

Committente: **COMUNE DI RIMINI**

Comune: **Rimini**

RELAZIONE GEOLOGICA E DI MICROZONAZIONE DI SISMICA DI III ° LIVELLO
DI APPROFONDIMENTO PER AREE SOGGETTE A POTENZIALE LIQUEFAZIONE
RELATIVAMENTE ALLA VARIANTE URBANISTICA PER LA REALIZZAZIONE DI
SOTTOPASSAGGIO CARRABILE ALLA LINEA FERROVIARIA RIMINI -RAVENNA,
SITO IN LOCALITÀ VISERBA, COMUNE DI RIMINI.

Rimini, dicembre 2016
Rif. 2249



Dott. Geol. ALESSANDRO MERLI

I N D I C E

1	PREMESSA	pag. 2
2	ANALISI GEOLOGICA	pag. 3
	2.1. Inquadramento geotettonico	pag. 3
	2.2. Modello geologico dell'area	pag. 4
	2.3. geomorfologia e stratigrafia	pag. 9
	2.4. Idrografia e idrogeologia	pag.10
3	INDAGINE GEOGNOSTICA E GEOFISICA	pag.11
	3.1 Considerazioni generali	pag.11
	3.2 Prova penetrometriche statiche CPTu	pag.11
	3.3 Prove di laboratorio	pag.11
4	INDAGINI GEOFISICHE	pag. 12
	4.1 Generalità	pag. 12
	4.2 Indagine di sismica attiva - MASW	pag. 12
	4.3. Prove HVSR	pag. 13
	4.3.1 Elaborati e risultati	pag. 13
	4.4 Risultanze indagini geofisiche	pag. 16
5	LITOLOGIA E CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE	pag. 16
6	TUTELA ASSETTI IDROGEOLOGICI	pag. 18
7	VALUTAZIONI DI MICROZONAZIONE SISMICA	pag. 19
	7.1 Premesse normative	pag. 19
	7.2 Verifiche e valutazioni di microzonazione sismica	pag. 20
8	STUDIO DI MICROZONAZIONE SISMICA	pag. 22
9	VALUTAZIONE DEI FATTORI DI AMPLIFICAZIONE SISMICA	pag. 23
10	ANALISI DI TERZO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO	pag. 25
	10.1 Verifica dei casi in cui si può escludere fenomeni di liquefazione	pag. 25
	10.2 Eventi sismici attesi	pag. 25
	10.3 Magnitudo e Accelerazione massima attesa	pag. 31
	10.4 Resistenza alla penetrazione e Distribuzione granulometrica	pag. 32
	10.5 Profondità della falda	pag. 32
11	STIMA DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE	pag. 32
12	CALCOLO DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	pag. 33
13	EDIFICABILITA' DELL'AREA E CONCLUSIONI	pag. 40

ALLEGATI NEL TESTO

- ALLEGATO N. 1 - Inquadramento geografico - corografia
- ALLEGATO N. 2 – Indagini di archivio
- ALLEGATO N. 3 - Planimetria con ubicazione campagna geognostica e geofisica
- ALLEGATO N. 4 - Prove geognostiche
- ALLEGATO N. 5 - Prove di laboratorio
- ALLEGATO N. 6 - Prove geofisiche
- ALLEGATO N. 7 – Stralcio Tavola PSC.1.3.1a - Comune di Rimini
- ALLEGATO N. 8 - Stralcio Tavola PSC.1.3.2 a - Comune di Rimini
- ALLEGATO N. 9 – Diagramma di suscettibilità alla liquefazione
- ALLEGATO N. 10 – Verifiche di calcolo della potenziale liquefacibilità
- ALLEGATO N. 11 – Stima delle manifestazioni superficiali dei fenomeni di liquefazione
- ALLEGATO N. 12 – Carte del potenziale di liquefazione e dei cedimenti sismici attesi

1 PREMESSA

Su incarico dell'Amministrazione Comunale di Rimini è stato predisposto il presente studio geologico e di microzonazione sismica di III° livello di approfondimento per aree soggette a potenziale liquefazione/densificazione relativamente alla variante urbanistica per la realizzazione di sottopassaggio carrabile alla linea ferroviaria Rimini-Ravenna, sito in località Viserba, facente parte del "Progetto per la riqualificazione urbana e ambientale e il recupero delle vocazioni identitarie dei luoghi dell'area turistica di Rimini nord".

Lo studio, condotto a supporto di specifica variante urbanistica, è stato eseguito ai sensi della Circolare della Giunta Regione Emilia-Romagna (Dipartimento Ambiente – Territorio – Trasporti) prot. N. 1288 del 11/02/83 "*Indicazioni metodologiche sulle indagini geologiche da produrre a corredo dei Piani Urbanistici Comunali*", nonché seguendo quanto previsto nella nota della Provincia di Rimini – Servizio Pianificazione Territoriale e Urbanistica - Ufficio Difesa del Suolo, del 27/02/08 prot. n. 9426 "*Analisi geologiche di supporto alla pianificazione urbanistica (P.P. e P.U.A.)*".

L'approfondimento di III° livello di approfondimento per la liquefazione si rende necessario quale conseguenza delle valutazioni di microzonazione sismica riportate in Tav. 1.3.1a del PSC del Comune di Rimini che hanno individuato la necessità di procedere ad uno studio di microzonazione sismica come *terzo livello di approfondimento - analisi approfondita* di cui al punto a) del punto 4.2 della delibera dell'Assemblea Legislativa progr. N° 112 del 2 maggio 2007 – "*Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica*".

Tali indirizzi regionali sono stati recentemente aggiornati dalla DGR 2193/2015 del 21-12-2015, in base al documento: "Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000 – Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio", in merito a "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", pertanto lo studio di III Livello è stato redatto in ottemperanza a tali recenti indicazioni normative utilizzando i valori forniti secondo l'approccio tabellare così come previsto nell'allegato A3, punto A della DGR 2193/2015

Inoltre considerato che nel Comune di Rimini sono già stati condotti studi di microzonazione sismica di II° livello di approfondimento, per cui sono stati definiti specifici fattori di amplificazione, al fine di determinare il picco di accelerazione massima in superficie a_{max} (PGA), sono stati eseguiti valutazioni di microzonazione sismica in merito allo studio di terzo livello, facendo riferimento anche in questo caso ai relativi approcci tabellari nonché basati sull'esito dello studio comunale.

L'area di studio è compresa nell'Elemento 114 (Viserbella) del Foglio 256 (RIMINI) della Carta Tecnica Regione Emilia Romagna (allegato n. 1).

Il lavoro è stato articolato nelle seguenti fasi:

- rilevamento geolitologico, geomorfologico e delle condizioni idrogeologiche;
- ricostruzione del modello geologico e geofisico generale del sito attraverso il materiale bibliografico (sezioni geologiche e prove geognostiche della pianura emiliano romagnola a cura del Servizio geologico e sismico dei suoli della Regione Emilia Romagna) e studi precedenti effettuati in sito adiacente dal Comune di Rimini per la microzonazione sismica relativa al PSC;
- valutazione delle caratteristiche geomorfologiche, geolitologiche, idrogeologiche e geomeccaniche dell'area;
- esecuzione di n. 2 prove penetrometriche statiche con piezocono CPTu;
- esecuzione di n. 1 prove di laboratorio terre su campione prelevato in sito;
- esecuzione di n. 1 prova geofisica in array di sismica attiva MASW;
- esecuzione di n. 1 prova HVSR
- utilizzo a scopo correlativo di n. 2 prove penetrometriche e n. 2 prove di laboratorio terre eseguite in aree limitrofe e realizzate dal Comune di Rimini;

- Utilizzo a scopo correlativo di n. 2 sondaggi a rotazione a carotaggio continuo eseguiti nelle vicinanze dal Comune di Rimini e disponibile tramite WebGis del Servizio Geologico della Regione Emilia Romagna;
- correlazione delle prove effettuate con altre realizzate per altri studi in aree limitrofe;
- individuazione delle caratteristiche di edificabilità dell'area e delle eventuali problematiche connesse;
- valutazione del rischio sismico e degli effetti di sito attraverso l'analisi di microzonazione sismica di III° livello di approfondimento per gli effetti della liquefazione.
- indicazioni progettuali generali per le opere in progetto.

Pertanto il presente studio è finalizzato sia alla valutazione complessiva da parte della Provincia di Rimini ai sensi dell'art. 5 della L.R. 19/08 della compatibilità dello strumento urbanistico con gli elementi di pericolosità geologica locale che, al pari di tutti gli atti di pianificazione urbanistica, che alla riduzione del rischio sismico, così come specificato nell'art. 2, comma 4, dell'allegato alla L.R. 20/2000.

La presente relazione geologica si avvale della campagna geognostica con prove in sito per la ricostruzione del modello geologico unitamente alle indagini geognostiche pubblicate nel sito della cartografia geologica del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna, (<http://geo.regione.emilia-romagna.it>). Essa potrà costituire un utile riferimento per nell'inquadrare i problemi e di conseguenza di ausilio alle successive fasi di indagine e progettazione delle opere.

2 ANALISI GEOLOGICA

2.1 Inquadramento geotettonico

Il bordo appenninico esterno e l'attuale fascia costiera sono il prodotto del sistema ad embrici e accavallamenti che regola il sollevamento e lo sviluppo della catena appenninica.

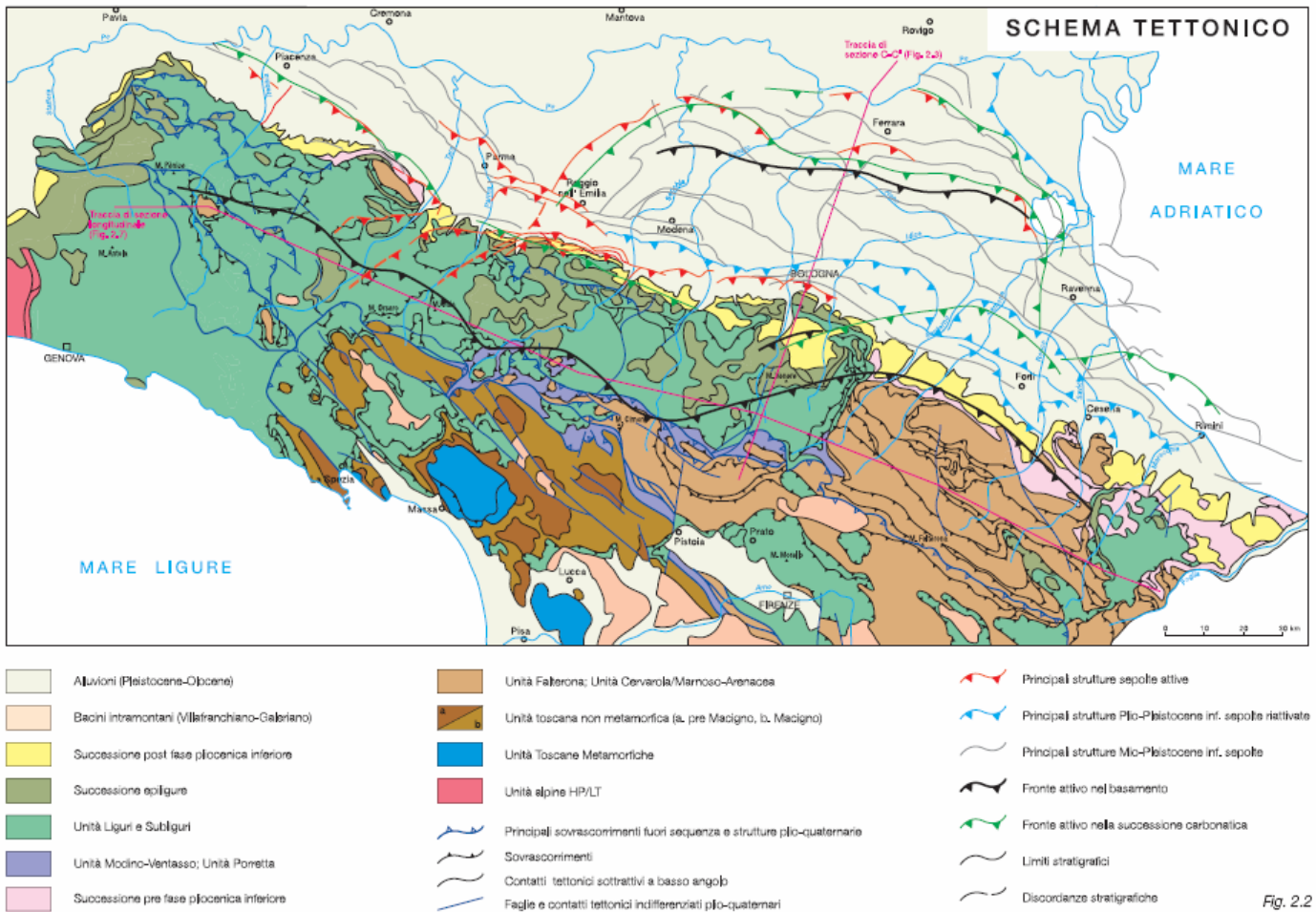
Secondo le recenti ricerche dell'AGIP (Pieri e Groppi, 1981) la Pianura Padana meridionale costituisce una stretta fascia allungata parallelamente ai rilievi del bordo appenninico entro cui si è verificato un consistente accumulo di depositi soprattutto neogenici.

