicità che può essere definita media relativamente alla sismicità nazionale, con terremoti storici di magnitudo massima compresa tra 5,50 e 6 e intensità massime risentite del IX-X grado della scala MCS. I maggiori terremoti si sono verificati nel settore sud-orientale, in particolare nell'Appennino romagnolo e lungo la costa riminese. Altri settori interessati da sismicità frequente ma generalmente di minore energia sono il margine appenninico-padano tra la Val d'Arda e Bologna, l'arco della dorsale ferrarese e il crinale appenninico. Tale sismicità è dovuta al processo ancora attivo di costruzione della catena appenninica. In particolare risultano attivi i sovrascorimenti sepolti che danno luogo agli archi di Piacenza- Parma, Reggio Emilia e di Ferrara. (Boccaletti et al., 2004).

A seguito del terremoto del Molise del 2002, è stata elaborata una nuova Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale e la progettazione in zona sismica non è più effettuata secondo zone di pari sismicità ma viene effettuata a partire dai valori assoluti di scuotimento del suolo attesi secondo la nuova mappa di pericolosità sismica (che verranno riportate alle figure seguenti).

L'Intensità Massima I_{Max} attesa è pari a 9. L'area è sita all'interno della Zona Sismogenetica (ZS9) di riferimento 912, come verrà illustrato di seguito.

Il territorio del Comune di Massa Lombarda è correttamente classificato come zona sismica 2 e ad esso (per la maggior parte) è associato un valore di accelerazione massima al suolo compreso tra 0,175 e 0,200g.

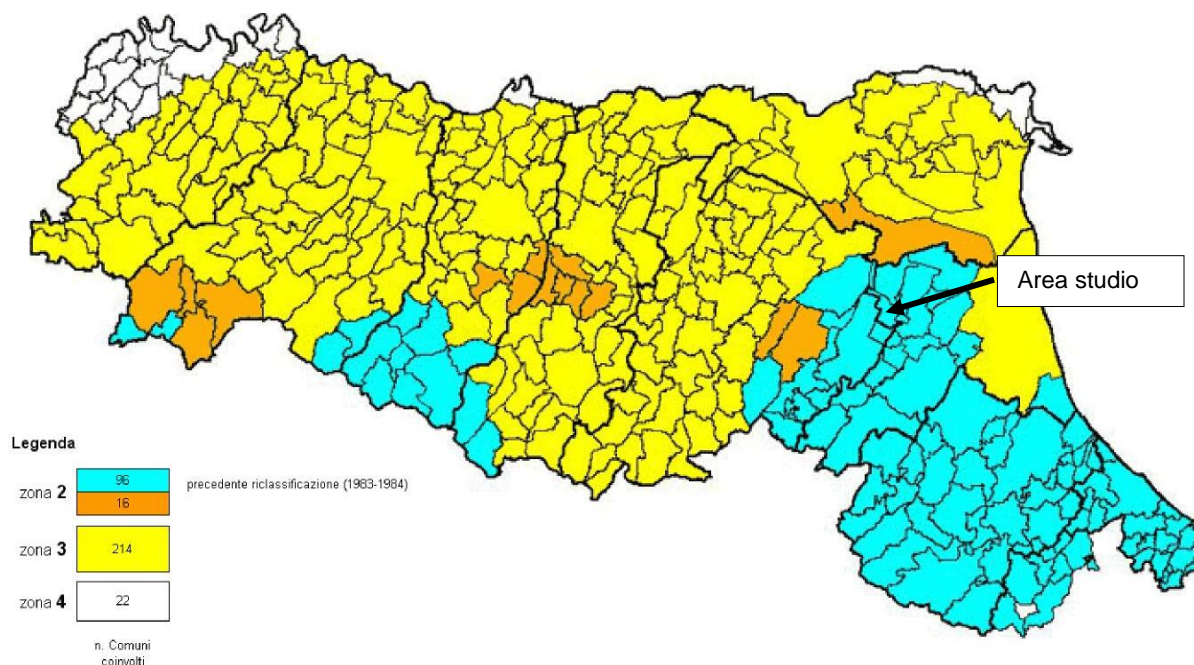


Figura 12 – Classificazione sismica del territorio regionale secondo l'OPCM 3274/2003. Il Comune di Massa Lombarda viene attribuito alla zona 2.

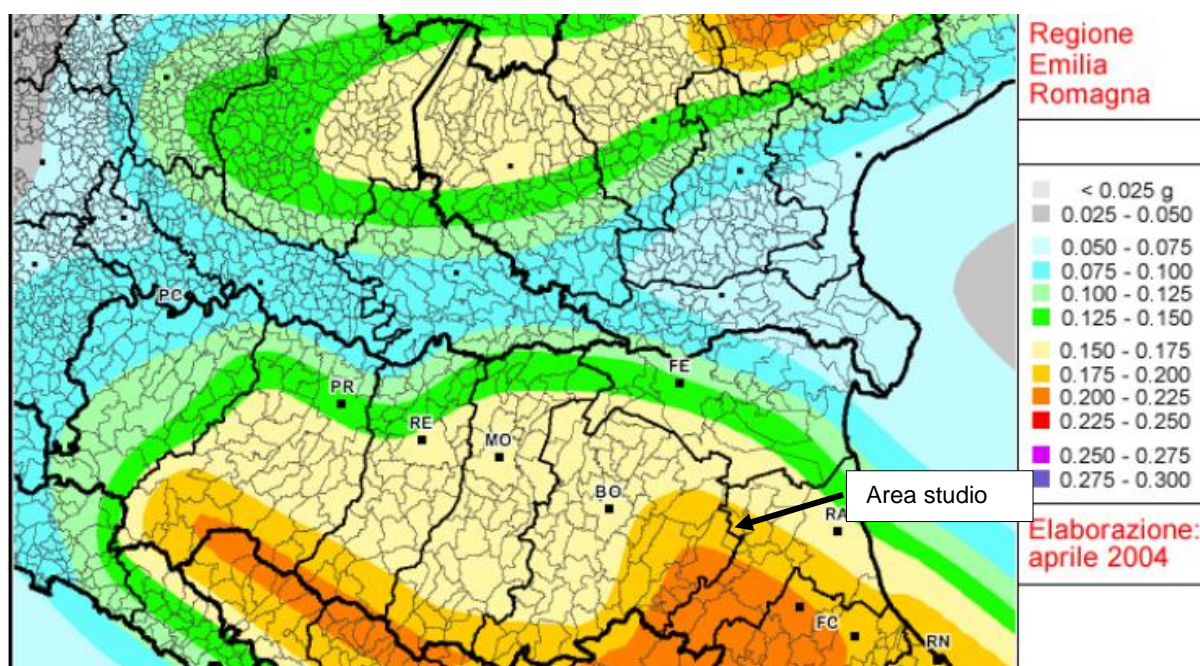


Figura 13 – Mappa di pericolosità sismica della Regione Emilia-Romagna espressa in termini di accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi (Cat. A). All’area del Comune di Massa Lombarda è associata un’accelerazione compresa tra 0,175 e 0,200 g. (Meletti & Montalbo, 2007).

Di seguito si riporta una mappa degli epicentri dei terremoti avvenuti nella Regione Emilia-Romagna dal XIII secolo ad oggi. Si può osservare che la maggior sismicità è concentrata nella zona dell’Appennino Romagnolo. Relativamente ai pressi (molto allargati invero) dell’area in esame (riquadro nero) si osservano alcuni eventi di magnitudo compresa tra 5.5 e 6.0 (Mw).

La città di Massa Lombarda, in particolare, è stata colpita dai seguenti terremoti all’interno della medesima ZS912:

- 1688 - Romagna (Intensità 8-9, M $5,84 \pm 0,24$);
- 1898 - Romagna settentrionale (Intensità 6, M $4,59 \pm 0,37$)
- 1909 – Emilia Romagna orientale (Intensità 6-7, M $5,36 \pm 0,08$)

La magnitudo attesa per il territorio del Comune di Massa Lombarda (e di una ulteriore fascia molto estesa della Provincia di Ravenna, nella Zona Sismogenetica 912) è pari a $M=6,1$ circa, ciò sulla base di considerazioni statistico-probabilistiche (determinazioni tramite il Metodo di Gumbel, 1997) che tengono in considerazione distanza epicentrale degli eventi dall’area in esame e della regressione temporale degli stessi, per le ZS 912/914. Questo valore è molto penalizzante per l’area in esame, ricordando le magnitudo storiche sopra citate e considerando che la scala di misura della magnitudo è logaritmica.

MAR.FIN. SRL
PIANO URBANISTICO – AREA ANS 2 (6)
TRA VIA DELLA GINESTRA, VIA MORINI E VIA RABIN IN COMUNE DI MASSA LOMBARDA (RA)
RELAZIONE DI MODELLAZIONE GEOLOGICA SISMICA E DI PRIME CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

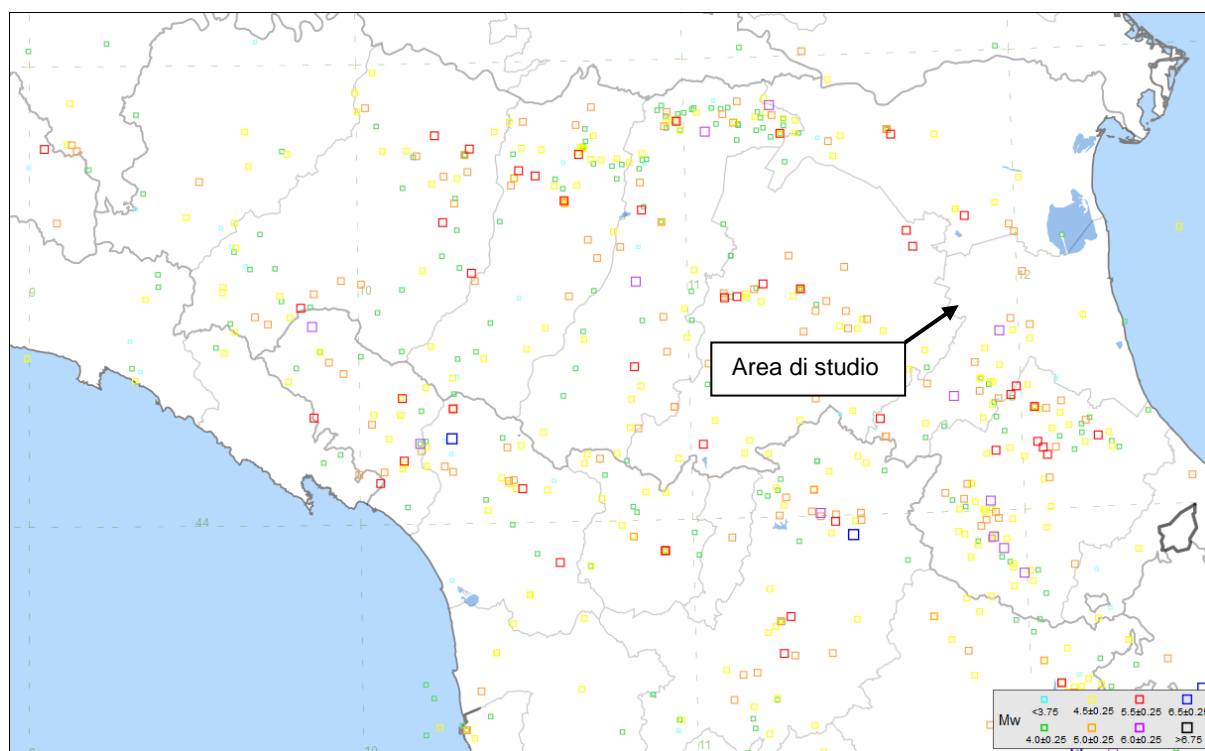


Figura 14 – Mappa degli epicentri dei terremoti avvenuti in Emilia Romagna dal 1200 ad oggi (CPTI2015).

Dalla consultazione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI15, l'area del Comune Massa Lombarda ha registrato nel tempo gli eventi sismici riportati nelle figure di seguito.

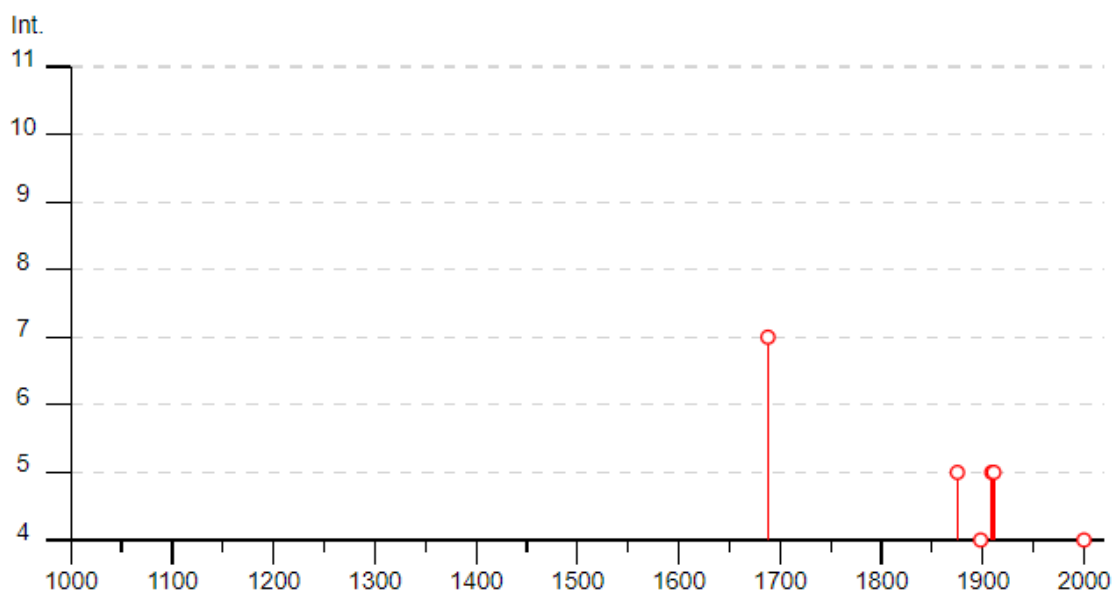


Figura 15 – Storia sismica del Comune di Massa Lombarda. L'Intensità Sismica (Is) massima registrata è 7.