La presenza di strutture tettoniche sepolte drappeggiate ed annegate da tali depositi, storicamente ipotizzata, è stata accertata attraverso la realizzazione di "sezioni sismiche".

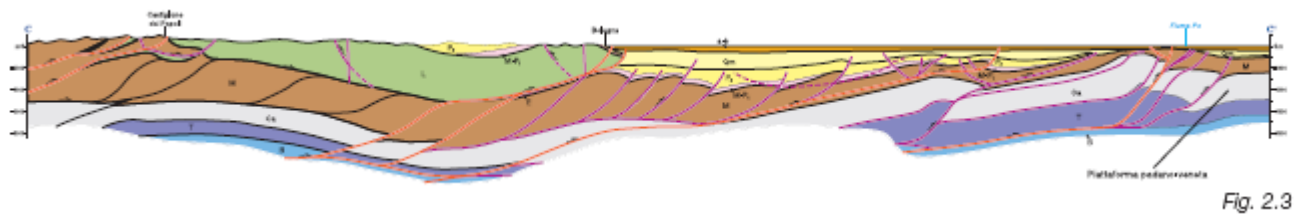
Lungo il bordo appenninico esterno e la fascia di pianura antistante gli elementi strutturali accatastati vengono a formare un prisma di accrezione che per la complessa interferenza tra l'attività tettonica e quella sedimentaria assume i caratteri di una pronunciata fossa tettonica (Scandone, 1980) denominata "Avanfossa appenninico-adriatica" (Ori, Roveri e Vannoni, 1986).

L'intrecciarsi di complessi meccanismi sedimentari e tettonici hanno dato luogo alla formazione di bacini alla fronte e sulla parte retrostante degli accavallamenti traslando con essi all'interno della avanfossa.

Il risultato finale è quello di un consistente impilamento di sedimenti caratteristici della successione sedimentaria plio-peistocenica della zona di studio.



Schema tettonico Appennino Settentrionale - Carta sismotettonica della Regione Emilia Romagna (Servizio Geologico, 2004)



Sezione schematica Appennino Settentrionale - Carta sismotettonica della Regione Emilia Romagna (Servizio Geologico, 2004)

2.2 Modello geologico dell'area

Il D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche sulle costruzioni) entrato in vigore dal 01/07/2009 nella progettazione geotecnica (capitolo n. 6) introduce il concetto di modello geologico. Una ricostruzione del modello geologico generale dell'area è possibile attraverso il rilievo geologico - morfologico di superficie e la consultazione della carta geologica e delle sezioni geologiche profonde a cura del Servizio Geologico Regione Emilia Romagna.

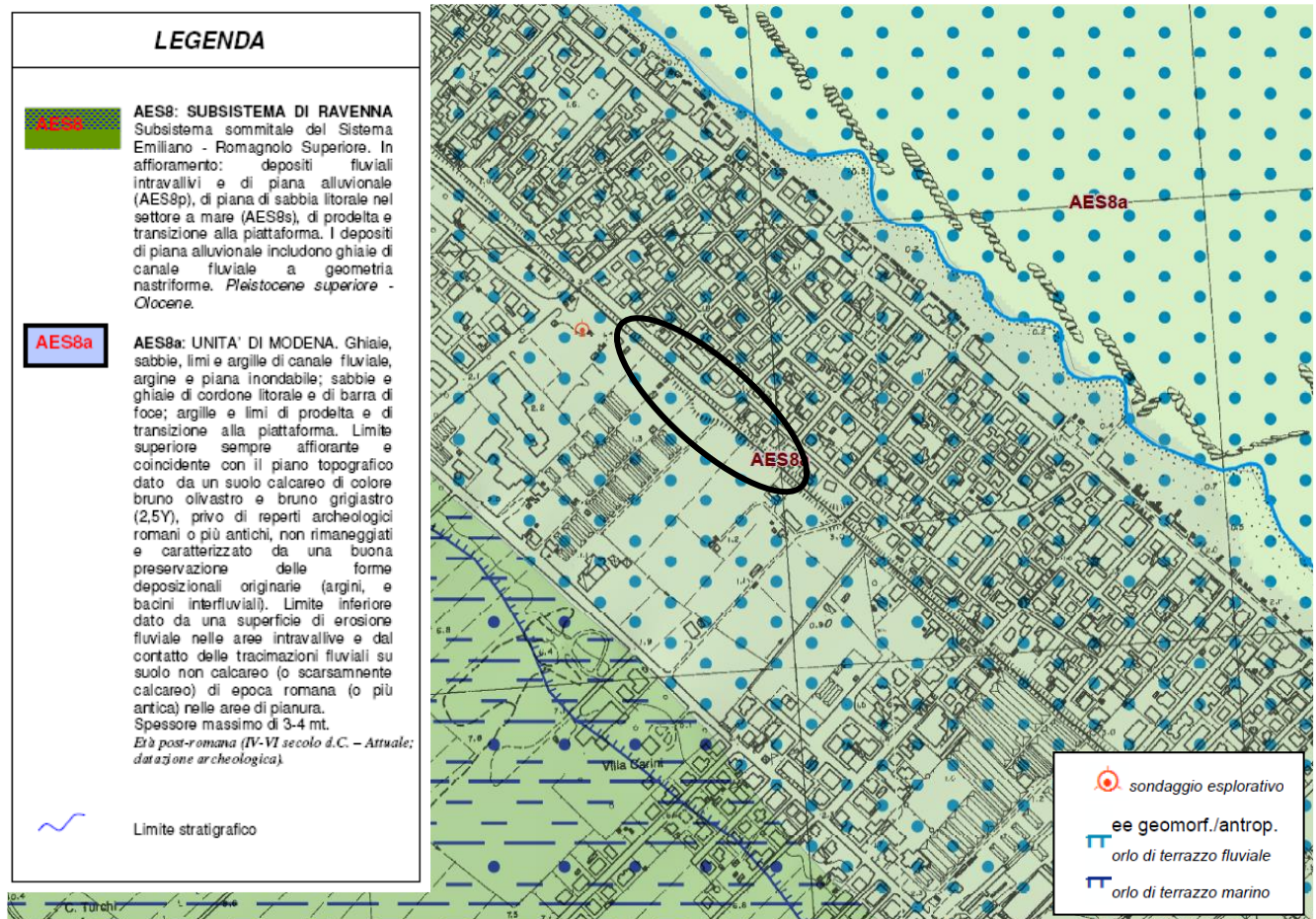
L'area ricade in un settore compreso tra la fascia costiera e i primi rilievi collinari pliocenici dell'entroterra romagnolo.

Una ricostruzione del modello geologico è possibile attraverso la consultazione da WebGis della Carta Geologica e della Carta delle Sezioni Geologiche e Prove Geognostiche della Pianura Emiliano Romagnola, consultando le sezioni geologiche profonde sviluppate nell'ambito del progetto CARG.

Dal punto di vista geologico l'area d'indagine ricade nel territorio di affioramento della formazione quaternaria denominata "a4s" (sabbie e ghiaie delle spiagge attuali) della Carta Geologica d'Italia.

Nella Carta Geologica, redatta dalla Regione Emilia Romagna Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli, i depositi superficiali costieri dell'Unità di Modena "AES8a" ed depositi alluvionali immediatamente sottostanti sono ascrivibili al "SUBSISTEMA DI RAVENNA – AES8", mentre a maggiori profondità si riscontrano depositi alluvionali di competenza del "Subsintema di villa Verucchio" – AES7 e del "Subsintema di Bazzano" - AES6":

CARTOGRAFIA GEOLOGICA R.E.R.



Sulla base delle prove penetrometriche realizzate e dei sondaggi di correlazione si conferma l'assetto generale secondo cui i terreni presenti sono costituiti più in superficie da sabbie, sabbie limose e limi di origine marina e mista (continentale e litorale); più in profondità sono presenti limi argillosi e argille limose di deposizione alluvionale sino a raggiungere, alla profondità media di 17.0 mt dal p.c. (16.2-18.3 mt da p.c.), ad un livello di ghiaie di spessore presumibilmente da metrico a decametrico come desumibile da sondaggi profondi e dalle prove geognostiche effettuati in aree vicine e consultabili dal sito web regionale del servizio geologico RER (per ubicazione e log stratigrafici vedi all. 1 e 2).

Sulla base dei dati geologici e stratigrafici generali a disposizione, al disotto di tale orizzonte ghiaioso sabbioso, risulta proseguire la sequenza deposizionale alluvionale propria della conoide del fiume Marecchia sino al contatto con la formazione marina basale delle Sabbie di Imola (IMO), ipotizzabile in loco ad una profondità di circa 230-240 mt.

Al di sotto dell'Unità di Modena, che costituisce i depositi alluvionali e di transizione recenti ed attuali, si rinviene il Sintema Emiliano-Romagnolo (AES - Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore) che viene qui di seguito descritto:

In affioramento comprende depositi alluvionali, deltizi, litorali e marini. Nel sottosuolo della pianura è costituito da una successione di cicli trasgressivi-regressivi formati da argille, limi, sabbie e ghiaie di ambienti alluvionale e limitatamente al settore costiero, da sabbie litorali.

In affioramento e nel sottosuolo prossimale alla catena il limite inferiore è erosivo e discordante sui depositi marini del Gruppo del Santerno. Nel sottosuolo della pianura il limite è per discordanza angolare con AEI (Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore). Sintema parzialmente suddiviso in subsintemi (AES8, AES7 ed AES6) limitati, in affioramento, dalle principali scarpate di terrazzo fluviale e paleosuoli e, nel sottosuolo della pianura, da bruschi contatti fra depositi trasgressivi marino-marginali e palustri su depositi di conoide e di piana alluvionale. I depositi fini di tracimazione fluviale dei terrazzi del margine appenninico non sono differenziati in subsintemi. Nel sottosuolo presso lo sbocco vallivo del F. Marecchia i depositi grossolani di conoide si amalgamano fra loro ed i singoli subsintemi non sono più separabili. Nel sottosuolo della pianura alluvionale sono presenti 2 cicli deposizionali inferiori che non hanno corrispettivi in affioramento e perciò non sono stati formalizzati. Spessore massimo circa 200mt (sottosuolo della pianura). **Età: Pleistocene medio-Olocene.**

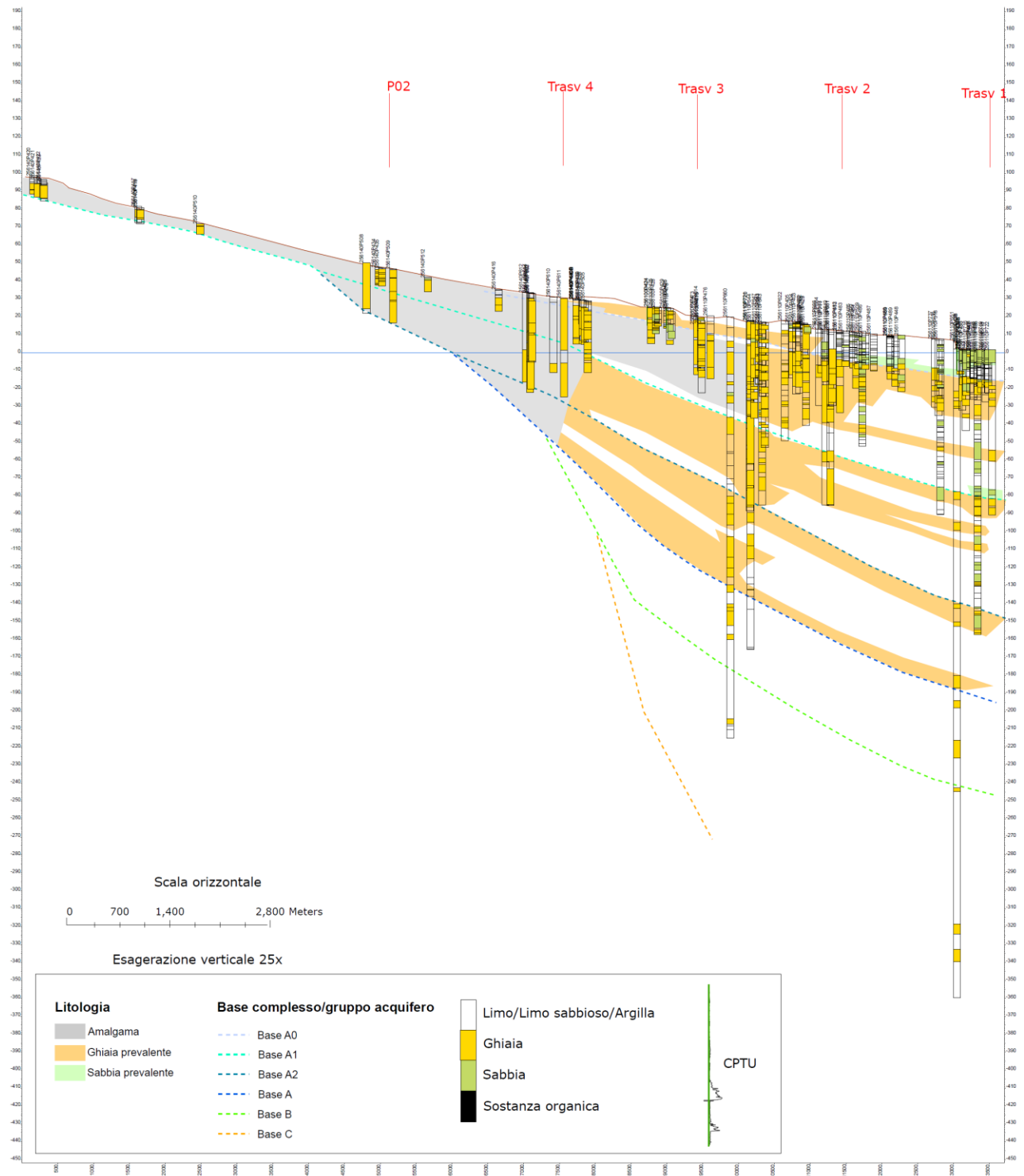
In particolare i dati di correlazione disponibili a pochissima distanza dal sito di intervento, oltre a quelli ricavati in sito dalla campagna geognostica, sono una sezione geologica profonda perpendicolare alla costa (vedi sotto per ubicazione), denominata sez. n. 148 (realizzata nell'ambito degli studi sulla conoide del Fiume Marecchia RER) distante circa 100 mt a sud est, ed una parallela alla linea di costa, circa in corrispondenza al margine NE dell'area in studio, denominata n. 059, in loco profonda circa 230 mt. In prossimità della zona d'intervento, circa 200 mt a NW, è consultabile altresì il sondaggio profondo RER 256110P508 (in sez. 059 denominato "256-S3 Viserba") che in loco raggiunge la profondità di circa 150 mt.

Indagini geognostiche "dirette" (sondaggi meccanici per pozzi e carotaggi) ed "indirette" (penetrometrie) di riferimento eseguite in corrispondenza ed in prossimità delle aree di intervento (sia in occasione della presente indagine che degli studi precedenti richiamati in premessa) confermano l'assetto generale riscontrabile dalle sezioni profonde sotto riportate.

PLANIMETRIA SEZIONI E SONDAGGI PROFONDI R.E.R.

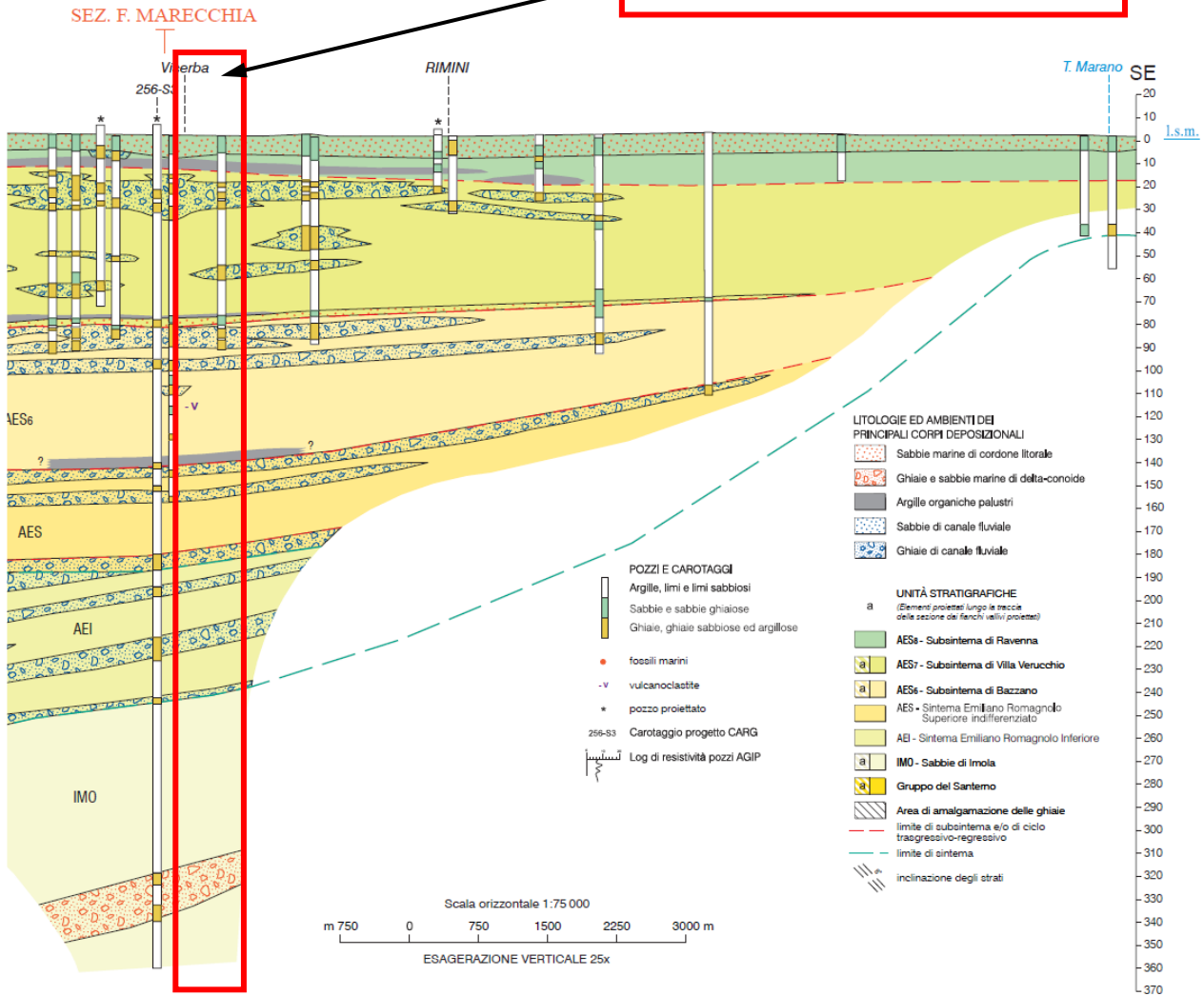


SEZ. 148

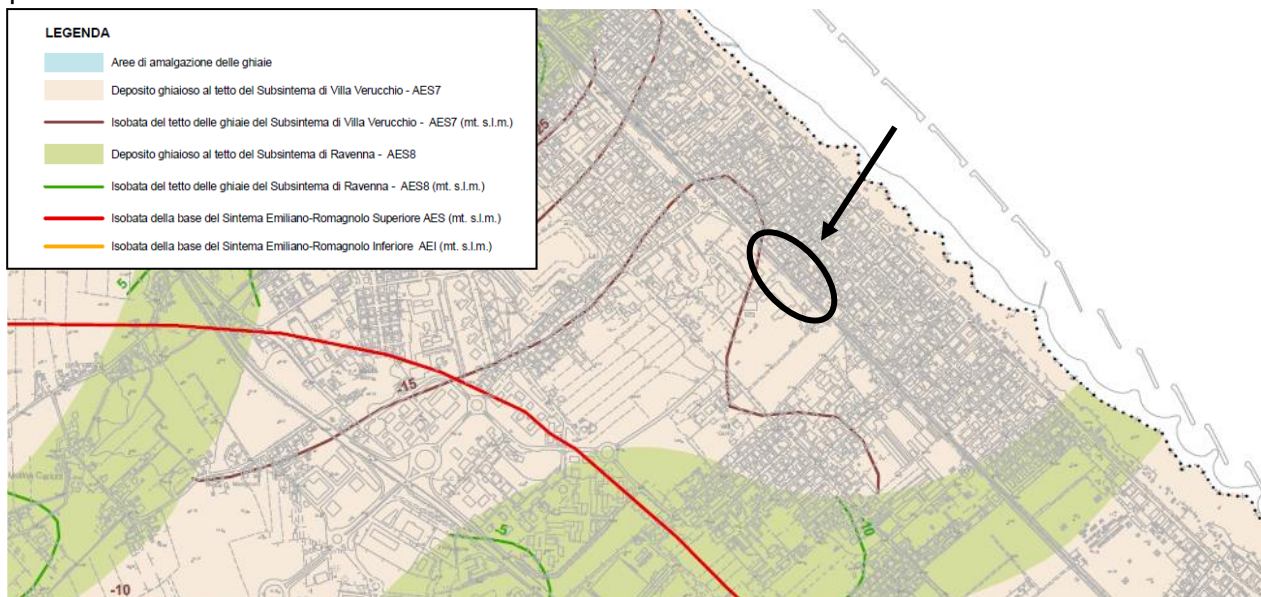


SEZ. 059

Proiezione area in studio



Inoltre sia il tetto delle ghiaie del subsistema AES7 che la presenza del substrato plio – pleistocenico a elevate profondità (fra 200 e 250 mt da p.c.) risulta conforme con quanto illustrato nella “Carta delle Isobate delle Coperture” (tavola B11.a) allegata al PSC di Rimini qui di seguito riportata in stralcio.



Il modello geologico è, quindi, quello di uno spessore di circa 230-240 mt di sedimenti depositi in ambiente litorale e dominio continentale in giacitura suborizzontale al di sopra dei terreni di origine marina (in discordanza angolare per superficie erosiva) che rappresentano il substrato e costituiscono le strutture tettoniche sepolte legate all'orogenesi appenninica.

L'indagine geognostica, unitamente al raffronto con i sondaggi prossimi all'area in studio ed alle sezioni geologiche profonde sviluppate in prossimità del sito dalla Regione Emilia Romagna, ha così consentito di definire il quadro stratigrafico dell'area in esame.

2.3 Geomorfologia e stratigrafia

L'area in studio, oggetto di sottopasso ferroviario, è ubicata in prossimità della fascia costiera a circa 290 ml di distanza a sud ovest dall'attuale linea di costa e posta a cavallo dell'asse ferroviario Rimini-Ravenna, in cui il tracciato si sviluppa su zone in cui la quota altimetrica media del piano campagna è variabile da circa 2.0 a 2.7 mt rispetto al livello marino medio di riferimento.

L'aspetto morfologico dell'area è quello subpianeggiante tipico delle fasce costiere basse, originato dall'interazione tra ambiente continentale (alluvionale) e marino (litorale), in prossimità della chiusura a becco di flauto (pinch out) fra i depositi costieri e quelli prettamente alluvionali delimitati dalla scarpata della paleofalesia.

L'estensione lineare del tratto costiero consente un'azione piuttosto regolare da parte delle correnti litorali e la formazione di una fascia sabbiosa estesa anche a distanza dalle foci fluviali che costituiscono le fonti di alimentazione per lo sviluppo del sistema deposizionale litorale.

Spostandosi verso l'entroterra, ad una distanza media di circa 260 ml a monte dell'area in studio, vi è il piede del gradino morfologico di paleofalesia con un innalzamento topografico di alcuni metri. Tale salto di pendenza, determina un terrazzamento costiero subparallelo alla linea di costa attuale, a tratti più o meno marcato e/o antropizzato, linearmente esteso dal Comune di Cattolica (a S.E.) fino a quello di Igea Marina (a N.O.) se si eccettua l'interruzione centrale da parte del cono alluvionale del Fiume Marecchia.

La falesia, composta da depositi limo-argillosi recenti, rappresenta il limite tra la pianura alluvionale a S.O. ed il prisma sedimentario sabbioso litorale a N.E. riferibile alla trasgressione Flandriana (Olocene) successiva all'ultima glaciazione (Wurm). La scarpata rappresenta il prodotto dell'azione erosiva del mare durante la fase di massima ingressione verificatasi circa 5.000 anni fa (Veggiani, "La linea di spiaggia"). Successivamente le variazioni oloceniche del livello marino hanno portato la linea di riva a lambire più volte la falesia.