MAR.FIN. SRL
PIANO URBANISTICO – AREA ANS 2 (6)
TRA VIA DELLA GINESTRA, VIA MORINI E VIA RABIN IN COMUNE DI MASSA LOMBARDA (RA)
RELAZIONE DI MODELLAZIONE GEOLOGICA SISMICA E DI PRIME CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
7	1688	04	11	12	20		Romagna	39	8-9	5.84
5	1875	03	17	23	51		Costa romagnola	144	8	5.74
3	1887	09	30	15	55		Faenza	10	5	4.12
3	1895	03	23				Comacchio	33	6	4.65
3-4	1898	01	16	13	10		Romagna settentrionale	110	6	4.59
NF	1898	03	04	21	05		Parmense	313	7-8	5.37
4	1898	03	09	11	43		Romagna settentrionale	68	6	4.59
NF	1899	06	26	23	17	2	Valle del Bisenzio	138	7	5.02
5	1909	01	13	00	45		Emilia Romagna orientale	867	6-7	5.36
5	1911	02	19	07	18	3	Forlivese	181	7	5.26
3	1931	04	11	01	26		Faentino	19	4-5	4.81
NF	1953	12	14	07	11	0	Appennino forlivese	48	5-6	4.70
3	1971	07	15	01	33	2	Parmense	228	8	5.51
NF	1971	10	04	16	43	3	Valnerina	43	5-6	4.51
NF	1972	11	30	11	25	2	Costa pesarese	30		4.52
NF	1986	12	06	17	07	1	Ferrarese	604	6	4.43
3	2000	05	06	22	07	0	Faentino	85	5	4.08
4	2000	05	08	12	29	5	Faentino	126	5	4.67
NF	2000	05	10	16	52	1	Faentino	151	5-6	4.82
NF	2002	11	02	10	57	4	Ferrarese	79	4	4.21
NF	2003	12	07	10	20	3	Forlivese	165	5	4.18
NF	2005	07	15	15	17	1	Forlivese	173	4-5	4.29

Figura 16 – Elenco dei terremoti per il Comune di Massa Lombarda

Il territorio del comune di Massa Lombarda, è stato colpito dal forte terremoto del 1688 (IS= 8-9, Mw 5.84±0,24); per tale evento il valore di IS nei pressi dell'abitato è 7.

MAR.FIN. SRL
PIANO URBANISTICO – AREA ANS 2 (6)
TRA VIA DELLA GINESTRA, VIA MORINI E VIA RABIN IN COMUNE DI MASSA LOMBARDA (RA)
RELAZIONE DI MODELLAZIONE GEOLOGICA SISMICA E DI PRIME CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

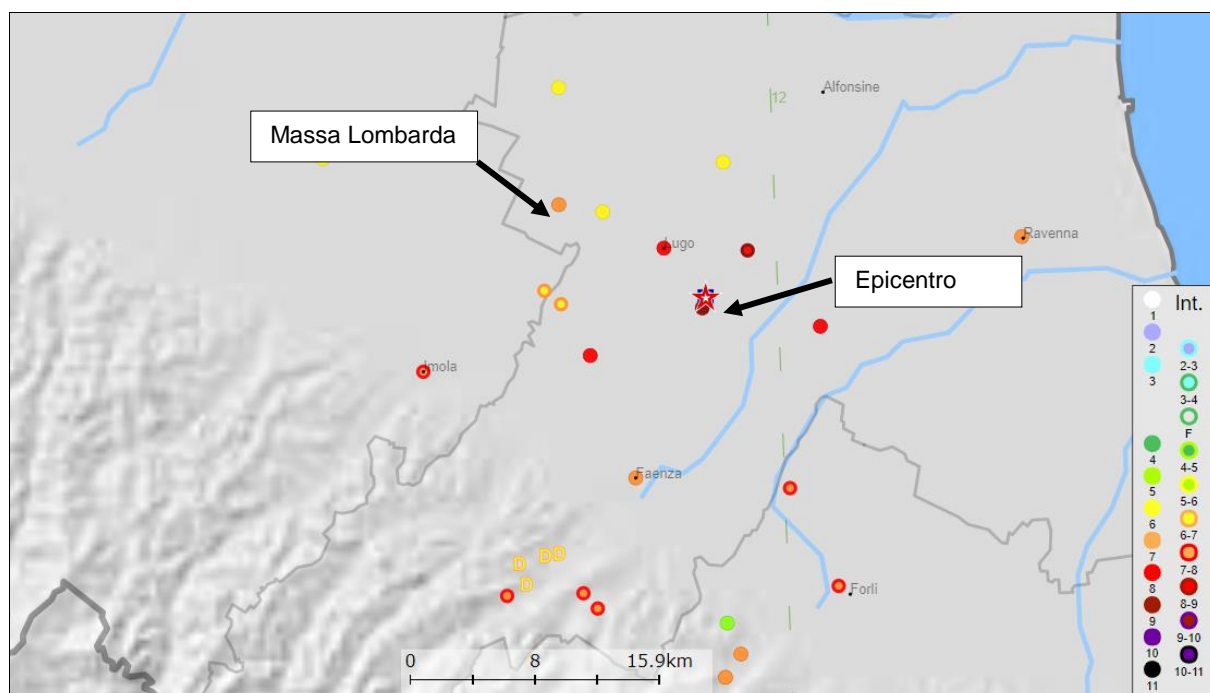


Figura 17 – distribuzione dei risentimenti dell'evento del 1688 – Romagna in scala libera. Come tratto dal sito dell'I.N.G.V. (DBMI15).

Durante il terremoto del 1898 – Romagna settentrionale (IS 6, M $4,59 \pm 0,37$), il Comune di Massa Lombarda ha avuto un valore di IS nei pressi dell'abitato di 4.

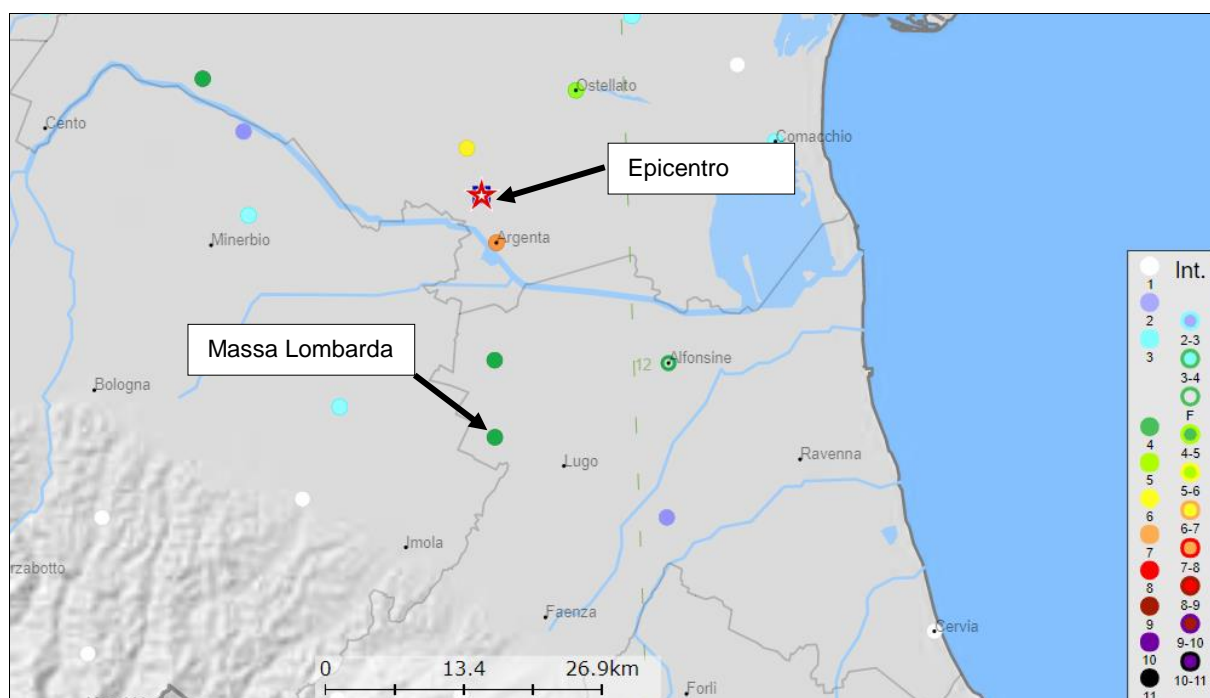


Figura 18 – distribuzione dei risentimenti dell'evento del 1688 – Romagna settentrionale in scala libera. Come tratto dal sito dell'I.N.G.V. (DBMI15)

Durante il terremoto del 1909 – Emilia Romagna orientale (IS 6-7, M $5,36 \pm 0,08$), il Comune di Massa Lombarda ha avuto un valore di IS nei pressi dell'abitato di 5.

MAR.FIN. SRL
PIANO URBANISTICO – AREA ANS 2 (6)
TRA VIA DELLA GINESTRA, VIA MORINI E VIA RABIN IN COMUNE DI MASSA LOMBARDA (RA)
RELAZIONE DI MODELLAZIONE GEOLOGICA SISMICA E DI PRIME CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

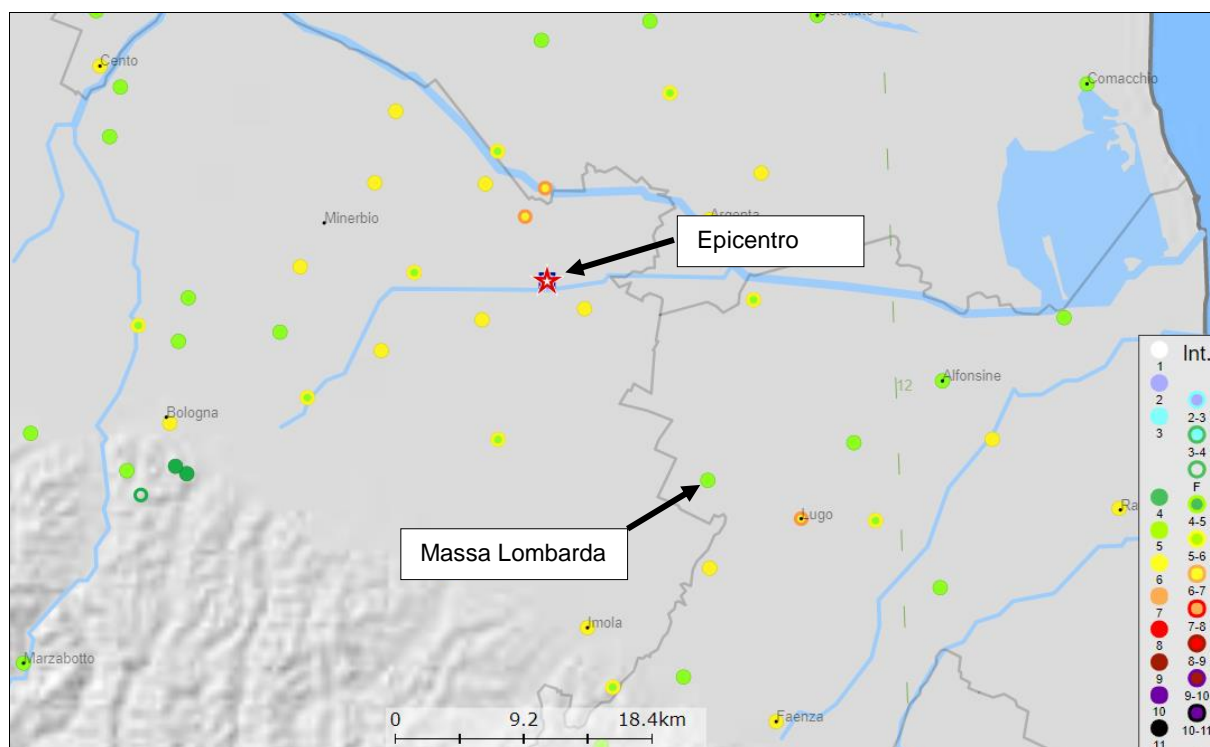


Figura 19 – distribuzione dei risentimenti dell’evento del 1909 – Emilia Romagna orientale in scala libera. Come tratto dal sito dell’I.N.G.V. (DBMI15)

Evidentemente occorrerà aggiungere come gli eventi sismici del 20-29/05/2012, nonché la prolungata sequenza sismica annessa, abbiano profondamente “aggiornato” la sismicità della Pianura Padana.