Le caratteristiche sedimentarie dei terreni nel primo sottosuolo nell'area di interesse indica una dominanza di processi deposizionali costieri (ambiente litorale) a scapito dei processi alluvionali. I terreni costituenti la stratigrafia sono costituiti da sabbie, sabbie limose di origine marina e mista (continentale e marina); più in profondità da argille e limi di deposizione alluvionale.

La serie marina che ricopre in contatto discordante quella alluvionale (trasgressione Flandriana) è costituita da sabbie medie o medio-fini, generalmente ben classate, con laminazione a basso angolo cuneiforme o concavo - convessa, talora evidenziata da allineamenti di livelli di frustoli vegetali. Localmente si possono rinvenire alternanze sabbioso-limose e limo-argillose, che denunciano un'elaborazione incompleta dei sedimenti di apporto alluvionale da parte del moto ondoso. Le strutture sedimentarie rivelano una situazione di media-elevata energia deposizionale, in ambienti di mare basso o litorale dominati dal moto ondoso e/o da correnti lungo costa. La presenza occasionale di ghiaie in livelli organizzati e con ciottoli ben arrotondati, denota sia la vicinanza di fonti d'apporto grossolano, sia elaborazione da parte delle correnti costiere e del moto ondoso.

Data la morfologia pianeggiante non si rinviene alcuna evidenza di fenomeni gravitativi.

2.4 Idrografia e idrogeologia

La rete idrografica di superficie è costituita da una serie di fossi, di scoli e piccoli corsi d'acqua con bacino idrografico in genere modesto e per lo più tombinati che si riversano direttamente in mare. Uno di questi, lo Scolo Sortie - Canale dei Molini, scorre a circa 750 ml di distanza a nord ovest; inoltre vi sono dei piccoli fossi di interesse locale (scoline) interpoderali che scorrono nell'area di imposta del futuro edificio scolastico. La peculiarità di tali corsi d'acqua è quella di avere un bacino idrologico limitato e quindi un regime di deflusso variabile: portata quasi assente nella stagione secca, massima durante e successivamente a periodi di intensa piovosità.

Le acque meteoriche defluiscono attraverso la rete fognaria al corso d'acqua suddetto e, talora, direttamente al mare.

Dal punto di vista idrogeologico l'area in studio ricade nel territorio freatico di influenza del Fiume Marecchia. La carta delle isofreatiche della falda acquifera superficiale (Zaghini M, 1993; quaderno del Circondario di Rimini n. 4) riporta un asse drenante lungo il Canale dei Molini.

L'idrografia superficiale riveste una importanza ormai trascurabile rispetto alla regimazione antropica delle acque superficiali, costituita da una rete fognaria sotterranea che convoglia le acque meteoriche al corso d'acqua suddetto e, talora, direttamente al mare.

Dal punto di vista idrogeologico le sabbie litorali del primo sottosuolo possiedono generalmente buone capacità drenanti: permeabilità orizzontale da media ad elevata ($K_h = 10E-3 - 10E-5$ mt/sec) e discreta porosità efficace (10% - 15%) mentre i limi argillosi sottostanti sono classificabili come semipermeabili ($K_h = 10E-6 - 10E-9$ mt/sec) o, a tratti, anche impermeabili.

I terreni superficiali sabbiosi, dotati di discreta permeabilità, rappresentano un acquifero sede di falda con livello freatico caratterizzato da oscillazioni contenute anche in virtù della vicinanza con la linea di costa.

All'epoca in cui è stata effettuata la campagna geognostica (dicembre 2016) si è riscontrata la presenza della falda più superficiale ad una profondità compresa tra ml -1.20 (Cptu2) e -0.8 (Cptu1) dal piano campagna considerando che, in assenza di rilievo topografico di dettaglio, fra le prove sembra esservi una differenza di quota per cui Cptu1 risulta ad una quota maggiore di circa 50-70 cm.

Dai sopralluoghi eseguiti, da studi eseguiti in aree limitrofe nonché da informazioni bibliografiche e storiche, in aree vicine talora si sono rilevate piccole pozze d'acqua "sorgive" localizzata ad una quota leggermente superiore a quella della superficie freatica potenzialmente imputabili a lievi depressioni locali e/o a segni di salienza artesiani per una possibile connessione con falde immediatamente sottostanti a quella superficiale.

In sintesi da questi dati nonché in base alla raccolta di testimonianze storiche e alla conoscenza idrogeologica locale derivata da una serie di indagini effettuate sul territorio limitrofo, per le aree oggetto di studio si può ragionevolmente ipotizzare un massimo innalzamento stagionale "medio" dell'acqua a ml -1.0 dal piano campagna adiacente attuale, con temporanee risalite locali sino a -0.5/0.7 ml in caso di precipitazioni intense e prolungate congiuntamente a fenomeni di consistente e prolungato innalzamento di marea.

Tuttavia occorre considerare come tale dato possieda un certo margine di incertezza trattandosi di valutazioni non suffragabili direttamente visto anche il breve periodo di osservazione entro i fori di sondaggio, unico dato a disposizione per la presente indagine, in rapporto alla velocità di filtrazione, alle oscillazioni stagionali e ai cicli meteorologici pluriennali.

In ogni caso andranno fatte le debite valutazioni in funzione delle quote di progetto in relazione ai diversi assetti morfologici e planoaltimetrici locali all'interno dell'area.

La progettazione delle reti di drenaggio e fognatura dovrà essere dimensionata in base a dati pluviometrici riferiti ad un adeguato lasso temporale ed elaborati statisticamente onde ad addivenire a curve/equazioni di possibilità pluviometrica per piogge di breve durata (da 15 a 45 min) e superiore all'ora (da uno a 24 ore), nonché relative a differenti tempi di ritorno in virtù delle caratteristiche e importanza dell'opera.

3 INDAGINE GEOGNOSTICA E GEOFISICA

3.1 Considerazioni generali

La campagna geognostica di riferimento si articola nell'esecuzione di n. 2 prove penetrometriche statiche CPTu spinte sino a profondità max di 18,3 mt dal p.c. e n. 1 prova di laboratorio con analisi granulometrica, nonché tramite l'utilizzo a scopo correlativo di n. 1 sondaggio a carotaggio continuo profondo R.E.R. e n. 2 CPT con punta meccanica, complete di prova di laboratorio sulle sabbie superficiali, realizzati dall'Ufficio Geologico del Comune di Rimini.

In corrispondenza dell'area di intervento è stato altresì prelevato un campione di sabbia ed analizzato in laboratorio terre.

L'ubicazione delle prove effettuate nell'area di studio e quelle utilizzate per correlazione è riportata in allegato n. 1 e 3.

L'indagine geognostica realizzata, unitamente ai sondaggi geognostici ed alle prove di laboratorio (esistenti e di nuova realizzazione), hanno consentito di definire il quadro litostratigrafico e geomeccanico dell'area in esame.

3.2 Prova penetrometriche statiche – CPTu

L'esecuzione di n. 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono hanno fornito una valutazione estensiva delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni dell'area in studio.

Le prove eseguite con l'ausilio di penetrometro statico tipo "PAGANI" si spingono fino alla profondità massima di -18.3 ml dal piano campagna rilevando, in maniera continua (ogni cm), i valori di resistenza di punta "Rp" e resistenza di attrito laterale locale "Rl" (vedi allegato 4). Il sistema all'occorrenza acquisisce inoltre il valore della U (Pressione Idrostatica nei Pori), l'angolo di inclinazione della batteria di aste ed il tempo di dissipazione (tempo intercorrente misurato tra la misura della sovrappressione ottenuta in fase di spinta e la pressione misurata in fase di alleggerimento di spinta).

Le caratteristiche meccaniche della punta elettrica utilizzata dallo strumento sono riportate in allegato 4.

Oltre ad una caratterizzazione litologica della successione stratigrafica le penetrometrie statiche in terreni sabbiosi permettono di stimare i valori di angolo di attrito interno "Fi" e di densità relativa "Dr"; inoltre in terreni coesivi esse possono fornire, attraverso le esperienze pratiche di vari autori quali Begemann – Robertson - Mayne ed altri, i dati di resistenza del terreno in termini di tensioni totali (Su) e di sovraconsolidazione nonché di deformabilità (moduli di Young ed edometrici).

Inoltre una prima stima delle caratteristiche di permeabilità dei terreni, con l'ausilio di prove CPTe-CPTu, può essere fornita in base alla classificazione SBT secondo il metodo di Robertson & Wride 1998, secondo la quale tramite il parametro I_c vengono stimati seguenti ambiti di comportamento:

SBT Zone	SBT	Range of k (m/s)	SBT I_c
1	Sensitive fine-grained	3×10^{-10} to 3×10^{-8}	NA
2	Organic soils - clay	1×10^{-10} to 1×10^{-8}	$I_c > 3.60$
3	Clay	1×10^{-10} to 1×10^{-9}	$2.95 < I_c < 3.60$
4	Silt mixture	3×10^{-9} to 1×10^{-7}	$2.60 < I_c < 2.95$
5	Sand mixture	1×10^{-7} to 1×10^{-5}	$2.05 < I_c < 2.60$
6	Sand	1×10^{-5} to 1×10^{-3}	$1.31 < I_c < 2.05$
7	Dense sand to gravelly sand	1×10^{-3} to 1	$I_c < 1.31$
8	*Very dense/ stiff soil	1×10^{-8} to 1×10^{-3}	NA
9	*Very stiff fine-grained soil	1×10^{-9} to 1×10^{-7}	NA

*Overconsolidated and/or cemented

Tali relazioni sono numericamente espresse dalle seguenti relazioni:

$$\text{When } 1.0 < I_c \leq 3.27 \quad k = 10^{(0.952 - 3.04 I_c)} \quad \text{m/s}$$

$$\text{When } 3.27 < I_c < 4.0 \quad k = 10^{(-4.52 - 1.37 I_c)} \quad \text{m/s}$$

3.3 Prove di laboratorio

In corrispondenza della prova Cptu1, alla quota di -2.5/-3.1 dal p.c., è stato prelevato un campione di terreno denominato C1 che, nonostante la natura granulare del deposito e la presenza di falda è risultato indisturbato. In tal caso è stato comunque possibile effettuare un'analisi della distribuzione granulometrica (vedi allegato n. 5).

Tali prove, unitamente alla campagna geognostica, hanno consentito di definire il quadro stratigrafico dell'area in esame ed hanno consentito le valutazioni e verifiche ai fini della microzonazione sismica e delle analisi circa la potenziale liquefacibilità dei terreni, nonché per una più approfondita caratterizzazione geomeccanica di tali terreni (vedi allegato n. 5-9).

L'analisi granulometrica dei campioni è stata effettuata mediante vagli per i campioni a dominante frazione grossolana sabbiosa e mediante decantazione (aerometria) per quelli a dominante fine limo-argillosa passante al vaglio n. 200.

Il risultato è quello riportato in allegato 5 dove unitamente al grafico della curva granulometrica (in ordinate % cumulativa e in ascisse diametro equivalente) vengono fornite le classificazioni A.G.I. e CNR-UNI 10006.

Inoltre, a scopo correlativo, sono state utilizzate ulteriori n. 2 prove di laboratorio effettuate su campioni prelevati in corrispondenza della vicine prove 256110C1029 e 256110C1030 e denominate rispettivamente CPT10-CPT12.

Il campione C1, e CPT12, relativi alle profondità massime rispettivamente di -2.5/-3.1 mt da p.c., presentano una nettissima predominanza della frazione incoerente sabbiosa, con percentuale compresa tra 86.7 % e 91.5% e frazione subordinata di limo-argilloso compresa tra 8.5% e 13.1%. Secondo la normativa AGI/S i terreni sono moderatamente omogenei e variano da **"Sabbia ghiaiosa a sabbia limosa**.

Diversamente il campione CPT10, prelevato in corrispondenza di un livello maggiormente limoso alla profondità di - 4.1/-4.6 mt da p.c., all'interno delle alternanze (Lit. AL) presenta un contenuto in "fine" maggiore pari al 27,8% ed una frazione sabbiosa del 72.2%.

Il Coefficiente di Uniformità (D60/D10) per i terreni sabbiosi superficiali di CPT12 risulta rispettivamente pari a CU=2.80.

Invece il campione C1 e CPT10 presentano una distribuzione più estesa con CU>3.5

4 INDAGINI GEOFISICHE

4.1 Generalità

Per la caratterizzazione sismica del sito e la misura delle Vs in profondità sono state realizzate ed utilizzate le seguenti prove geofisiche:

- n° 1 prova di sismica attiva in array monodimensionale di tipo MASW
- realizzazione n° 1 misure di rumore ambientale a stazione singola (HVSR)

Lo schema planimetrico in allegato 3 illustra l'ubicazione delle prove geofisiche di riferimento.