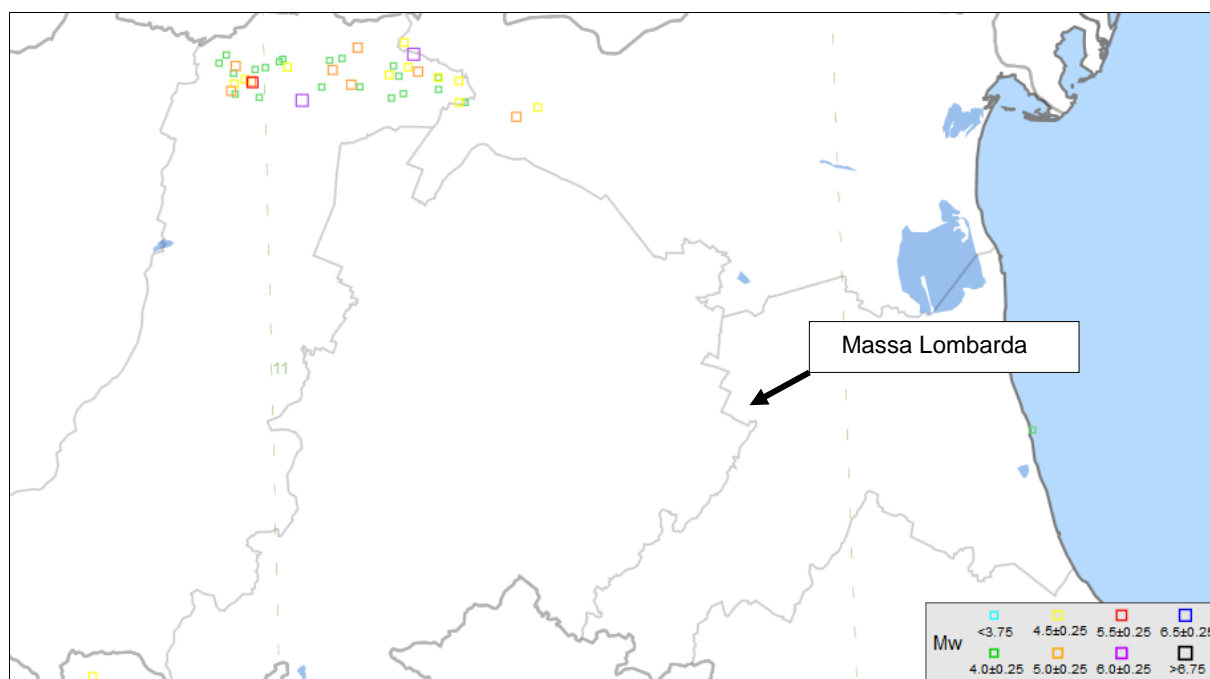


Figura 20 – Sismicità recente in Emilia-Romagna in scala libera

Il 06/06/2012, un evento di Magnitudo 4,21 con epicentro appena fuori la costa di fronte a Ravenna e con ipocentro stimato alla profondità di oltre 25 Km (e quindi molto più profondo di quelli della sequenza emiliana) ha ulteriormente modificato il quadro sismico locale. Fortunatamente la magnitudo molto

modesta ed il ridotto “sciame” sismico riconduce la scossa ad un evento “accessorio”, comunque segnale che la sismicità dell’area ravennate è evidentemente presente.

6.5 DISAGGREGAZIONE STATISTICO- PROBABILISTICA DEI DATI SISMICI

Come visto nel capitolo precedente, il territorio del Comune di Massa Lombarda è stato sede di epicentri di eventi sismici caratterizzati da Intensità e Magnitudo NON trascurabili e si è già potuta constatare la complessità geologica profonda, caratterizzata da sovrascorrimenti riattivati in prossimità dell’abitato di Massa Lombarda.

Da una analisi di disaggregazione statistico- probabilistica dei dati sismici relativi a distanza e valori di magnitudo ed avente come riferimento l’area in esame (analisi che verrà di seguito riportata) si può evincere che, con un tempo di ritorno di 50 anni:

1. il valore di M avente localmente maggiori probabilità di ripetersi è pari a 5,00 e ha una probabilità di accadimento del 30-40% entro 10 km e del 7-9% entro 20 km
2. i valori di M =5,50 hanno una probabilità di accadimento di 15-20% entro 10km e 7-9% entro 20km
3. i valori di M =4,50 hanno una probabilità di accadimento di 15-20% entro 10km e 2-3% entro 20km
4. i valori di M=6 ha una probabilità di accadimento del 7-9% entro 10 km e 5-7% entro 20 km

Si ricorda l’evento con magnitudo massima del 1909 con un valore di M pari a 5,84.

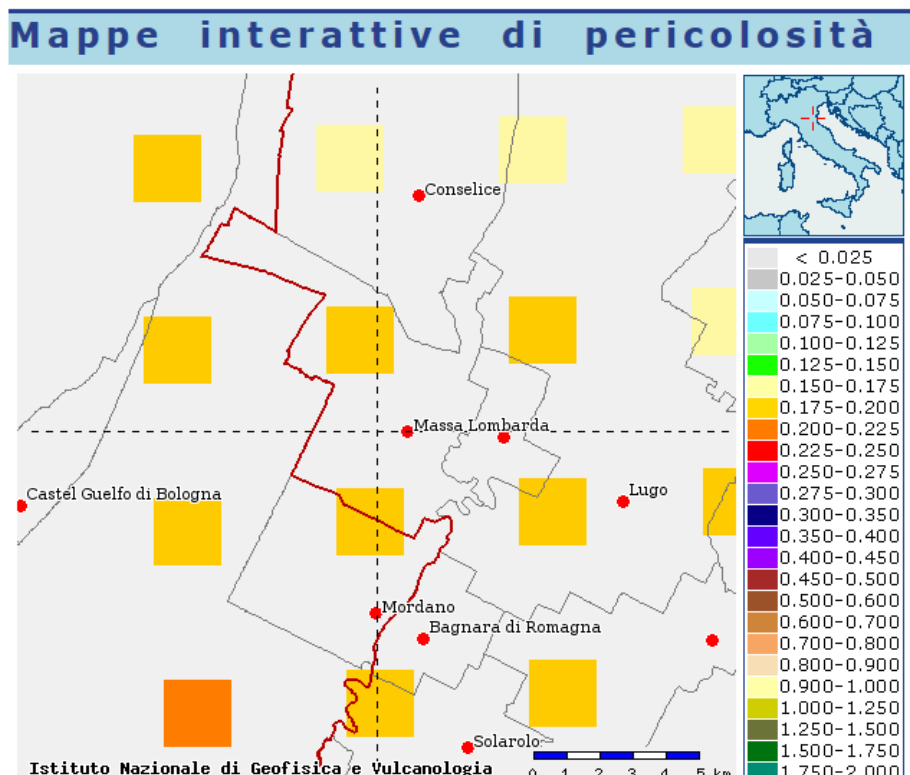


Figura 21 – Pericolosità sismica in prossimità dell’area di studio

MAR.FIN. SRL
PIANO URBANISTICO – AREA ANS 2 (6)
TRA VIA DELLA GINESTRA, VIA MORINI E VIA RABIN IN COMUNE DI MASSA LOMBARDA (RA)
RELAZIONE DI MODELLAZIONE GEOLOGICA SISMICA E DI PRIME CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

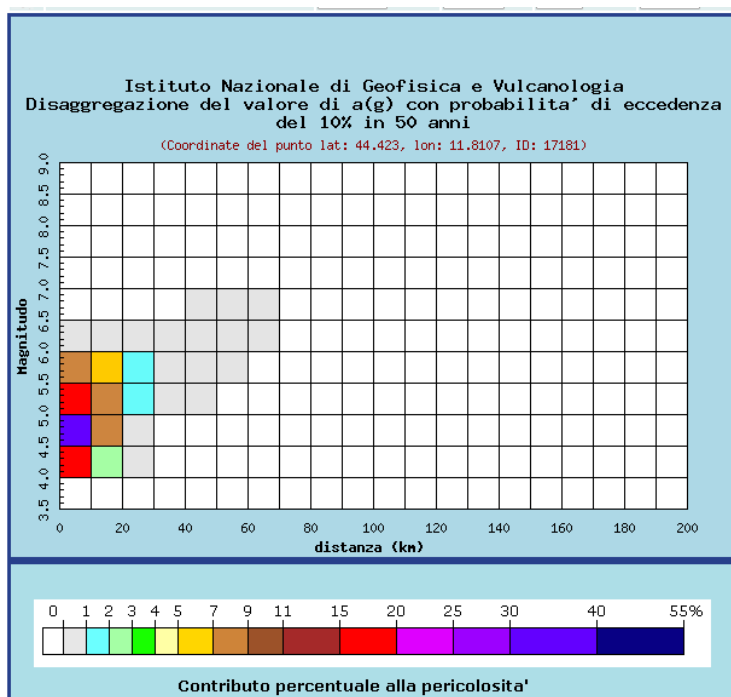


Figura 22 – Probabilità del verificarsi di un evento sismico in prossimità dell'area di studio

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 44.423, lon: 11.8107, ID: 17181)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	15.900	30.100	17.400	7.380	0.419	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	2.360	7.870	8.250	5.450	0.376	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.003	0.385	1.500	1.690	0.168	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.000	0.120	0.447	0.071	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.001	0.057	0.021	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.011	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.970	8.280	0.986

Figura 23 – Probabilità del verificarsi di un evento sismico

6.6 SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEGLI ORIZZONTI SATURI GRANULARI LOCALMENTE RILEVATI

Il fenomeno della liquefazione determina una diminuzione della resistenza al taglio e/o della rigidità, nei litotipi granulari, causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico e tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno. Le Norme Tecniche annesse alla vigente Normativa Sismica (NTA 2008 capitolo 7.11.4.2) permettono di omettere la verifica a liquefazione quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ 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;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Inoltre secondo l'Ordinanza 3274, 3316 e s.m.i. impongono detta verifica quando *“la falda freatica si trovi in prossimità della superficie (p.c.) ed il terreno di fondazione comprenda **strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda**, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa”*.

“Nel caso di edifici con fondazioni superficiali tale verifica può essere omessa per litotipi suscettibili che si trovino a profondità maggiore di 15 m dal p.c.”.

“Tale verifica si può altresì omettere nel caso $Sa_g < 0,15 g$ e contemporaneamente il litotipo potenzialmente liquefacibile soddisfi almeno una delle seguenti condizioni:

1. contenuto d'argilla $> 20\%$ con IP (Indice Plastico) > 10 ;
2. contenuto di limo $> 35\%$ e $N_{spt} > 20$;
3. frazione fine trascurabile e $N_{spt} > 25$,

(dove IP =Indice Plastico, N_{spt} =Resistenza Penetrometrica normalizzata alla prova N_{spt} in foro)

Da quanto emerso da ricostruzione lito-stratigrafica delle prove CPT sono presenti litotipi sabbio-limosi solamente oltre -11,00 m dal p.c.

È stata presa di riferimento la CPTU 2 in quanto presentava la prova con la presenza maggiore della frazione granulare e una profondità massima indagata di -30,00 m dal p.c..

Dalle risultanze emergono alcuni spessori solo oltre i -11 m dal p.c. (con un F_s inferiore di 1.

Autori quali Crespellani, Sheriff, Ishibashi ed altri riportano che, per le energie sismiche attese per l'area in esame, uno spessore pari a circa cinque metri di materiale non liquefacibile sovrastante la

lente granulare eventualmente liquefacibile, svolge un'azione di contrasto sufficiente a far sì che gli effetti di una eventuale liquefazione non vengano trasmessi alla superficie.

La verifica alla liquefazione è stata eseguita mediante il metodo di calcolo Robertson et al. (1998) ed Metodo NCEER (1998) per il calcolo dell'indice di potenziale liquefazione (LPI).

A questo punto occorre riportare alcune considerazioni circa la determinazione del terremoto di progetto, a partire dal valore di M utilizzato per il calcolo in esame. Per la presente verifica si adotta il valore di 6,1 precedentemente descritto. Sulla scorta del Catalogo CTPI15 si potrà invece rilevare come il Comune Massa Lombarda sia in realtà stato sottoposto ad eventi sismici di Magnitudo (Richter) massima pari a 5.84 con Is rilevata nei pressi dell'abitato di 7. **Si osservi che essendo la scala di M logaritmica, il valore di 6,14 risulta quindi essere estremamente penalizzante.**

Ad ulteriore penalizzazione nella verifica la falda è stata posta alla profondità assolutamente penalizzante di 1,00 m dal p.c.

La verifica alla liquefazione è stata eseguita mediante il metodo di calcolo Boulanger e Idriss (2014), come suggerito dalla Regione Emilia-Romagna ed appositamente elaborato per le prove CPTU/SCPTU, per il calcolo dell'indice di potenziale liquefazione (LPI).

Per l'area in esame il valore di S^*a_0/g è pari 0,263 (che deriva da $S= 1,44$ e da $ag/g= 0,183$).

Il calcolo del LPI è utilizzato la metodologia sviluppata da Iwasaki (1982) ed è adottata da AFPS. Per stimare la gravità della liquefazione in un dato sito, LPI è calcolato in base alla seguente equazione:

$$LPI = \int_0^{20} (10 - 0,5Z) \times F_L \times d_x$$

$F_L = 1 - F.S.$ quando F.S. è inferiore a 1

$F_L = 0$ quando F.S. è superiore a 1

Z = profondità (m)

Il valore di LPI può variare tra 0 (quando non ci sono spessori in cui si rileva liquefazione) e 100 (tutti gli spessori sono caratterizzati da una suscettibilità alla liquefazione). Iwasaki propone 4 categorie basate sul valore di LPI:

- LPI = 0 :Rischio di liquefazione è molto basso
- $0 < LPI \leq 5$:Rischio di liquefazione è basso
- $5 < LPI \leq 15$:Rischio di liquefazione è alto
- $LPI > 15$:Rischio di liquefazione è molto alto

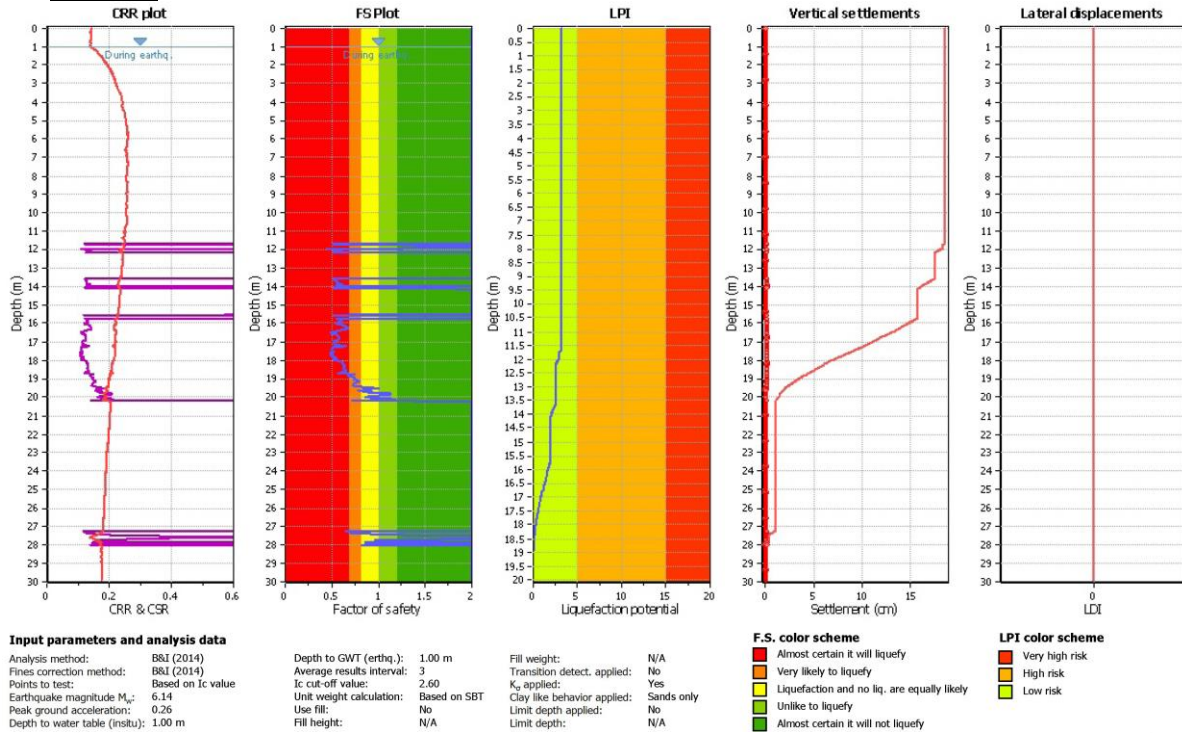
La D.G.R. 2193 del 21/12/2015, delibera di aggiornamento della D.G.R. 1373/2011, in base al valore stimato dell'indice del potenziale di liquefazione IL si definisce le classi di pericolosità (Sonmez, 2003):