Le tecnologie geofisiche utilizzate, data l'omogeneità e semplicità stratigrafica dei siti, si ritengono sufficienti a caratterizzare adeguatamente il sottosuolo. Le prove di sismica in array che tipo HVSR hanno consentito di individuare le frequenze di risonanza e caratteristiche dei riflettori sismici e di stimare altresì i relativi log di Vs in profondità.

Ciò ha consentito di valutare l'omogeneità strutturale/geofisica dell'areale, il posizionamento del bed-rock sismico nonché le frequenze di risonanza di sito. Tutti questi metodi, congiuntamente alle indagini geognostiche ed alle vicine sezioni geologiche profonde realizzate dal Servizio Geologico Regionale, permettono di definire la profondità dell'interfaccia geofisica d'impedenza di riferimento e di valutare, sulla base delle stime di Vs, i fattori di amplificazione sismica tramite correlazione tabellare come da allegato "A2" della DGR 2193/2015 - R.E.R.

4.2 Indagine di sismica attiva - MASW

CENNI TEORICI

Per la conoscenza dell'andamento nel primo sottosuolo della velocità di propagazione delle onde di taglio Negli ultimi anni hanno avuto ampio sviluppo tecniche geofisiche basate sull'analisi della propagazione delle onde superficiali ed, in particolare, delle onde di Rayleigh. Le proprietà dispersive di tali onde in mezzi stratificati, nonché la stretta relazione esistente tra la loro velocità di propagazione e quella delle onde di taglio, consentono di risalire al profilo di velocità delle onde S. Il metodo di indagine attivo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è basato su un'artificiale energizzazione sismica del suolo e sull'analisi spettrale delle onde superficiali presenti nel segnale (Nazarian e Stokoe, 1984; Park et al., 1999).

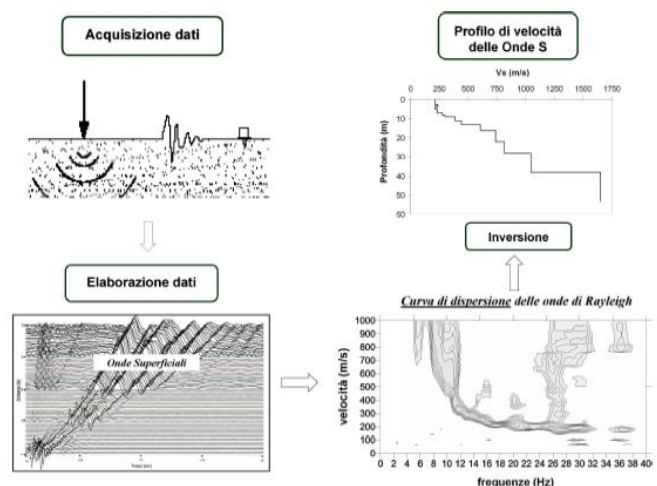
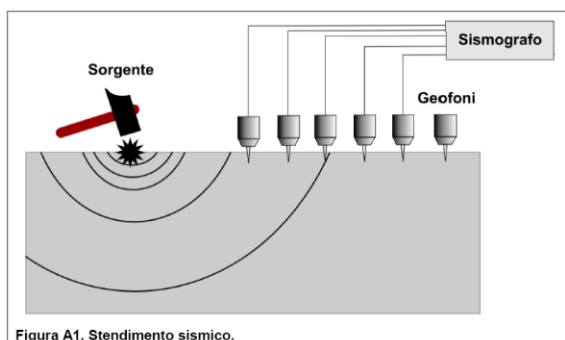
La curva di dispersione delle onde di Rayleigh rappresenta la variazione di velocità di fase che tali onde hanno al variare della frequenza. Tali valori di velocità sono intimamente legati alle proprietà meccaniche del mezzo in cui l'onda si propaga (velocità delle onde S, delle onde P e densità). Tuttavia, diversi studi hanno in realtà messo in evidenza che la velocità delle onde P e la densità sono parametri di second'ordine rispetto alle onde S nel determinare la velocità di fase delle onde di Rayleigh. Quindi, dato che le onde superficiali campionano una porzione di sottosuolo che cresce in funzione del periodo dell'onda e che la loro velocità di fase è fortemente condizionata in massima parte dalle velocità delle onde S dello strato campionato, la forma di questa curva è essenzialmente condizionata dalla struttura del sottosuolo ed in particolare dalle variazioni con la profondità delle velocità delle onde S.

Pertanto, utilizzando appositi formalismi (inversione) è possibile stabilire una relazione (analiticamente complessa ma diretta) fra la forma della curva di dispersione e la velocità delle onde S nel sottosuolo. Tale relazione consente il calcolo di curve di dispersione teoriche a partire da modelli del sottosuolo a strati piano-paralleli.

L'operazione d'inversione, quindi, consiste nella minimizzazione, attraverso una procedura iterativa, degli scarti tra i valori di velocità di fase sperimentali della curva di dispersione e quelli teorici relativi ad una serie di modelli di prova "velocità delle onde S – profondità".

STRUMENTAZIONE USATA

- Numero dei canali 24
- A/D conversione 16 bit
- 24 Geofoni verticali da 4.5 hz



MODALITA' OPERATIVA

Si sono disposti **24 geofoni da 4,5 hz alla distanza di 2.0 metri, ottenendo così una traccia lunga 48 metri**. Eseguendo poi varie battute di energizzazione alle estremità tramite massa battente (mazza) ad una prefissata distanza dal primo geofono si sono ottenute più tracce per meglio analizzare le onde superficiali.

4.3 Prova HVSR (Horizontal Vertical Spectral Ratio) – Strumentazione utilizzata e modalità esecutive

Il giorno 12/12/2016 nell'area di intervento (vedi ubicazione in allegato n. 3) è stata eseguita un'indagine sismica passiva a stazione singola per fornire le frequenze di risonanza caratteristiche di sito ed i log di Vs necessari a definire i fattori di amplificazione sismica tramite correlazione tabellare come da allegato "A2" della DGR 2193/2015 - R.E.R. ed il valore di Vs30 per definire le categorie di suolo ai sensi del DM2008.

Le misure di microtremore ambientale sono state effettuate per mezzo di un registratore sismico del tipo Tromino Zero prodotto dalla ditta Micromed S.p.a.

Il registratore è composto da una terna di velocimetri, i quali trasmettono il segnale ad un sistema di acquisizione digitale a basso rumore. Lo strumento è stato posizionato correttamente (tramite bolla sferica e piedini regolabili) sul terreno; inizia l'acquisizione dei microtremori: i modi di vibrare del terreno vengono amplificati, convertiti in forma digitale, organizzati e salvati su una memoria digitale.

Successivamente i dati vengono trasferiti nel PC dove, mediante il codice di calcolo Grilla appositamente sviluppato, vengono archiviati, analizzati ed elaborati come mostrato in seguito.

La strumentazione di acquisizione ha le seguenti specifiche:

Sensori triassiali (N-S, E-W, verticali) a bassa frequenza (<1-2 Hz);

Amplificatori;

Digitalizzatore;

Convertitore A/D a 24 bit;

Durata registrazioni: 20 minuti;

Posizionamento GPS;

Il tipo di stratigrafia che le tecniche di sismica passiva possono restituire, si basa sul concetto di contrasto di impedenza. Per strato si intende cioè un'unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

4.3.1 Procedure di analisi dati per stazioni singole H/V – elaborati e risultati

Dall'elaborazione della registrazione del rumore sismico ambientale, è stata ricavata la curva H/V (HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO; vedi allegato n. 6). Il grafico H/V TIME HISTORY mostra le "finestre temporali" analizzate per l'elaborazione della curva H/V e permette di individuare eventuali finestre di disturbo all'interno di una registrazione.

Il grafico DIRECTIONAL H/V rappresenta la proiezione del HVSR lungo le diverse direzioni, da 0° a 180° in senso orario, dove 0° rappresenta la direzione del Nord segnato sullo strumento (da 180° a 360° i risultati sono simmetrici). Questo permette di vedere se una componente orizzontale prevale sull'altra: cioè se la media HVSR riceve più il contributo da parte di un componente orizzontale. In seguito, il grafico SINGLE COMPONENT SPECTRA, mostra l'andamento delle singole componenti nelle tre direzioni (N-S_E-O_Verticale).

In base alle conoscenze stratigrafiche delle prove in sito e tramite opportune correlazioni con la penetrometria P1 e le vicine prove sismiche in array (MASW+RE.MI.), utilizzando la curva H/V (allegato n. 6 seconda pagina), è stato possibile definire su di essa un modello sintetico di Vs (EXPERIMENTAL VS. SYNTHETIC H/V) seguendo inoltre le linee guida Sesame, 2005.

La curva H/V è stata invertita creando una serie di modelli sintetici (che contemplano la propagazione delle onde di Rayleigh e di Love nel modo fondamentale e superiori in sistemi multistrato), fino a considerare per buono il modello teorico più vicino alle curve sperimentali.

L'inversione delle curve H/V è possibile esclusivamente in presenza di un vincolo. Nel caso in questione tale vincolo è fornito dalla conoscenza della stratigrafia e, quindi, della profondità di almeno un riflettore sismico significativo individuabile tramite prove geognostiche (o anche tramite altre metodologie di indagine geofisica), il cui marker sia ben riconoscibile e correlabile anche nelle curve H/V.

In allegato n. 6 sono riportati i risultati della prova HVSR eseguita come sopra descritto, unitamente alle frequenze di risonanza caratteristiche dei terreni in sito ed al grafico delle Vs. Per fenomeno di "risonanza" si intende la coincidenza tra le frequenze dominanti del segnale sismico in ingresso e quelle naturali del sottosuolo. Con il termine "doppia risonanza" si intende la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle caratteristiche dei manufatti ivi edificati (da Risposta Sismica Locale di Lanzo e Silvestri, Hevelius Edizioni).

L'indagine sismica basata sulla misura del microtremore, nel massimo valore H/V del rapporto spettrale, individua le frequenze caratteristiche del sottosuolo.

Sarà compito del progettista geotecnico/strutturale verificare la frequenza fondamentale delle strutture in progetto e confrontarla con la frequenza fondamentale o le frequenze caratteristiche del sottosuolo onde evitare pericolosi fenomeni di doppia risonanza in caso di sisma.

La lettura degli spettri HVSR, basata sull'analisi dei picchi di frequenza (in ampiezza spettrale H/V) ritenuti significativi, consente di distinguere i seguenti range primari:

- 1) con risposta molto superficiale prodotta da interfacce con picco ≥ 20 Hz ($H/V \approx 2.0$)
- 2) con risposta significativa determinata dai sedimenti superficiali entro i primi 15-20 m quindi mediamente intorno a 2.5-3.5 Hz ($1.3 < H/V < 1.6$);
- 3) con risposta prodotta da interfacce a media profondità a circa 1.1-1.2 Hz ($H/V \approx 1.0$).
- 4) con risposta significativa prodotta da interfacce profonde a circa 0.7-0.8 Hz ($1.0 < H/V < 1.25$).
- 5) Frequenza fondamentale di sito, orizzonte profondo a circa 0.45 ± 0.05 Hz ($1.3 < H/V < 1.5$).

Si evidenzia che zone di debole inversione di velocità vengono riscontrate sia dalla Masw che dall'elaborazione congiunta con tecnica H/V, in particolare negli orizzonti argillosi immediatamente sottostanti il cuneo sabbioso marino ed i livelli alluvionali interposti ai banchi ghiaiosi più in profondità. Questo viene evidenziato anche nelle prove di sismica passiva dai diagrammi H/V, ove i contrasti di impedenza risultano molto deboli ($H/V < 1.0$), nonché attraverso i grafici delle singole componenti del moto (orizzontali e verticale), in cui l'andamento della componente verticale a tratti si presenta al di sopra delle orizzontali. Tali inversioni, in assenza di significativa eccitazione ambientale (forzante naturale), comportano altresì uno smorzamento/sottostima del rapporto H/V dei picchi di frequenza più profondi e, talora, quelli fondamentali. Queste inversioni si riscontrano nei range 0.9-2 hz e 4-8 hz.

Poiché l'andamento degli spettri ed i picchi significativi ivi indicati, in considerazione della deviazione standard, risultano presentare una significativa coerenza ed omogeneità areale, non si ritiene necessario sviluppare mappe di distribuzione delle isofrequenze.

L'omogeneità e similitudine dei vari spettri H/V porta a considerare l'area strutturalmente e geofisicamente omogenea infatti non appaiono situazioni di differenziazione significative tali da individuare la presenza di situazioni del sottosuolo differenziate, questo è anche suffragato dalla significativa correlabilità dei log di Vs della che presenta una generale uniformità di crescita vs con la profondità.