- IL = 0 Non liquefacibile ($FL \geq 1.2$)
- $0 < IL \leq 2$ Potenziale basso
- $2 < IL \leq 5$ Potenziale moderato
- $5 < IL \leq 15$ Potenziale alto
- $15 < IL$ Potenziale molto alto

MAR.FIN. SRL
PIANO URBANISTICO – AREA ANS 2 (6)
TRA VIA DELLA GINESTRA, VIA MORINI E VIA RABIN IN COMUNE DI MASSA LOMBARDA (RA)
RELAZIONE DI MODELLAZIONE GEOLOGICA SISMICA E DI PRIME CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

Per **M=6,14** ovvero per intensità massime per la ZS 912, l'indice complessivo di liquefazione ILP è da considerarsi moderato ma prossimo al limite del basso in quanto:

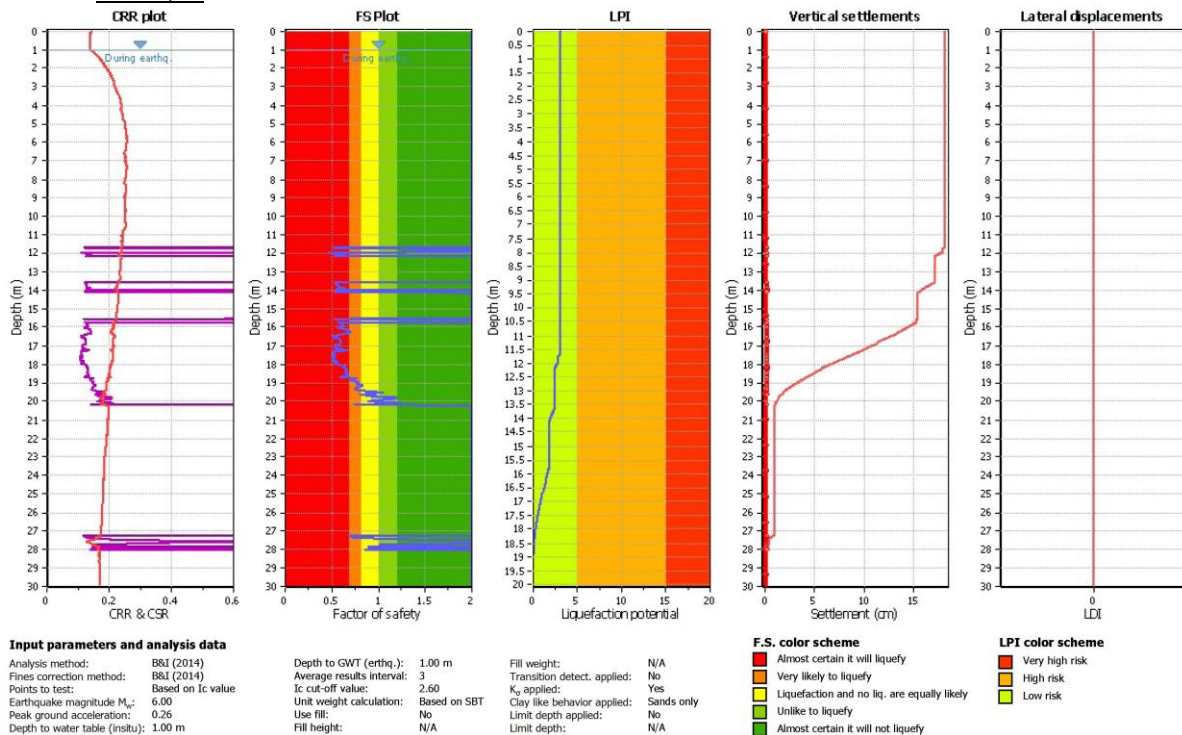
- **ILP=3,16**



Overall liquefaction potential: 3.16

Per **M=6,00** ovvero per intensità comunque non rappresentativa in quanto molto penalizzante, l'indice complessivo di liquefazione è da considerarsi moderato ma prossimo al limite del basso in quanto:

- **ILP=3,03**

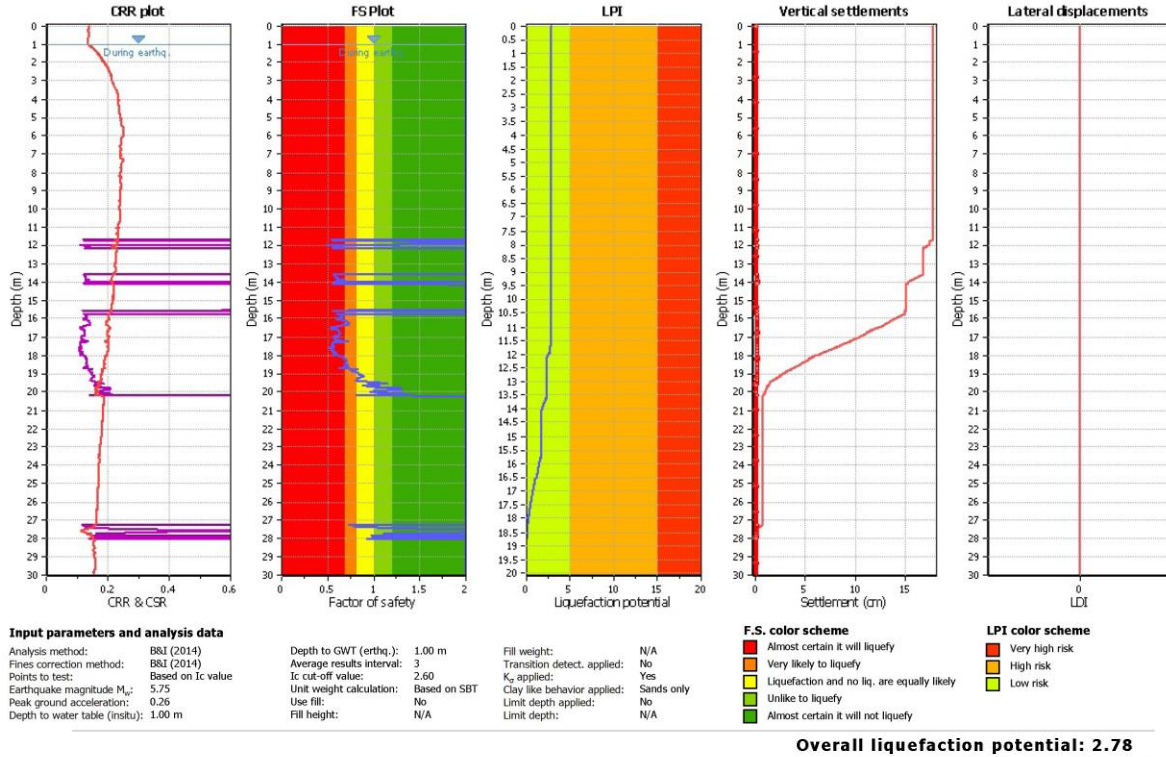


Overall liquefaction potential: 3.03

MAR.FIN. SRL
PIANO URBANISTICO – AREA ANS 2 (6)
TRA VIA DELLA GINESTRA, VIA MORINI E VIA RABIN IN COMUNE DI MASSA LOMBARDA (RA)
RELAZIONE DI MODELLAZIONE GEOLOGICA SISMICA E DI PRIME CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

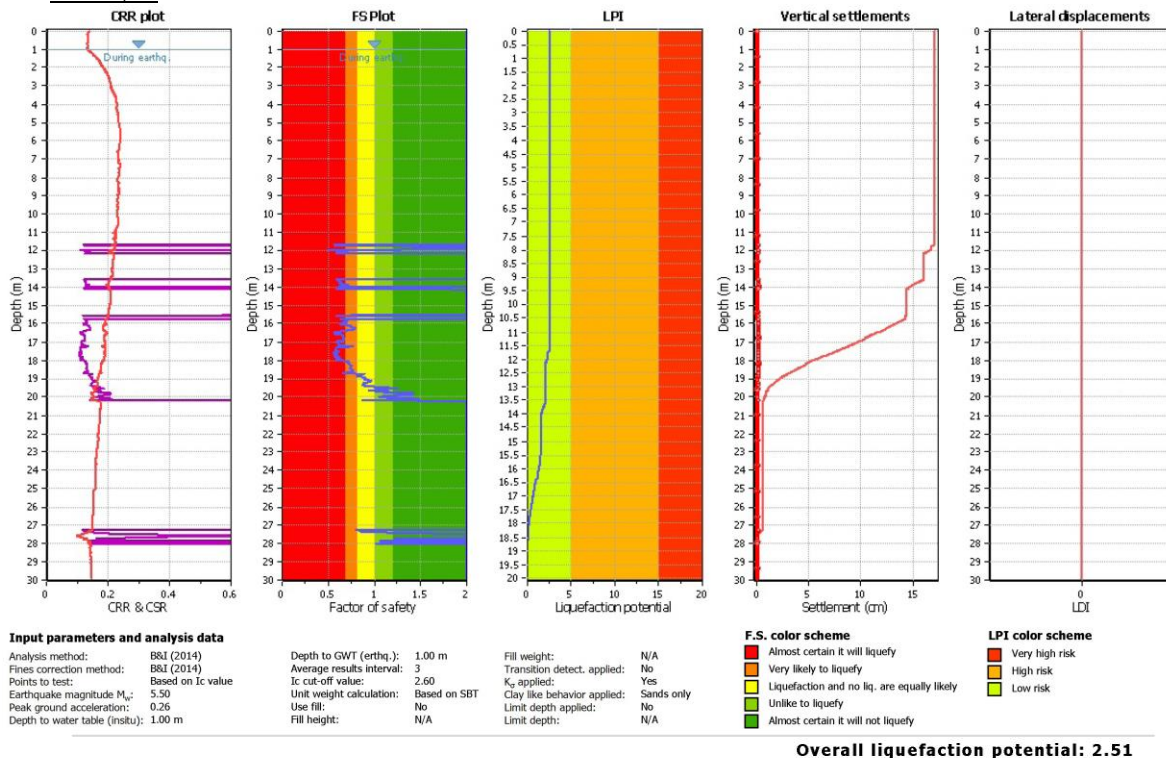
Per **M=5,75** ovvero per intensità comunque non rappresentativa in quanto molto penalizzante, l'indice complessivo di liquefazione è da considerarsi moderato ma prossimo al limite del basso in quanto:

- **ILP=2,78**



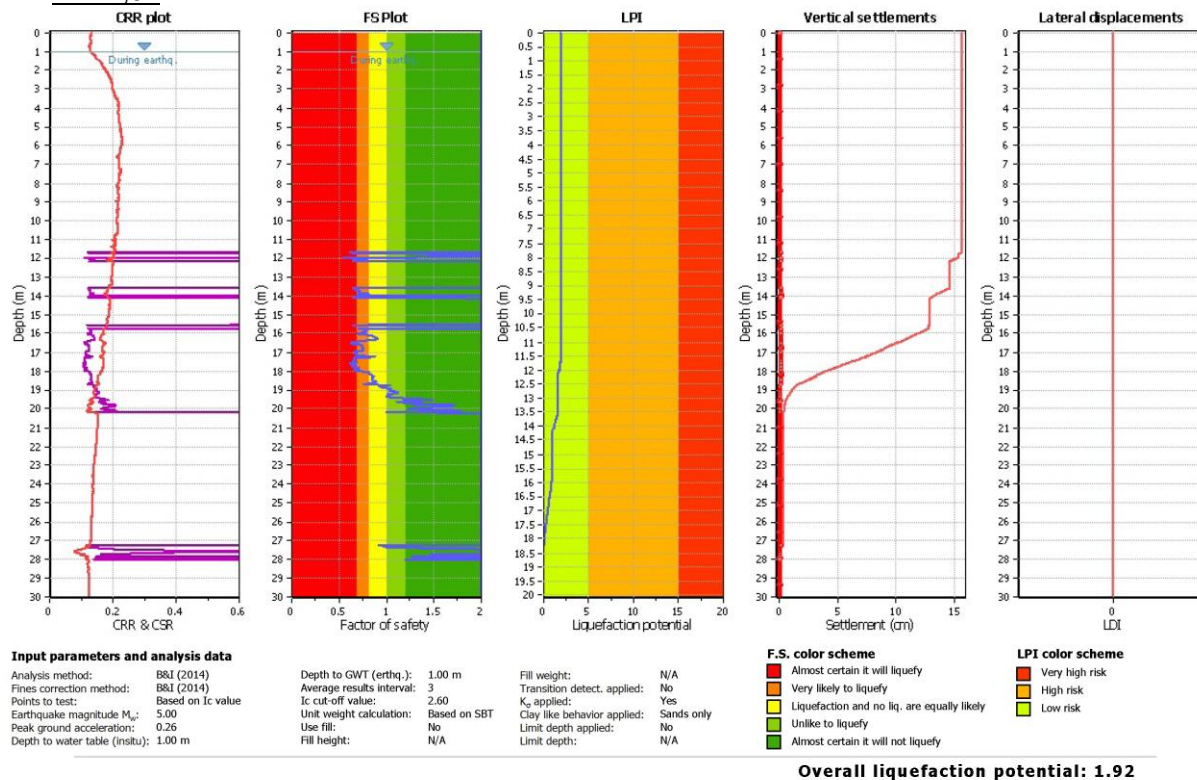
Per **M=5.50** l'indice complessivo di liquefazione ILP è da considerarsi moderato ma prossimo al limite in quanto:

- **ILP=2,51**



Per **M=5,00** ovvero per intensità con maggior probabilità di accadimento, l'indice complessivo di liquefazione ILP è da considerarsi basso in quanto:

- **ILP=1,92**



In sintesi le verifiche relativamente alla prova CPT2-2010 indicano valori di Indice Complessivo di Liquefazione (LPI) come di seguito indicato:

- M=5,0 1,92 (basso)
- M=5,5 2,51 (moderato ma più prossimo al limite del basso)
- M=5.75 2.78 (moderato ma più prossimo al limite del basso)
- M=6.0 3.03 (moderato ma più prossimo al limite del basso)
- M=6,14 3,16 (moderato ma più prossimo al limite del basso)

Si può concludere quanto segue:

1. Sulla scorta del Catalogo degli eventi sismici succedutisi in Italia dal 217 a.C. al 1992 d.C. si potrà invece rilevare come il Comune di Mordano sia in realtà stato sottoposto ad eventi sismici di Magnitudo (Richter) **massima pari a 5.84** (1688) e che il valore di M avente localmente **maggiori probabilità di ripetersi è pari a 5,00**;
2. **Si osservi che essendo la scala di M logaritmica, il valore di 6,14 risulta quindi essere estremamente penalizzante;**
3. **È stata ipotizzata una profondità del livello della falda freatica a -1,00 m dal p.c. e quindi essere estremamente penalizzante;**
4. gli unici spessori risultati potenzialmente liquefacibili si trovano oltre i -11 m dal p.c.
5. **Si ribadisce che Autori quali Crespellani, Sheriff, Ishibashi ed altri riportano che, per le energie sismiche attese per l'area in esame, uno spessore pari a circa cinque metri di materiale non liquefa-**

cibile sovrastante la lente granulare eventualmente liquefacibile, svolge un'azione di contrasto sufficiente a far sì che gli effetti di una eventuale liquefazione non vengano trasmessi alla superficie;

6. L'LPI (Indice di Potenziale Liquefazione, che sostanzialmente descrive il rischio locale) è definito **BASSO per la magnitudo massima considerata per la ZS 912.**
7. Secondo quanto indicato all'art. 4.9.4 delle NTA del RUE l'Analisi di risposta sismica locale non viene effettuata in quanto l'area di intervento ricade in ambito con IL (Potenziale di Liquefazione)>5 e più precisamente, se si considera la magnitudo massima attesa per la ZS 912 (M=6,14), IL=3,16 e pertanto inferiore al limite per effettuare tali analisi.
8. **In fase di progettazione definitiva ed esecutiva degli interventi, data l'estensione dell'area, sarà necessario eseguire di un piano di indagini integrativo in base alle strutture, fondazioni e carichi previsti dai progetti per le singole unità abitative e verificare con indagini ad hoc il rischio del potenziale di liquefazione e del caso intervenire per ridurre tale rischio.**

Qui sotto viene inoltre riportato il Metodo di Sherif e Ishibashi (1978), fonte bibliografica di riferimento per le prime valutazioni sul tema della liquefazione che indicano che lo strato non è liquefacibile.

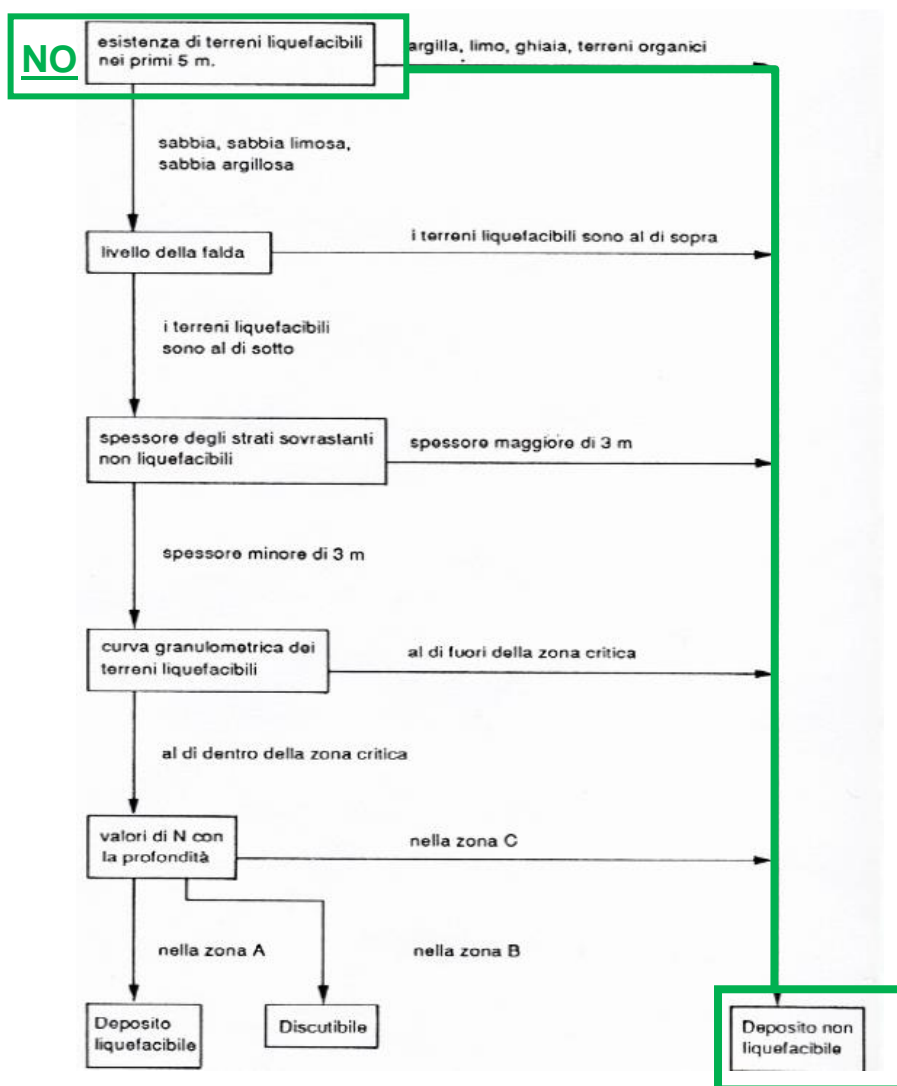
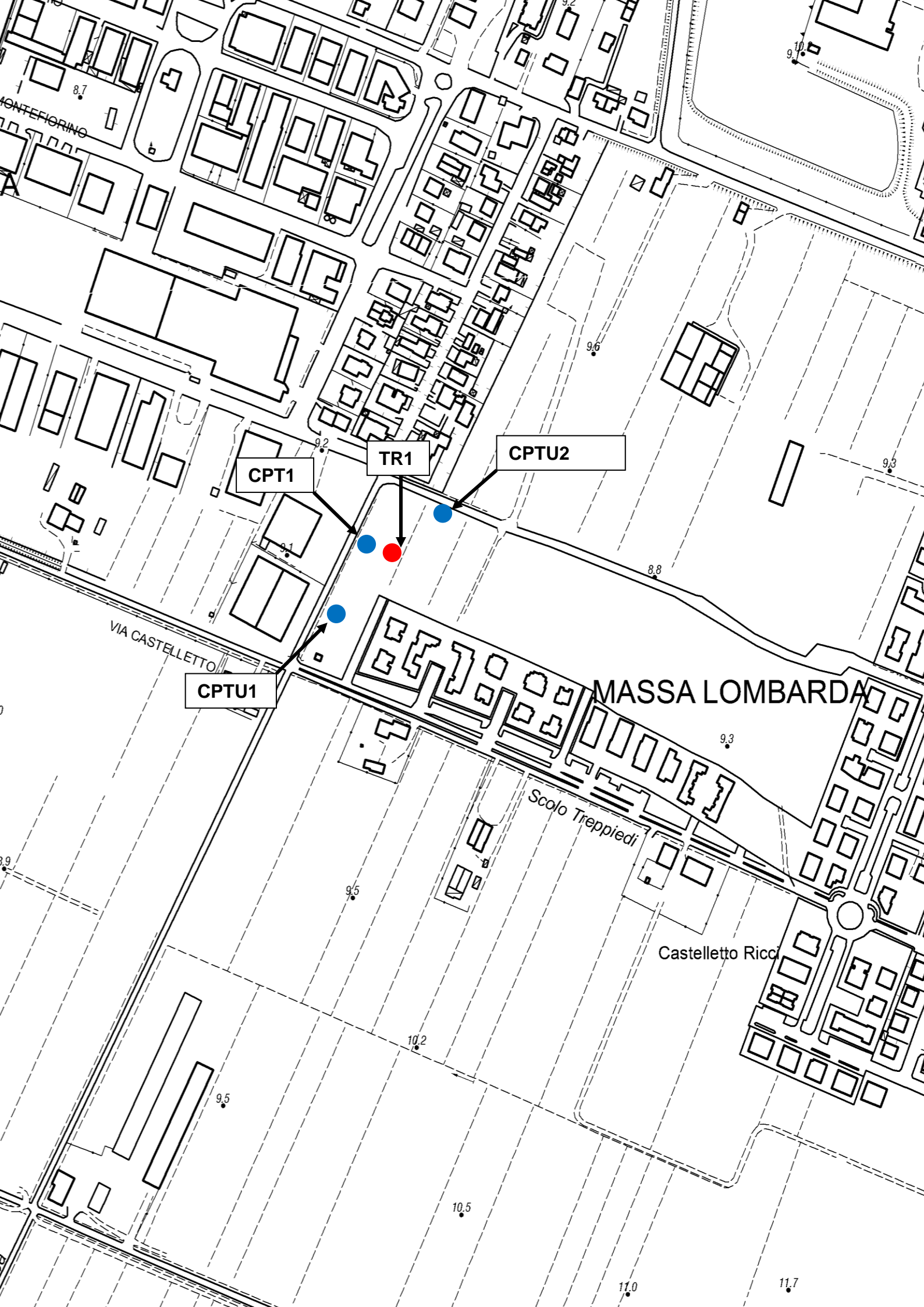


Figura 24 – Metodo Sherif-Ishibashi (1978) – Tabella A

Allegato 1
Ubicazione prove e restituzione grafica



MONTEFIORINO

VIA CASTELLETO

Scolo Treppiedi

Castelletto Ricco

MASSA LOMBARDA

CPT1

TR1

CPTU2

CPTU1

8.7

9.2

9.6

9.3

8.8

9.3

9.5

10.2

9.5

10.5

11.0

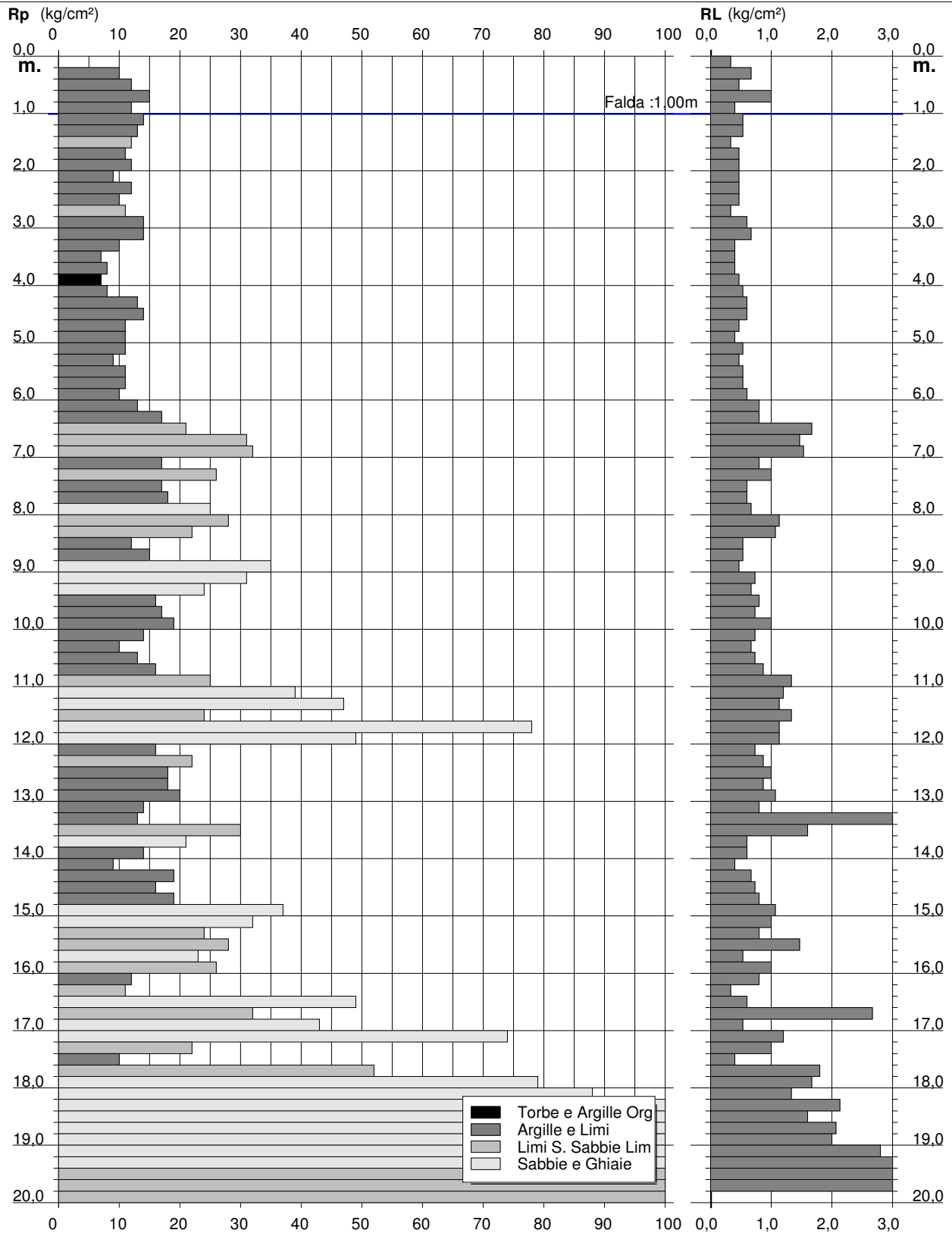
11.7

PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.010496-071

- committente : Dott. Geol. Sara Bedeschi - data : 28/11/2019
 - lavoro : TUBO PAUSA [Aaa a a] UOC UAG D quota inizio : Piano Campagna
 - località : via A. C. Morini A. U. A. Massalombarda (RA) prof. falda / m da quota inizio



Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Massa Lombarda
Rabin angolo via Morini
Massa Lombarda
Sara Bedeschi
29/11/2019

Falda	1.00 m
Sigla della Punta	Tecnopenta 100707
Azzeramento	Inizio prova
Ultimo taratura guadagno	8-lug-2019
Ultimo taratura per deriva termica	8-lug-2019



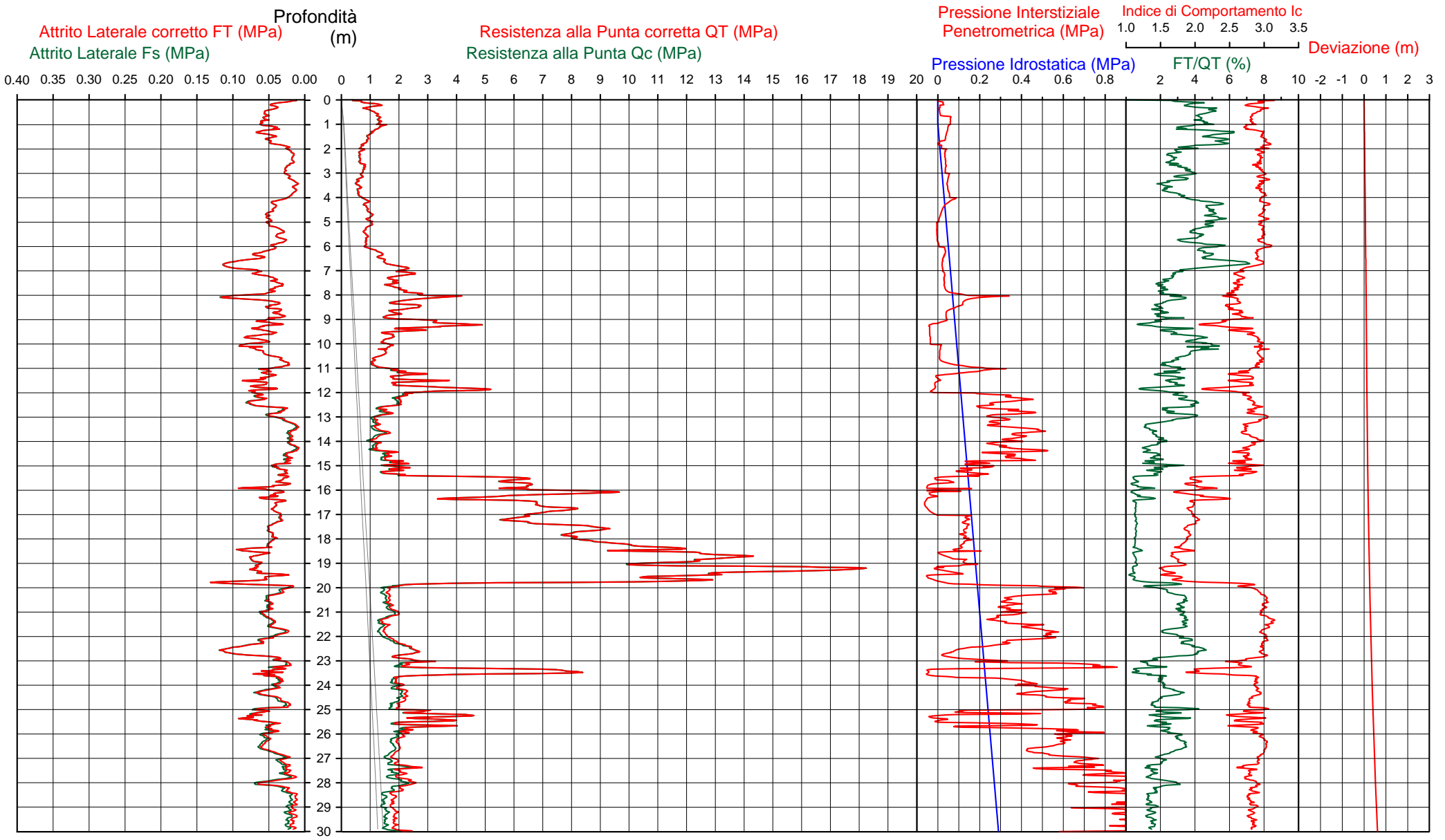
**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

CPTU

1



Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

29/11/2019
 Rabin angolo via Morini
 Massa Lombarda
 Massa Lombarda
 1.00



qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Robertson 1990	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009
daN/cm²	daN/cm²	%		Robertson 1990	basato su Fr vs Qc1N	m			Consistenza (Argilla)	%	°	daN/cm²		daN/cm²	m/sec
						10.20	=====								
14.9	16.1	0.57	4.4	2.93	limo argilloso-argilla limosa	10.50	=====		Plastica	.	.	0.88	3.06	85.6	160
11.5	12.4	0.34	3.5	2.96	argilla-argilla limosa	10.70	=====		Plastica	.	.	0.73	2.35	67.2	140
13.6	14.2	0.35	2.9	2.87	limo argilloso-argilla limosa	11.10	=====		Plastica	.	.	0.82	2.10	77.3	143
21.6	22.3	0.54	2.8	2.69	limo argilloso-argilla limosa	11.20	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.13	4.16	116.1	169
25.9	26.5	0.46	2.0	2.55	sabbia limosa-limo sabbioso	11.30	=====		Sciolta	23.1	33.2	.	.	106.1	170
21.4	21.6	0.60	3.2	2.75	limo argilloso-argilla limosa	11.70	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.12	3.29	125.0	172
36.9	36.6	0.63	2.1	2.44	sabbia limosa-limo sabbioso	12.00	=====		Sciolta	33.8	34.8	.	.	157.4	188
21.0	20.4	0.67	3.6	2.79	limo argilloso-argilla limosa	12.50	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.11	4.04	122.3	176
15.5	14.6	0.40	3.0	2.85	limo argilloso-argilla limosa	12.90	=====		Plastica	.	.	0.90	2.74	89.3	153
12.2	11.3	0.39	4.0	3.02	argilla-argilla limosa	13.10	=====		Plastica	.	.	0.76	2.13	70.8	147
12.8	11.4	0.17	1.6	2.80	limo argilloso-argilla limosa	14.30	=====		Plastica	.	.	0.79	1.90	47.9	130
15.9	13.8	0.20	1.5	2.72	limo argilloso-argilla limosa	14.80	=====		Plastica	.	.	0.92	1.97	57.9	141
18.8	16.0	0.32	2.0	2.73	limo argilloso-argilla limosa	15.40	=====		Plastica	.	.	1.03	2.82	79.0	156
59.2	52.1	0.29	0.5	1.99	sabbia-sabbia limosa	15.80	=====		Mediamente Addensata	45.5	36.5	.	.	181.1	183
63.5	55.6	0.59	1.0	2.10	sabbia limosa-limo sabbioso	16.00	=====		Mediamente Addensata	47.6	36.8	.	.	206.6	204
83.9	74.4	0.37	0.5	1.83	sabbia-sabbia limosa	16.20	=====		Mediamente Addensata	57.3	38.1	.	.	255.6	198
46.0	38.9	0.49	1.2	2.28	sabbia limosa-limo sabbioso	16.40	=====		Mediamente Addensata	35.9	35.2	.	.	155.7	191
75.5	64.1	0.42	0.6	1.93	sabbia-sabbia limosa	18.20	=====		Mediamente Addensata	52.3	37.4	.	.	232.0	199
124.2	107.3	0.66	0.6	1.74	sabbia-sabbia limosa	19.80	=====		Addensata	69.3	39.5	.	.	382.0	226
17.9	11.9	0.45	3.1	2.94	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	1.00	2.93	104.7	167

CPTU

1

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

29/11/2019
Rabin angolo via Morini
Massa Lombarda
Massa Lombarda
1.00



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs30
158

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004 daN/cm²	ft	FT/Qnet daN/cm² %	lc	Litologia Robertson 1990 Robertson 1990	H m	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990 %	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi daN/cm²	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi daN/cm²	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
						21.00	=====								
	18.8	12.2	0.56	3.7	2.98	21.20	=====		Plastica	.	.	1.03	2.06	109.4	177
	16.0	10.0	0.43	3.5	3.04	22.30	=====		Plastica	.	.	0.92	1.54	93.2	164
	23.4	14.8	0.90	4.6	2.97	22.50	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.18	2.19	134.3	200
	26.0	16.5	1.10	5.0	2.96	22.70	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.26	2.50	148.5	211
	21.7	13.4	0.51	3.0	2.88	23.00	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.13	1.97	126.4	178
	26.5	16.6	0.23	1.1	2.58	23.10	=====		Molto Sciolta	7.8	31.7	.	.	87.3	167
	25.5	15.9	0.28	1.4	2.65	23.30	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.24	2.13	89.3	170
	65.1	46.2	0.47	0.9	2.15	23.60	=====		Mediamente Addensata	41.5	36.0	.	.	209.3	207
	20.7	12.1	0.40	2.4	2.87	25.00	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.10	1.79	98.8	172
	29.9	17.9	0.63	2.6	2.75	25.20	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.36	2.50	150.4	199
	41.0	25.5	0.73	2.1	2.57	25.30	=====		Sciolta	21.9	33.6	.	.	174.0	213
	28.8	17.0	0.59	2.6	2.78	25.70	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.33	2.40	144.9	193
	22.0	12.2	0.49	2.9	2.91	26.20	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.14	1.92	122.4	182
	19.8	10.7	0.56	3.7	3.03	26.60	=====		Plastica	.	.	1.06	1.60	114.9	183
	18.8	9.9	0.35	2.5	2.95	27.20	=====		Plastica	.	.	1.03	1.61	90.6	167
	21.9	11.5	0.30	1.7	2.81	28.30	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.14	1.62	83.9	167
	18.3	9.0	0.16	1.2	2.83		=====		Plastica	.	.	1.01	1.44	61.5	150

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Massa Lombarda
Rabin angolo via Morini
Massa Lombarda
Sara Bedeschi
29-nov-19

Falda 1.10 m
Sigla della Punta Tecnopenta 100707
Azzeramento Inizio prova
Ultimo taratura guadagno 8-lug-2019
Ultimo taratura per deriva termica 8-lug-2019



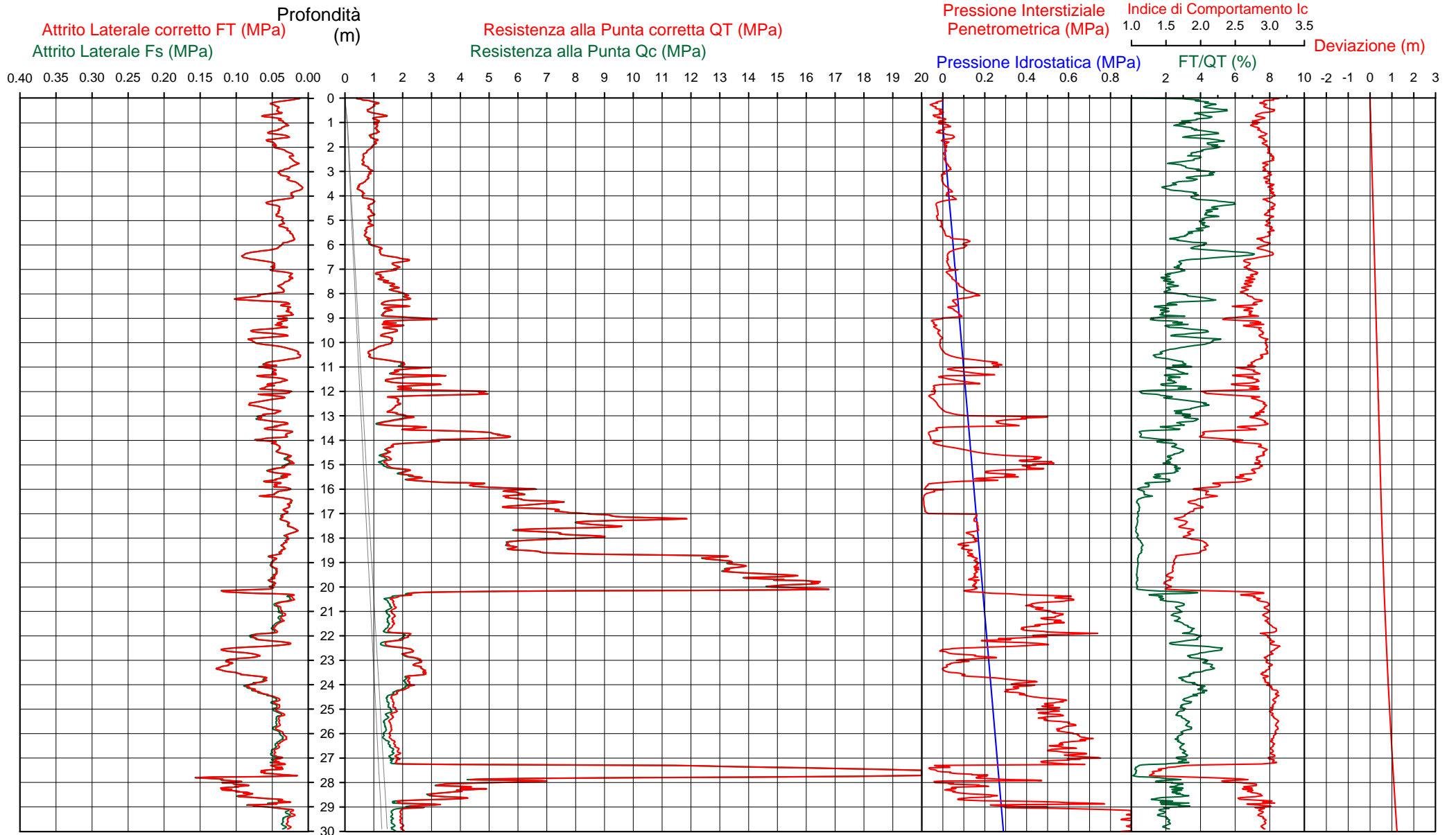
Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