La V_{S30} è stata ricavata indirettamente mediante l'utilizzo della formula $V_{S30} = 30 / \sum_{i=1, N} h_i / V_i$ dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (m/s) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

4.4 Risultanze indagini sismiche

Nel caso specifico, in considerazione della rilevanza strutturale dell'intervento, poiché l'intervento risulta ricadere interamente all'interno della stessa unità stratigrafica e in ambito geologicamente omogeneo (AES8a) la tipologia di indagine geofisica di adottata si ritiene idonea al fine di utilizzare le tabelle di correlazione per la stima della PGA attesa contenute nell'ALLEGATO A.2 della DGR 2193/2015 - R.E.R. e secondo le modalità prescritte per l'area in esame nel PSC del Comune di Rimini alla Tavola 1.3.2a.

Per utilizzare tali tabelle risulta necessario definire il valore del parametro Vs30, il quale a partire dalla quota di riferimento, viene calcolato utilizzando la stratigrafia Vs tramite la formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove hi e Vi indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (m/s) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Le indagini geofisiche di riferimento, attraverso un'analisi congiunta MASW-H/V, portano a stimare le seguenti velocità delle onde di taglio (**Vs30**) con riferimento al piano campagna (vedi allegato n. 6):

Vs30 = 199 mt/sec

A tal proposito, dal contesto litostratigrafico e di comportamento geofisico, i terreni in sito appaiono caratterizzati da un generale graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, inoltre i contrasti di impedenza sismica rilevati e le eventuali deboli e limitate inversioni di velocità nel profilo di Vs non presentano alcuna incompatibilità con le prescrizioni ed i limiti di applicabilità dei modelli semplificati richiamati al Par. 2.5.2.1 "Limiti di utilizzo degli abachi per amplificazioni litostratigrafiche" - Linee Guida I.C.M.S. (Prot. Civile).

Va aggiunto che, in virtù della metodologia adottata e della relativa precisione, alla stima soprariportata, in via cautelativa, è possibile eventualmente associare un COV (coefficiente di variazione) mediamente pari al 15% (da Mulargia e Castellaro 2009, riferito alla somma di errore di misura e procedurale + variabilità della VS30 nel sito), riducendone quindi commisuratamente il valore sulla base della potenziale variabilità del dato.

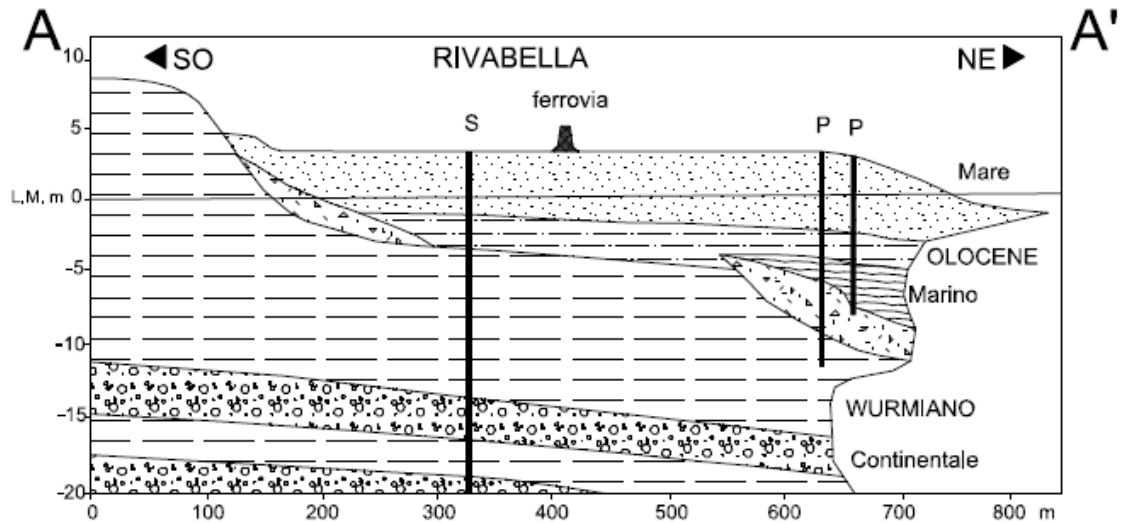
Pertanto dall'analisi dell'indagine sismica, ai fini dell'utilizzo delle tabelle per i metodi semplificati si può affermare come **il sito oggetto di studio sia caratterizzato da una velocità media rappresentativa delle onde di taglio 150<VS30≤200 m/s**, calcolata da -0.0 mt fino a -30.0 mt. Per profondità di riferimento differenti il valore di Vs30 andrà analogamente ragguagliato.

5 LITOLOGIA E CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE

La campagna geognostica, unitamente alle prove esistenti realizzate in precedenza, ed alle risultanze della campagna geofisica di riferimento, ha permesso di individuare e raggruppare i terreni costituenti il primo sottosuolo, sinteticamente in n. 6 litotipi.

Per l'identificazione dei tipi litologici ci si è avvalsi dell'osservazione dei dati provenienti dai sondaggi a carotaggio continuo, e dell'elaborazione dei dati delle prove penetrometriche basata sulle metodologie di Robertson (1996-2009), che classificano le terre tramite il parametro Ic ("Indice di Comportamento" SBTI) in funzione del rapporto fra i parametri Rp e Rl. Infatti il metodo di Robertson, considera come indicativo della litologia il confronto fra i parametri Q (resistenza di punta normalizzata) e F (rapporto delle resistenze normalizzate) del terreno indagato. Robertson introduce anche il parametro Ic (Indice del tipo di comportamento del terreno) $Ic = \sqrt{3.47 - \log Q + \log F + 1.22}$ che può essere correlato empiricamente al contenuto di fine (FC) del terreno attraverso la relazione $FC\% = 1.75 Ic^{3.25} - 3.7$.

Nello spessore di terreno indagato di circa 20 mt, il cuneo sabbioso marino è rappresentato dai Lit. V-S-H-AL, mentre quelli alluvionali dai Lit. L e G. La situazione tipo è schematizzabile secondo il profilo costiero rappresentativo proposto da Veggiani (1982):



Al di sotto di un orizzonte superficiale variamente alterato e rimaneggiato di 1.0-2.0 mt (Lit. V), il pacco di sedimenti sabbiosi costieri "S" si presenta mediamente sino alla profondità di -2.8 / -4.5 mt da p.c. Tali sedimenti sono costituiti in prevalenza da sabbie addensate monogranulari nella misura quasi sempre superiore a 90%, con subordinata frazione fine. Si presentano di colore nocciola, con presenza frequente di lenti argilloso limose, o di livelli nerastri torbosi, o di bioclasti. Sino a -4.0/-5.3 mt si rileva poi il Lit. H sempre costituito da sabbie ben cernite ma più sciolte. Il maggiore addensamento e spessore del lit S in corrispondenza della sola prova Cptu2 addebitabile all'azione di consolidamento imputabile all'adiacente rilevato ferroviario.

Al di sotto, fino a profondità di -5.6/-6.2 è presente un alternanza (Lit. AL) di terreni meno addensati di sabbie pulite e livelletti, talora decimetrici, di limi sabbiosi/sabbie limose.

Infine alla base del cuneo sabbioso marino, con un contatto stratigrafico netto, si rinvengono con continuità i depositi alluvionali propri del Lit. "L". Talora in corrispondenza di tale contatto (tetto del Lit. L) è presente un livello metrico di sabbie/ghiaie sabbiose alluvionali. Tali terreni sono generalmente rappresentati da prevalenti limi ed argille normalconsolidati (a tratti compressibili) olocenici, tipici di ambiente palustre o lagunare, talora ad elevata componente organica. Si rileva pertanto sia la presenza di livelli da decimetrici a metrici di sabbia-limosa, interclusi all'interno dei sedimenti fini e con modesta continuità laterale, che occasionali livelli più compressibili ed a maggiore contenuto organico.

A termine penetrometrie, dalla profondità di -16.2/-18.3 mt da p.c., si rilevano quindi orizzonti alluvionali continui ghiaioso-sabbiosi di spessore variabile, fino a diversi metri.

Qui di seguito si riportano le caratteristiche dei litotipi presenti distinguendo in una stratigrafia schematica la situazione litostratigrafica riscontrabile per l'area in studio, ritenendo non necessaria la rappresentazione tramite sezioni topografiche in quanto caratterizzata da una significativa omogeneità nell'ambito di intervento.

N O T A

Le quote riportate si riferiscono al piano campagna nel punto in cui è stato effettuata ciascuna penetrometria e che, in assenza di rilevamento topografico, fra i vari punti di sondaggio potrebbe comportare differenze di quota stimabili in circa 50-70 cm (prova P2 a lato mare/margine strada ribassata rispetto P1)

STRATIGRAFIA – Penetrometrie Cptu 1-2

LIT.	Profondità min e max da mt a mt	Descrizione
V	Da 0.0 a 1.0-2.0	Livello superficiale Terreno sabbioso di colore nocciola con riporto antropico per regolarizzazione morfologica. A tratti orizzonti decimetrici argillosi. Possiede caratteristiche geomeccaniche variabili ma comunque generalmente scarse; soggette talora alle diversità climatiche e alla interazione con processi superficiali (moto ondoso). <i>In Cptu1 terreni rimaneggiati e di riporto con maggiore componente limo-argillosa</i>
S	Da 1.0-2.0 A 2.8-4.5	Sabbie Mediamente addensate-dense Sabbie medie e medio-fini, generalmente ben classate. Localmente si possono talora notare sottili intercalazioni limo - argillose. Le strutture sedimentarie rivelano una situazione di media-elevata energia deposizionale in ambienti di mare basso o litorale dominati dal moto ondoso e/o da correnti lungo costa. Mediamente addensate e dotate di limitata compressibilità.
H	Da 2.8-4.5 A 4.0-5.3	Sabbie poco Addensate Di origine litorale, medie e medio – fini, grigio-giallastre, da poco a med. addensate e dotate di media compressibilità. Presenza occasionale di orizzonti decimetrici di alternanze con intercalazioni di sabbie limose fini e limo argillosi maggiormente compressibili, tipici di ambienti lagunari e/o di retrospiaggia.
AL	Da 4.0-5.3 A 5.6-6.2	Alternanze Alternanze di sabbia da medio-fine con sabbie limose o limo sabbiose di colore nocciola. Depositi litorali intercalati a tratti ad orizzonti prettamente alluvionali e/o di laguna, con intercalazioni da centimetriche a decimetriche franco limose e talora organiche. Caratteristiche geomeccaniche da scarse a sufficienti e modesta compressibilità.
L	Da 5.6-6.2 A 16.2-18.3	Argille-limose mediamente compatte Di origine alluvionale, mediamente consistenti, con caratteristiche geotecniche sufficienti-discrete e a contenuta compressibilità; <i>al tetto frequente presenza di livello metrico sabbioso/ghiaioso. Fino a 10/12.5 mt sono presenti, a più livelli, orizzonti maggiormente compressibili.</i> Depositi attribuibili a sedimentazione in piana inondabile. Presenza di livelli decimetrici a maggiore contenuto sabbioso, di argille compressibili ed argille maggiormente compatte.
G	16.2-18.3 – t.p	Ghiaie e sabbie Orizzonte da metrico a decametrico di depositi alluvionali costituiti da ghiaie, ghiaie sabbiose a granulometria da media a grossa arrotondate, in abbondante matrice limo-argillosa, talora presenza di lenti limo-argillose discontinue ed a varie altezze; molto compatte ed addensate, scarsamente compressibili e dotate di ottime caratteristiche geotecniche.

t.p. = termine penetrometrie

6 TUTELA ASSETTI IDROGEOLOGICI

In riferimento alle caratteristiche di vulnerabilità dell'acquifero superficiale si fa riferimento a quanto riportato nel PTCP 2007 approvato con Delibera di Consiglio Provinciale n. 61 del 23/10/08. In particolare tutte l'area oggetto di variante urbanistica non ricade all'interno di alcuna area indicata come "Ambito a Vulnerabilità Idrogeologica" della Tavola D/1 – RISCHI AMBIENTALI.

In base al Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico e successive integrazioni a cura dell'Autorità Interregionale di Bacino Marecchia-Conca, l'area in oggetto non rientra all'interno di alcuna fascia di vulnerabilità idraulica e/o di potenziale esondazione definite nel medesimo Piano Interregionale.

Pertanto si ritiene che non vi siano pericoli per la vulnerabilità degli acquiferi.

Nell'area non sussiste il rischio di esondazione da parte di fossi di importanza minori, i quali risultano a significativa distanza e talora localmente tombinati.

Anche in riferimento a quanto espresso nel PTCP 2007 l'area non ricade all'interno di alcuna zonazione indicata come "Ambito a Pericolosità Idraulica" della Tavola D/1 – RISCHI AMBIENTALI, e pertanto risulta non esondabile.

Inoltre, in merito alla direttiva alluvioni, è stata effettuata una verifica sia presso l'Autorità di Bacino Marecchia Conca che avvalendosi dello strumento di visualizzazione web-gis appositamente sviluppato e disponibile sul sito istituzionale della R.E.R., infatti per la Direttiva Alluvioni (DIRETTIVA 2007/60/CE e D. LGS 49/2010) e di concerto con le autorità idrauliche competenti territorialmente, è stata adottata una specifica ed univoca cartografia.

Da tale consultazione si evince che le aree in oggetto ricadono sia tra le aree soggette ad "alluvioni poco frequenti – P2" che soggette ad "alluvioni frequenti-P3" del reticolo secondario.

Le mappe della pericolosità contengono la perimetrazione delle aree che potrebbero essere interessate da alluvioni secondo i tre scenari: a) scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi (P1, pericolosità bassa); b) alluvioni poco frequenti (P2, pericolosità media); c) alluvioni frequenti (P3, pericolosità elevata). Tale pericolosità è la misura, in una certa area, della possibilità che si verifichi un'alluvione capace di provocare dei danni stimabili in una scala che va da D1 (danno potenziale da moderato a nullo) a D4 (danno potenziale molto elevato). Le aree oggetto di Variante urbanistica risultano ricadere in classe D4.

Per misurare la pericolosità di un'alluvione si valuta quanto frequentemente può accadere e con quale intensità. In tal caso l'area in oggetto ricade quindi fra gli scenari di tipo b) "alluvioni poco frequenti" (P2, pericolosità media "M") e P3 (pericolosità elevata "H") a cui corrisponde rispettivamente un periodo di ritorno del possibile evento alluvionale $100 < TR < 200$ anni e $30 < TR < 50$ anni.

Il codice identificativo di riferimento della classe P3 di riferimento risulta: ITI019C7HRSP629 – Cod. orig. Alluvione: A11

Il codice identificativo di riferimento della classe P2 di riferimento risulta: ITI019C7MRSP224 – Cod. orig. Alluvione: A11

In tale piano, oltre alle caratteristiche di pericolosità per esondazione dei corsi d'acqua principali e secondari, vengono congiuntamente analizzati anche gli elementi esposti (attività, infrastrutture, insediamenti, ecc.) ed i possibili danni al fine di sviluppare specifiche mappe di Rischio con gradi variabili da R1 ad R4 su cui, prossimamente, sviluppare specifici piani di gestione delle alluvioni.

In tale caso le aree oggetto di variante risultano ricomprese in classe R3.

7 VALUTAZIONI DI MICROZONAZIONE SISMICA

7.1 Premesse normative

Con obiettivo di riduzione del rischio sismico, così come specificato nell'art. 2, comma 4, dell'allegato alla L.R. 20/2000, la Regione Emilia-Romagna con Delibera di Assemblea Legislativa n.112 del 02/05/07 ha approvato il documento: "Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000 – Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio", in merito a "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", seguita successivamente da una nota esplicativa redatta dai Servizi della Regione Emilia-Romagna con prot. n. 2007.0166430 del 22/06/07.

Di recente è stato approvato l'aggiornamento tecnico della DAL suindicata con Delibera di Giunta Regionale n. 2193 del 21-12-2015 che deve essere osservato per gli atti di programmazione territoriale.

In sostanza occorre valutare se il sito oggetto di studio debba contenere le analisi tecniche e gli approfondimenti di cui al terzo livello dell'allegato "A", punto 4.2, della Delibera di Giunta Regionale n.2193 del 21/12/15, ricadendo nelle situazioni qui di seguito elencate:

- a) aree soggette a liquefazione e densificazione;
- b) aree di versante instabili e potenzialmente instabili;

- c) aree con rapide variazioni della profondità del substrato rigido, come ad esempio le valli strette e profondamente incise, nelle quali il modello geologico non può essere assimilato ad un modello fisico monodimensionale; in questo caso sono raccomandate analisi bidimensionali;
- d) aree suscettibili di effetti differenziali (zone di contatto laterale tra litotipi con caratteristiche fisico – meccaniche molto diverse, zone di faglia attiva e capace, zone con cavità sepolte).

7.2 Verifiche e valutazioni di microzonazione sismica

Per la verifica in oggetto se si è in presenza di aree soggette a liquefazione e densificazione, come da punto a) dell'allegato "A", punto 4.2, della Delibera di Giunta Regionale n. 2193 del 21-12-2015, si procederà nei seguenti modi:

1. verifica cartografica con la Tavola del PTCP 2007 della Provincia di Rimini denominata "S.A. 11 – SISTEMA AMBIENTALE – Rischio sismico e carta delle zone suscettibili degli effetti locali" ed in particolare con il punto 6 - aree suscettibili di liquefazione;
2. esecuzione di indagini geognostiche in sito.
3. valutazione della presenza di caratteri predisposti alla liquefazione, con riferimento all'allegato A3, punto A1 della Delibera di Giunta Regionale n. 2193 del 21-12-2015, sulla possibilità di escludere l'occorrenza di tale fenomeno.

A riguardo del punto 1) la verifica ha dato esito positivo ricadendo l'area oggetto di variante urbanistica all'interno *punto 6 - aree suscettibili di liquefazione*.

Ai fini delle valutazioni di cui al punto 2 e 3) sono stati utilizzati i dati stratigrafici e litologici provenienti dalle campagne geognostiche e dai dati di laboratorio reperiti.

Le curve granulometriche caratteristiche per la parte superficiale della successione stratigrafica, anche dalle stime di FC (Fine Content) basate sulle prove CPTe-CPTu ed il relativo indice "Ic" (Behaviour index), indicano come i terreni superficiali interessati dalle aree oggetto di variante urbanistica siano di natura prettamente sabbiosa, di ambiente deposizionale costiero. Al contrario la parte della successione stratigrafica sottostante di natura alluvionale, è caratterizzata da depositi fini e coesivi.

Pertanto dalle indagini in sito, unitamente al raffronto con campioni prelevati in aree vicine e situazioni litostratigrafiche analoghe (nel medesimo ambito deposizionale), è possibile stabilire che i terreni superficiali appartenenti ai Lit. V-S-H-AL presentino distribuzioni granulometriche ricadenti entro le fasce granulometriche di cui alla figura 1) dell'Allegato A3 della Delibera di Giunta Regionale n. 2193 del 21-12-2015, per terreni con coefficiente di uniformità sia $U_c < 3.5$ che $U_c > 3.5$, evidenziando in particolare che i sedimenti sabbiosi costieri rientrano per gran parte all'interno del campo di "possibilità di liquefazione". (vedi allegato n. 9)

Diversamente i terreni presenti a maggior profondità al di sotto del cuneo sabbioso costiero (Lit. L) risultano sostanzialmente esterni alle fasce granulometriche di cui sopra.

Le ghiaie (Lit. G) presenti al di sotto del lit. L, pur in prossimità della profondità limite di 20,0 mt da p.c., in virtù dell'elevato stato di addensamento, dell'elevata capacità di drenaggio e dell'elevato carico litostatico di confinamento, si ritiene possano essere considerate non liquefacibili. Al proposito si rammenta come da bibliografia, anche in presenza di terremoti molto più forti di quelli attesi nelle aree in studio, non vengano registrate manifestazioni superficiali per fenomeni di liquefazione a profondità superiori a 18 mt da p.c.

Pertanto, poiché l'area oggetto di studio presenta un potenziale rischio circa la possibilità di verificarsi del fenomeno di liquefazione, in ottemperanza alla normativa regionale di riferimento, è necessario eseguire una "Analisi approfondita – terzo livello di approfondimento".

Per le aree di versante instabili e potenzialmente instabili di cui al punto b) dell'allegato "A", punto 4.2, della DGR n. 2193 del 21-12-2015, le valutazioni e verifiche si sono articolate seguendo l'allegato A1 della normativa regionale di cui sopra.

In particolare si ha:

- aree instabili: aree direttamente interessate da fenomeni franosi attivi;
- aree potenzialmente instabili: aree in cui sono possibili riattivazioni (frane quiescenti) o attivazioni di movimenti franosi (tutti gli accumuli detritici incoerenti indipendenti dalla genesi, con acclività > 15°, pendii costituiti da terreni prevalentemente argillosi e/o intensamente fratturati con acclività >15°, versanti con giacitura degli strati a franapoggio con inclinazione minore o uguale a quella del pendio, aree prossime a zone instabili che possono essere coinvolte dalla riattivazione del movimento franoso, scarpate subverticali, accumuli detritici incoerenti prossimi all'orlo di scarpate).

A seguito di quanto sopra le valutazioni e verifiche sono state articolate come segue:

- 1) esame della condizione geologica, geomorfologia e litostratigrafica del territorio attraverso rilevamento diretto di superficie;
- 2) verifica con la Cartografia Regionale CTR 1:5.000 ai fini della valutazione dell'acclività dei versanti, anche ai fini delle valutazioni degli effetti della topografia di cui all'Allegato A2.2 della Delibera di Giunta Regionale n. 2193 del 21-12-2015;
- 3) verifica delle condizioni stratigrafiche e litologiche dalla Cartografia Geologica e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna redatta dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della medesima Regione.
- 4) confronto con le Tavole "S.A. 9 – SISTEMA AMBIENTALE – Carta del dissesto", "S.A. 10 – RISCHIO SISMICO – Carta delle zone suscettibili di effetti di sito", "S.A. 11 - RISCHIO SISMICO – Carta delle zone suscettibili degli effetti locali" del PTCP 2007 ai fini della verifica della condizione di instabilità e potenziale instabilità gravitativa delle aree oggetto di variante;

Al termine delle analisi effettuate seguendo lo schema sopra indicato, emerge quanto segue:

- L'area risulta subpianeggiante e pertanto gli effetti topografici di amplificazione sismica possono essere trascurati;
- Il sito oggetto di studio non risulta direttamente interessata da fenomeni franosi in atto o potenziali;
- Infine non risulta esserci rischi di instabilità gravitativa in quanto non si prevedono riattivazioni di frane quiescenti o attivazioni di movimenti franosi (pendio con acclività inferiore a 15°, versanti con giacitura degli strati a traversopoggio, non coinvolgimento di aree prossime a zone instabili, assenza di scarpate subverticali e accumuli detritici incoerenti).

Pertanto il sito oggetto di studio non presenta alcun rischio né di instabilità gravitativa, né di potenziale instabilità gravitativa e non si rinvergono effetti di sito a seguito del fattore topografico.

Nel merito del punto c) dell'allegato "A", punto 4.2, della DGR n. 2193 del 21-12-2015, nel formulare le dovute valutazioni si tiene conto di:

- 1) esame della condizione geologica e geomorfologia dell'area direttamente in sito e più in generale della conoscenza geologica del territorio;
- 2) verifica della condizioni litostratigrafiche locali direttamente attraverso la campagna geognostica eseguita e indirettamente mediante l'utilizzo della banca dati geologici reperibile presso il Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna;

A conclusione delle valutazioni sopra esperite si può affermare che l'area oggetto di studio non presenta caratteristiche geologiche in alcun modo riconducibili alla situazione di "aree con rapide variazioni della profondità del substrato rigido, come ad esempio le valli strette e profondamente incise".

Per quanto concerne il punto d) dell'allegato "A", punto 4.2, della della DGR n. 2193 del 21-12-2015, nel formulare le dovute valutazioni si tiene conto di:

- 1) esame della condizione geologica e geomorfologia dell'area direttamente in sito e più in generale della conoscenza geologica del territorio;
- 2) verifica delle condizioni stratigrafiche e dei rapporti laterali tra corpi sedimentari attraverso la Cartografia Geologica e le Sezioni Geologiche della Regione Emilia-Romagna redatta dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della medesima Regione;
- 3) Ricerca nel catalogo "ITHACA" dell'ISPRA delle faglie attive e capaci e dello stato delle conoscenze scientifiche in merito.
- 4) Verifica delle strutture sismogenetiche attive nell'ambito del progetto DISS 3 INGV
- 5) Verifica Carta geologica strutturale dell'Appennino Emiliano-Romagnolo alla scala 1:250.000.