CPTU

2



Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

29 novembre 2019
 Rabin angolo via Morini
 Massa Lombarda
 Massa Lombarda
 1.10



Vs30
160

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004 daN/cm ²	ft	FT/Qnet daN/cm ² %	lc	Litologia Robertson 1990 Robertson 1990	H m	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990 %	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi daN/cm ²	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi daN/cm ²	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
5.8	9.9	0.21	3.5	3.04	argilla-argilla limosa	0.10	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.42	136.23	35.6	115
10.1	17.1	0.45	4.5	2.92	limo argilloso-argilla limosa	0.40	=====		Plastica	.	.	0.66	51.62	58.0	139
8.4	14.2	0.42	5.1	3.01	argilla-argilla limosa	0.60	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.57	21.21	47.7	134
10.8	18.4	0.43	4.0	2.86	limo argilloso-argilla limosa	1.90	=====	H ₂ O	Plastica	.	.	0.69	13.59	62.7	137
7.5	12.7	0.30	4.2	3.00	argilla-argilla limosa	2.60	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.51	7.11	43.1	122
7.7	13.0	0.25	3.3	2.93	limo argilloso-argilla limosa	3.00	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.53	4.08	44.7	118
7.7	13.1	0.29	4.0	2.97	argilla-argilla limosa	3.50	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.53	5.01	44.7	121
4.8	8.1	0.10	2.4	3.02	argilla-argilla limosa	3.70	=====		Fluido-plastica (Molto Soffice)	.	.	0.35	2.61	22.4	95
6.0	10.2	0.19	3.6	3.03	argilla-argilla limosa	4.10	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.43	2.53	36.8	108
8.9	15.1	0.41	5.1	2.99	argilla-argilla limosa	5.30	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.59	4.07	50.7	131
7.2	12.1	0.25	3.9	3.00	argilla-argilla limosa	5.70	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.50	2.77	41.8	115
8.6	13.7	0.26	3.5	2.92	limo argilloso-argilla limosa	6.00	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.58	2.96	49.8	120
11.6	17.8	0.42	4.0	2.87	limo argilloso-argilla limosa	6.20	=====		Plastica	.	.	0.73	3.68	67.4	138
13.1	19.3	0.80	6.7	2.99	argilla-argilla limosa	6.50	=====		Plastica	.	.	0.80	4.02	72.7	159
18.7	25.9	0.58	3.3	2.69	limo argilloso-argilla limosa	7.00	=====		Plastica	.	.	1.03	6.10	109.4	159
13.1	17.9	0.30	2.5	2.74	limo argilloso-argilla limosa	7.50	=====		Plastica	.	.	0.80	4.66	63.4	134
17.1	22.2	0.37	2.4	2.66	limo argilloso-argilla limosa	8.00	=====		Plastica	.	.	0.97	4.17	80.2	147
21.6	26.9	0.75	3.7	2.71	limo argilloso-argilla limosa	8.20	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.13	5.66	125.4	173
15.4	18.9	0.37	2.6	2.73	limo argilloso-argilla limosa	8.90	=====		Plastica	.	.	0.90	4.71	78.1	144
23.4	27.4	0.35	1.7	2.50	sabbia limosa-limo sabbioso	9.10	=====		Sciolta	24.2	33.3	.	.	89.5	156
15.5	17.7	0.55	4.0	2.87	limo argilloso-argilla limosa	9.10	=====		Plastica	.	.	0.90	3.28	89.6	157

Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

29 novembre 2019
 Rabin angolo via Morini
 Massa Lombarda
 Massa Lombarda
 1.10



Vs30
160

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Robertson 1990	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009
daN/cm²	daN/cm²	%		Robertson 1990	basato su Fr vs Qc1N	m			Consistenza (Argilla)	%		daN/cm²		daN/cm²	m/sec
						10.10	=====								
12.1	13.5	0.40	3.9	2.96	argilla-argilla limosa	10.20	=====		Plastica	.	.	0.76	2.57	70.4	145
9.0	9.9	0.16	2.3	2.93	limo argilloso-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.60	2.15	40.4	118
						10.60	=====								
14.1	15.2	0.33	2.6	2.82	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.85	2.27	70.9	142
20.3	21.4	0.57	3.1	2.74	limo argilloso-argilla limosa		=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.08	4.09	118.5	168
						11.00	=====								
25.0	26.0	0.53	2.3	2.60	sabbia limosa-limo sabbioso	11.10	=====		Sciolta	22.6	33.1	.	.	115.1	172
17.4	18.1	0.47	3.0	2.79	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.98	3.49	103.5	159
29.0	29.7	0.61	2.3	2.55	sabbia limosa-limo sabbioso	11.40	=====		Sciolta	26.9	33.8	.	.	132.4	181
16.3	16.6	0.37	2.6	2.78	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.93	3.40	82.3	152
22.7	22.8	0.54	2.8	2.69	limo argilloso-argilla limosa	11.60	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.16	4.21	122.3	172
						11.90	=====								
37.5	37.2	0.42	1.4	2.33	sabbia limosa-limo sabbioso		=====		Sciolta	34.3	34.9	.	.	133.4	178
						12.20	=====								
17.6	16.9	0.58	3.7	2.87	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.99	2.85	102.1	166
						13.00	=====								
20.6	19.2	0.65	3.6	2.82	limo argilloso-argilla limosa		=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.09	3.78	119.7	175
						13.20	=====								
13.7	12.5	0.35	3.1	2.93	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.83	2.23	82.5	148
24.6	22.6	0.50	2.3	2.64	limo argilloso-argilla limosa		=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.22	4.08	114.2	174
						13.60	=====								
44.6	41.1	0.41	1.1	2.23	sabbia limosa-limo sabbioso		=====		Mediamente Addensata	37.7	35.4	.	.	148.3	181
						14.10	=====								
16.3	14.0	0.36	2.6	2.84	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.94	2.64	82.9	154
						15.40	=====								
23.9	20.1	0.32	1.5	2.58	sabbia limosa-limo sabbioso	15.50	=====		Molto Sciolta	14.1	32.2	.	.	86.8	163
25.4	21.3	0.46	2.0	2.63	limo argilloso-argilla limosa		=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.24	3.47	107.2	174
						15.70	=====								
44.0	37.7	0.44	1.1	2.27	sabbia limosa-limo sabbioso		=====		Sciolta	34.8	35.0	.	.	145.2	187
58.5	50.3	0.40	0.7	2.07	sabbia limosa-limo sabbioso		=====		Mediamente Addensata	44.3	36.3	.	.	182.7	191
						16.40	=====								
78.6	67.2	0.28	0.4	1.83	sabbia-sabbia limosa		=====		Mediamente Addensata	53.9	37.6	.	.	238.2	190
						18.10	=====								
57.7	46.3	0.34	0.6	2.07	sabbia limosa-limo sabbioso		=====		Mediamente Addensata	41.6	36.0	.	.	178.0	189
						18.50	=====								
79.3	65.4	0.40	0.5	1.91	sabbia-sabbia limosa		=====		Mediamente Addensata	53.0	37.5	.	.	242.8	201
						18.70	=====								
139.6	121.6	0.52	0.4	1.61	sabbia-sabbia limosa		=====		Addensata	73.4	40.0	.	.	424.4	223

Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

29 novembre 2019
 Rabin angolo via Morini
 Massa Lombarda
 Massa Lombarda
 1.10



Vs30
160

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004 daN/cm²	ft	FT/Qnet daN/cm² %	lc	Litologia Robertson 1990 basato su Fr vs Qc1N	H m	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990 %	Angolo Attrito ψ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi daN/cm²	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi daN/cm²	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
						20.20								
22.1	15.0	0.44	2.3	2.76	limo argilloso-argilla limosa	20.40	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.14	2.55	100.1	170
16.6	10.7	0.38	3.0	2.96	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.95	1.72	95.5	162
						21.90	=====								
21.9	14.0	0.74	4.1	2.96	argilla-argilla limosa	22.10	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.14	2.22	126.6	191
16.7	10.3	0.53	4.0	3.05	argilla-argilla limosa	22.50	=====		Plastica	.	.	0.95	1.91	96.5	168
24.3	15.1	1.04	5.1	2.99	argilla-argilla limosa	23.40	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.21	2.18	138.4	206
24.3	14.8	0.78	3.8	2.92	limo argilloso-argilla limosa	23.90	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.21	2.55	141.1	197
22.1	13.1	0.79	4.4	3.00	argilla-argilla limosa	24.20	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.14	2.04	127.5	196
16.9	9.2	0.43	3.4	3.06	argilla-argilla limosa	27.20	=====		Plastica	.	.	0.96	1.58	98.6	168
52.2	34.1	0.38	1.3	2.43	sabbia limosa-limo sabbioso	27.30		Sciolta	31.5	34.6	.	.	180.9	222
162.3	130.3	0.45	0.3	1.52	sabbia-sabbia limosa	27.50		Addensata	75.7	40.0	.	.	489.8	227
230.8	206.1	0.63	0.3	1.33	sabbia-sabbia limosa	27.60		Molto addensata	>90	41.6	.	.	695.7	242
218.2	190.9	0.43	0.2	1.30	ghiaia-sabbia	27.70		Molto addensata	88.3	41.4	.	.	656.0	230
155.3	123.4	0.82	0.7	1.67	sabbia-sabbia limosa	27.80		Addensata	73.9	39.7	.	.	482.9	244
60.0	37.2	1.15	2.2	2.46	sabbia limosa-limo sabbioso	28.00		Sciolta	34.4	35.2	.	.	263.6	243
37.2	20.8	0.97	3.1	2.75	limo argilloso-argilla limosa	28.60	=====		Semi solida (Molto duro)	.	.	1.52	2.87	222.2	223
38.1	21.2	0.53	1.6	2.58	sabbia limosa-limo sabbioso	28.70		Sciolta	15.8	32.9	.	.	141.1	203
23.3	11.9	0.47	2.6	2.90	limo argilloso-argilla limosa	29.10	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.18	1.51	117.8	184
19.5	9.5	0.26	1.8	2.90	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	1.05	1.43	76.2	163

Allegato 2

Indagine tromografica

Comune di Massa Lombarda


(Provincia di Ravenna)

MISURA DIGITALE DEL RUMORE SISMICO

Via Rabin angolo via Morini

Committente: Dott.ssa Geol. Sara Bedeschi

Novembre, 2019

 **Società di
Geologia
Territoriale** S.G.T. sas.
di Van Zupphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



Misure digitali del rumore sismico HVSR

Per la valutazione dell'amplificazione sismica di risonanza del substrato di interesse e della Vs30 si è utilizzato il TROMINO, uno strumento in grado di misurare i microtremori.

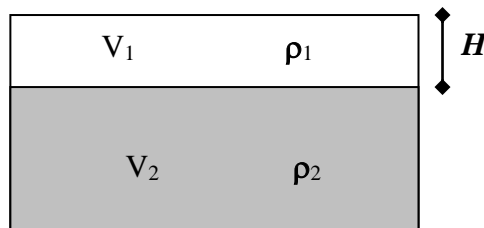
Il tremore sismico, comunemente definito "rumore sismico", esiste ovunque sulla superficie della terra. Esso è principalmente costituito da onde superficiali, ovvero da onde elastiche prodotte dall'interferenza costruttiva di onde P ed S che si propagano negli strati superficiali. Il rumore sismico è prodotto essenzialmente dal vento o dalle onde marine. A questo rumore di fondo, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie ecc.) e naturali. I microtremori sono solo in parte costituiti da onde di volume, P o S. In essi giocano un ruolo fondamentale le onde superficiali, che hanno velocità prossima a quella delle onde S, il che spiega la dipendenza di tutta la formulazione della velocità di queste ultime.

Dai primi studi di Kanai (1957) in poi, diversi metodi sono stati proposti per estrarre l'informazione relativa al sottosuolo da rumore sismico registrato in un sito. Tra questi, la tecnica che si è maggiormente consolidata nell'uso è quella dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V), proposta da Nogoschi e Igaraschi (1970). La tecnica è universalmente riconosciuta come efficace nel fornire stime affidabili della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo.

Le basi teoriche dell'H/V sono relativamente facili da comprendere in un mezzo del tipo strato + bedrock (o strato assimilabile al bedrock) in cui i parametri sono costanti in ciascuno strato. Considerando lo schema della figura sottostante in cui gli strati 1 e 2 si distinguono per le diverse densità (ρ_1 e ρ_2) e le diverse velocità delle onde sismiche (V_1 e V_2). Un'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizioni di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente (λ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore H del primo strato. La frequenza fondamentale di risonanza (f_r) dello strato 1 relativa alle onde S è pari a

$$f_r = \frac{V_{s1}}{4 * H}$$

Questo effetto è sommabile, anche se non in modo lineare e senza corrispondenza 1:1. Ciò significa che la curva H/V relativa ad un sistema a più strati contiene l'informazione relativa alle frequenze di risonanza (e quindi dello spessore) di ciascuno di essi, ma non è interpretabile semplicemente applicando la sopra riportata equazione.



L'inversione richiede l'analisi delle singole componenti e del rapporto H/V, che fornisce un'importante normalizzazione del segnale per a) in contenuto di frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

Un aspetto assai importante è che il rumore sismico agisce come sorgente di eccitazione per la risonanza del sottosuolo e degli edifici più o meno come una luce bianca diffusa illumina gli oggetti eccitando le lunghezze d'onda tipiche di ciascun oggetto e dandogli il suo tipico colore.

Questo risulta molto importante a livello ingegneristico perché se un edificio ha frequenze proprie di vibrazione uguali a quelle del substrato su cui è fondato, durante un sisma, si assiste al

fenomeno dell'accoppiamento delle vibrazioni. Questo effetto di amplificazione sismica produrrà un grande aumento della sollecitazione sugli edifici.

La calibrazione delle misure dei microtremori è stata eseguita in base alle indagini geognostiche eseguite sul sito di indagine ed ai dati reperiti sulla zona in esame.

La prova eseguita impiegando la suddetta metodologia dei microtremori ha evidenziato, utilizzando l'inversione H/V con il metodo proposto da Nakamura, secondo la teoria descritta da Aki (1964) e Ben-Menahem & Sing (1981), i seguenti valori della velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità:

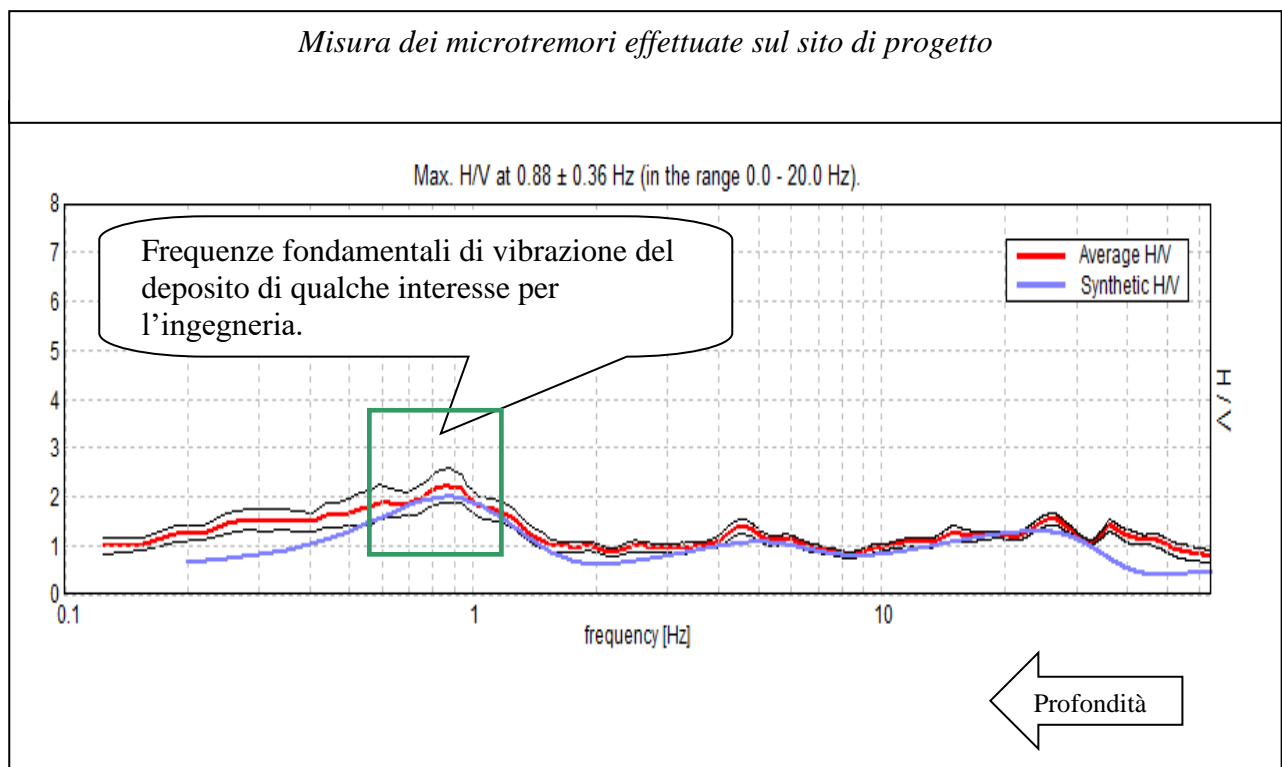
Valori di Vs30	
T 1	213 m/s

L'analisi delle frequenze fondamentali di amplificazione del sito evidenzia l'amplificazione di risonanza tipica del terreno e, di conseguenza, l'altezza critica degli edifici che in caso di sisma possono entrare in risonanza con il terreno.

Nel caso specifico è possibile individuare una frequenza tipica, significativa da un punto di vista dell'ingegneria, per il deposito esaminato

Frequenze e periodo di risonanza del deposito, significative per l'ingegneria		
	Frequenza	Periodo
T1	0.55÷1.21 Hz	1.8÷0.82 sec

La progettazione e le verifiche del modello sismico delle opere in progetto potranno essere utilmente confrontate con la frequenza fondamentale del sito indagato.



VALORI DI $V_{s,30}$ CARATTERISTICI DEL SITO: CATEGORIA DEL SUOLO

Il D.M. 17-01-2018, Norme tecniche per le costruzioni, stabilisce delle categorie del suolo ai fini di valutare l'amplificazione sismica del sito in esame.

Considerando la geologia della zona e facendo riferimento al suddetto D.M., in base alla velocità nei primi trenta metri di profondità del substrato indagato, ricavato dall'interpretazione delle misure HVSR, si può affermare che il sottosuolo del sito di interesse appartiene alla categoria **C**.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente a quelle definite per le categorie C o D, con spessore del substrato non superiore a 30 m.</i>

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dall'espressione

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$



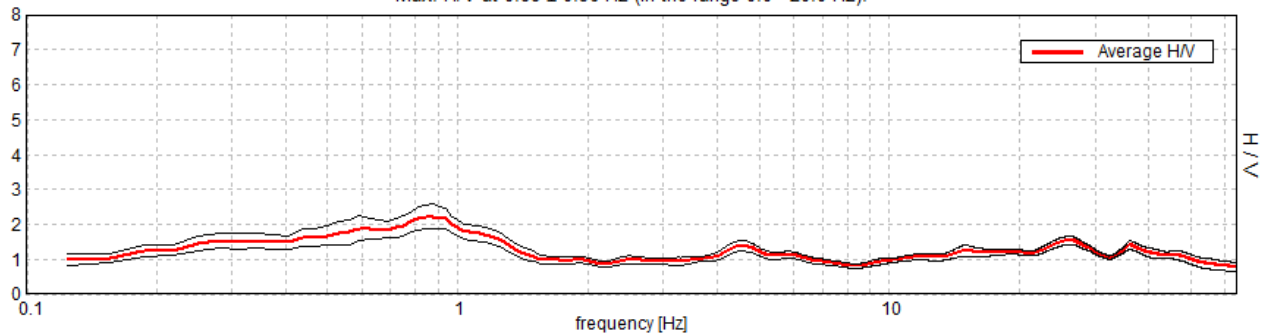
MASSALOMBARDA VIA RABIN ANG VIA MORINI, SARA BEDESCHI T1

Instrument: TEN-0017/01-07
 Data format: 16 byte
 Full scale [mV]: n.a.
 Start recording: 29/11/19 09:41:54 End recording: 29/11/19 10:01:55
 Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
 GPS data not available

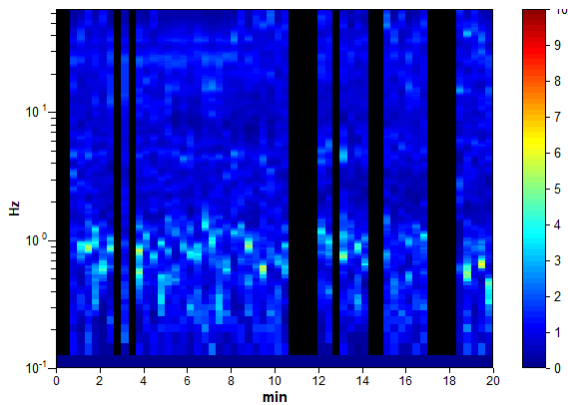
Trace length: 0h20'00". Analyzed 75% trace (manual window selection)
 Sampling rate: 128 Hz
 Window size: 20 s
 Smoothing type: Triangular window
 Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

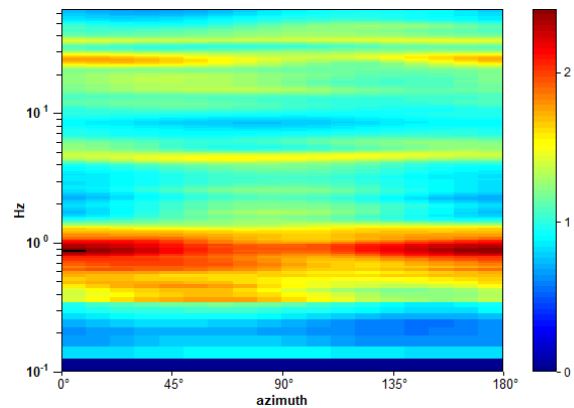
Max. H/V at 0.88 ± 0.36 Hz (in the range 0.0 - 20.0 Hz).



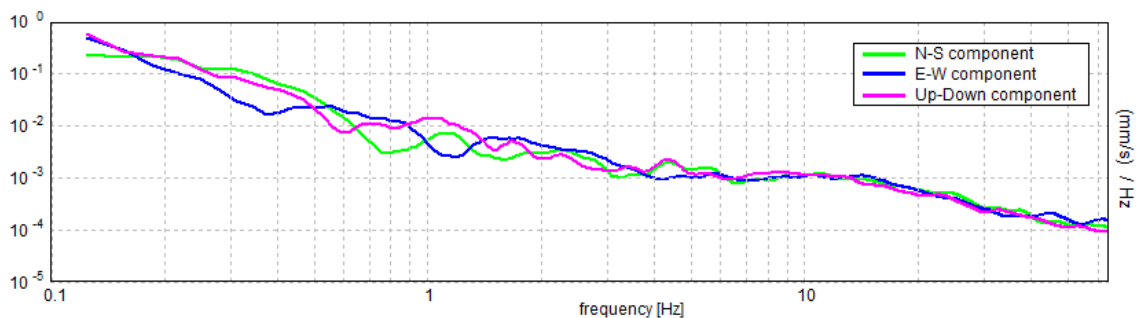
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V

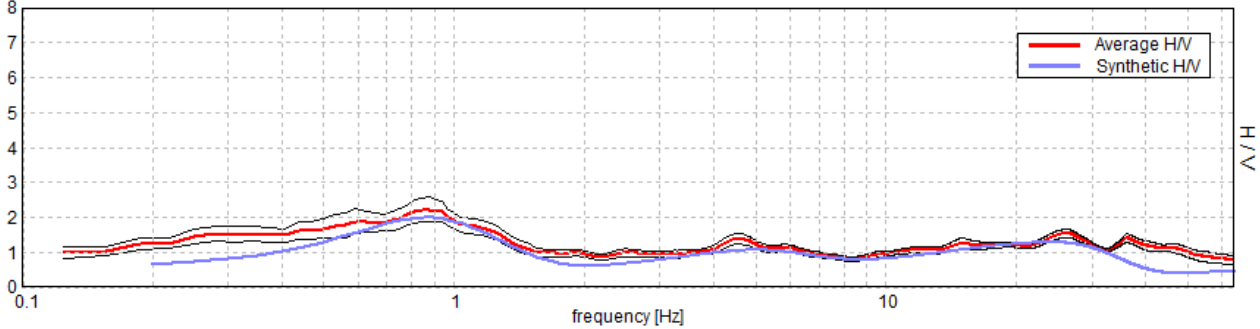


SINGLE COMPONENT SPECTRA



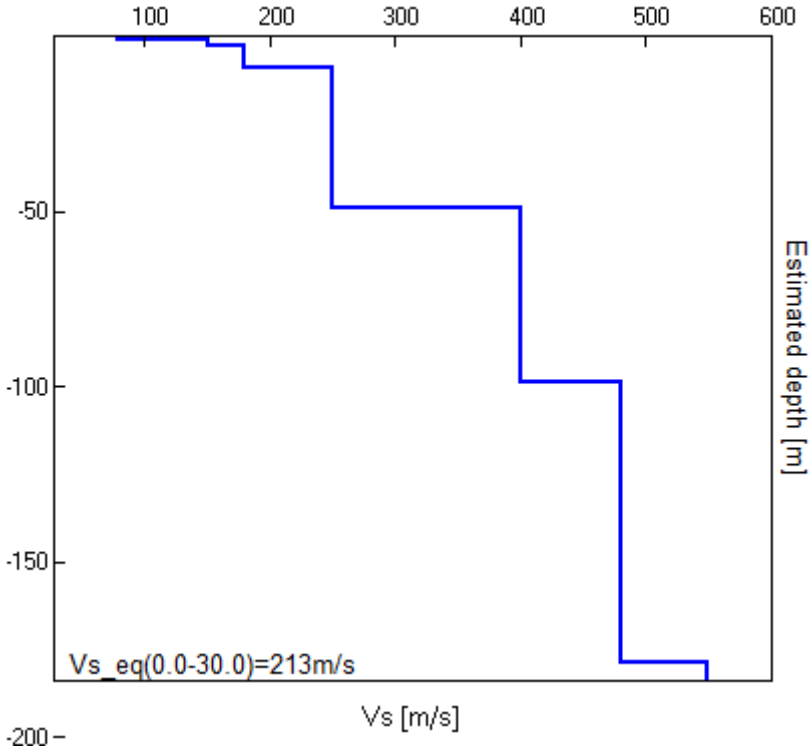
EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 0.88 ± 0.36 Hz (in the range 0.0 - 20.0 Hz).



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.70	0.70	78	0.35
2.70	2.00	150	0.40
8.70	6.00	180	0.40
48.70	40.00	250	0.40
98.70	50.00	400	0.40
178.70	80.00	480	0.40
inf.	inf.	550	0.40

$Vs_{eq}(0.0-30.0)=213m/s$



[According to the SESAME, 2005 guidelines. Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.]

Max. H/V at 0.88 ± 0.36 Hz (in the range 0.0 - 20.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.88 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$787.5 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 43 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.5 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.23 > 2$	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.41205 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.36054 < 0.13125$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.3543 < 2.0$	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$

Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20