A conclusione delle valutazioni sopra esperite si può affermare che l'area oggetto di studio non presenta caratteristiche geologiche in alcun modo riconducibili alla situazione di "aree suscettibili di effetti differenziali (zone di contatto laterale tra litotipi con caratteristiche fisico – meccaniche molto diverse, zone con cavità sepolte)". Inoltre nell'area oggetto di studio, allo stato della conoscenza scientifica attuale, non si rinviene la presenza certa di faglie attive e capaci, che possano essere segnalate negli studi di Microzonazione Sismica, come previsto negli I.C.M.S. (gruppo di lavoro MS 2008), nella versione 1.0 a titolo "Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da faglie attive e capaci FAC". In conseguenza di ciò anche in questo caso si può affermare che nel territorio oggetto di studio non vi siano situazioni accertate riconducibili a "zone di faglia attiva e capace" in grado di condizionare la pericolosità sismica locale.

8 STUDIO DI MICROZONAZIONE SISMICA

La procedura messa a punto dalla normativa regionale fa riferimento ad una sismicità di base caratterizzata da un periodo di ritorno di 475 anni (probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) e può essere implementata considerando altri periodi di ritorno.

Il **1° livello** consiste in un approccio di tipo qualitativo e costituisce lo studio propedeutico ai successivi livelli di analisi e trova le sue fondamenta nell'osservazione diretta degli effetti prodotti dai terremoti.

Il metodo di natura empirica permette di localizzare quelle zone dove gli effetti prodotti dall'azione sismica sono prevedibili con sufficiente attendibilità sulla base di osservazioni geologiche e sulla raccolta di dati e indagini ivi realizzate.

Queste sono, oltre alla cartografia topografica e geologica, anche le risultanze di indagini geognostiche, di laboratorio e geofisiche già svolte e saranno utili alla definizione delle condizioni locali.

Il **2° livello** permette la caratterizzazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione sismica attesi e l'individuazione, nell'ambito degli scenari qualitativi suscettibili di amplificazione, di aree in cui la normativa nazionale risulta sufficiente o insufficiente a tenere in considerazione gli effetti sismici.

Tali analisi richiedono, rispetto alle precedenti, la disponibilità di una documentazione più specifica e di maggiore dettaglio per la caratterizzazione geologico-tecnica e geomorfologia dell'area oggetto di studio; è necessario inoltre caratterizzare il sottosuolo attraverso prove geotecniche (perforazioni, trincee esplorative e prelievo di campionamenti rappresentativi e indisturbati) e indagini geofisiche.

Per le analisi di 2° livello si distinguono 3 tipi di approccio geofisico:

- **metodi basati sulla distinzione delle velocità delle onde di taglio** (relazioni empiriche che permettono di quantificare l'amplificazione generata da un deposito in funzione delle sue proprietà geofisiche), in cui vengono proposte diverse relazioni tra le quali quella di Shima (1978), quella di Midorikawa (1987), quella di Joyner and Fumal (1984) e quella di Borchardt et alii (1991);

- **metodi basati sulla classificazione dei depositi** (determinazione degli spessori, della successione degli strati e del relativo stato di addensamento o di consistenza);
- **metodi basati sulla misura dei microtremori** (utilizzo dei metodi di Konai and Tanaka, 1961 e di Nakamura, 1989).

Il **3° livello** permette la caratterizzazione quantitativa degli effetti di amplificazione sismica attesi.

Tali analisi richiedono, rispetto alle precedenti, una caratterizzazione più approfondita ed accurata dell'area in esame, ottenuta per mezzo di specifiche indagini geologiche e geotecniche in sito ed in laboratorio. La differenza sostanziale con i precedenti livelli di approfondimento consiste nella diretta definizione dei parametri meccanici dei terreni. Il metodo permette la valutazione degli effetti di sito per una determinata area, indipendentemente dalla geometria superficiale e profonda presente.

Per quanto riguarda la definizione del sito in esame in termini di velocità delle onde di taglio, i valori ottenuti possono essere messi in diretta relazione con la struttura stessa del sottosuolo in corrispondenza dell'opera da realizzarsi.

Al fine di calcolare i **Fattori di Amplificazione (F.A.)** richiesti nell'analisi semplificata, occorre definire lo spessore del deposito di copertura e della profondità del bedrock sismico. Conseguentemente al rilevamento della velocità equivalente delle onde di taglio sarà possibile definire rispettivamente la V_{S30} o la V_{SH} . Nella definizione di F.A. Si utilizzerà la V_{S30} nei casi in cui lo spessore della copertura sia superiore a 30 mt oppure quando la profondità del bedrock sismico superi i 30 mt; mentre si utilizzerà la V_{SH} quando lo spessore della copertura sarà inferiore a 30 mt oppure la profondità del bedrock sismico sarà inferiore a 30 mt di profondità.

Nel nostro caso si utilizzeranno le risultanze prodotte dalle prove geofisiche congiunte MASW-HVSR di riferimento che caratterizzano compiutamente i siti oggetto di studio.

Pertanto, applicando le opportune correzioni statistiche in relazione alla tipologia di prova ed incertezza del dato (COV), nei 30 mt di profondità con p.c. quale piano iniziale di riferimento, si può cautelativamente stimare una **$150 < VS30 \leq 200$ m/s**.

Poiché è già stato condotto preliminarmente uno studio di microzonazione di II livello, si è proceduto alla definizione dei **Fattori di Amplificazione (F.A.)** e delle azioni sismiche superficiali (PGA) secondo la procedura semplificata tabellare descritta nell'allegato A2 della DGR 2193/2015 (quale aggiornamento della Del. Ass.Leg. n. 112/07) verificandone al contempo le differenze con quanto già definito in sede di pregresse microzonazione di II livello (PSC).

9 VALUTAZIONE DI PGA0, PGA E DEI FATTORI DI AMPLIFICAZIONE SISMICA

Nel caso in esame la valutazione dei fattori di amplificazione sismica può essere effettuata come da allegato A2 della DGR 2193/2015 (quale aggiornamento della Del. Ass.Leg. n. 112/07). Per calcolare i fattori di amplificazione sismica (F.A.) richiesti dall'analisi semplificata si sono utilizzati i valori delle V_{S30} determinati come dai capitoli precedenti rispetto ad un suolo di riferimento.

Questi fattori sono espressi sia in termini di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGAo) sia come rapporto di Intensità di Housner (SI/SIo) per prefissati intervalli di periodo, dove PGAo e SIo sono rispettivamente l'accelerazione massima orizzontale e l'Intensità di Housner al suolo di riferimento, e PGA e SI sono le corrispondenti grandezze di accelerazione massima orizzontale e Intensità di Housner calcolate alla superficie dei siti esaminati.

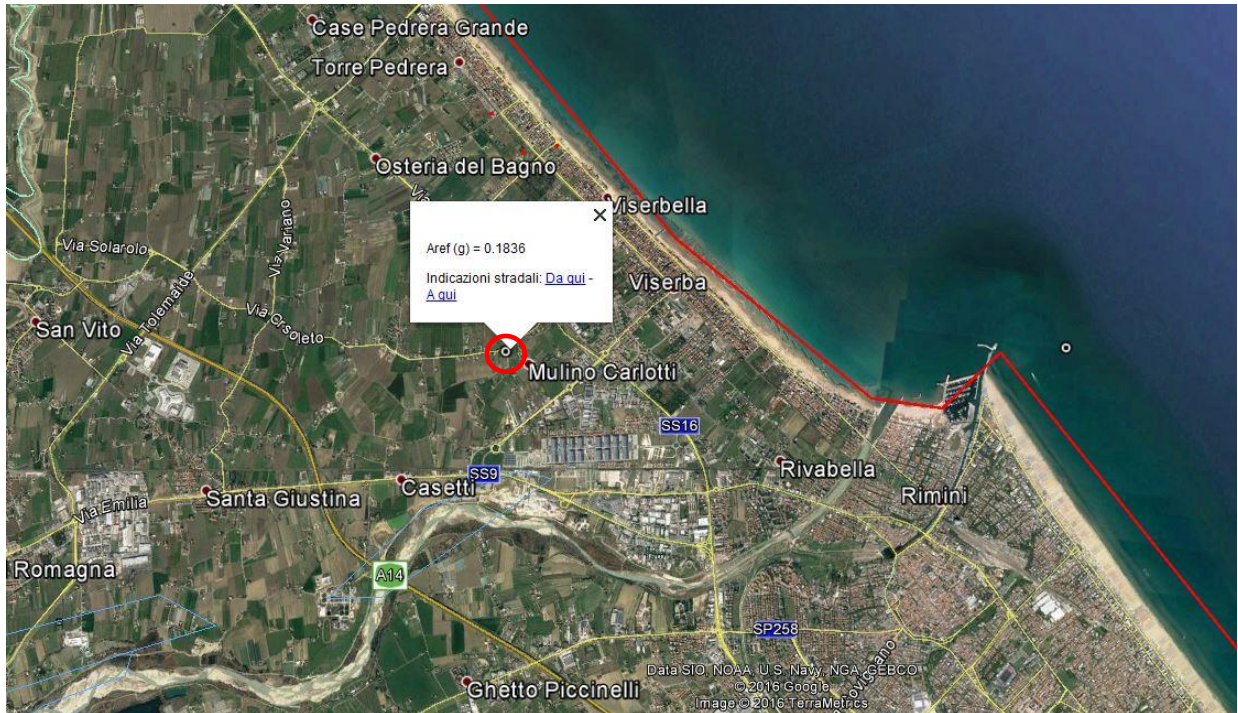
La definizione del moto di riferimento (PGA0 al bedrock) si basa sui valori di pericolosità sismica elaborati da INGV per il territorio nazionale resi disponibili per il territorio regionale sui punti di una griglia con passo 0.05 gradi nel sito web del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli, tema "Sismica Microzonazione Sismica".

Il valore di arefg relativo a ciascun sito analizzato si ottiene interpolando i valori di arefg definiti nei punti della griglia più prossimi al sito oppure utilizzando il valore del punto della griglia più vicino.

Tale valore corrisponde all'accelerazione di ancoraggio prevista al bedrock per lo spettro elastico normalizzato regionale e per cui:

- la forma dello spettro di risposta normalizzato è rappresentativo del moto sismico atteso per un periodo di ritorno di 475 anni (con smorzamento pari al 5%);
- i valori di arefg di ogni comune sono riferiti al 10% di probabilità di superamento in 50 anni;

In particolare il moto sismico (periodo di ritorno 475 anni) in termini di PGA0 relativo al sito analizzato è stato scelto utilizzando il valore del punto della griglia più vicino.



○ Nodo più vicino

Secondo tale procedura si ottiene $PGA_0 = 0.1836 = 0.184$

Dato lo spessore e caratteristiche dei depositi di copertura nell'area, come già evidenziato al precedente par. 2 e sulla base delle frequenze caratteristiche di risonanza dell'area, ai fini della definizione del F.A. come da allegato A2 della DGR 2193/2015, si dovrà considerare la V_{s30} congiuntamente all'utilizzo della tabella "Pianura2":

PIANURA 2: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.;

$V_{s30}(m/s) \rightarrow$	150	200	250	300	350	400
F.A. PGA	1.7	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5
F.A. SI1	2.0	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6
F.A. SI2	3.1	3.0	2.7	2.4	2.1	2.0
F.A. SI3	3.6	3.3	2.9	2.5	2.2	2.0

Pianura 2. Tabella dei Fattori di Amplificazione **PGA, SI1, SI2 e SI3.**

Pertanto con $150 < V_{s30} \leq 200$ m/s si ottiene:

- **F.A. di P.G.A. = 1,7.**
- **F.A. SI1 per periodi di frequenza di 0.1 sec < T_0 < 0.5 sec = 2,0.**
- **F.A. SI2 per periodi di frequenza di 0.5 sec < T_0 < 1.0 sec = 3,0.**
- **F.A. SI3 per periodi di frequenza di 0.5 sec < T_0 < 1.5 sec = 3,3**

Pertanto in conformità alla DGR 2193/2015 risulterebbe **PGA = 0.184*1.7 = 0.313**

Alternativamente nell'ambito di recenti studi di approfondimento per PSC del Comune di Rimini di recente adozione, è stata sviluppata la "Carta di microzonazione sismica: Fattori di amplificazione di PGA" – Tav. PSC.1.3.2a, in cui vengono definiti con maggior dettaglio gli ambiti territoriali ex all. 2, punto A.2.1 della previgente Del. Ass. Lgs RER n. 112/2007, indicando puntualmente, talora, anche lo specifico valore del F.A. indicato per ciascuna zona (Vedi stralcio Tav. PSC.1.3.2a in allegato n. 8)

Inoltre nella "Tavola PSC.1.3.1a" del PSC di Rimini, collegata alla precedente e denominata "Carta dei livelli di approfondimento per gli studi di microzonazione sismica", di cui se ne riporta lo stralcio in allegato n. 7, oltre al Fa per l'accelerazione massima orizzontale (PGA) vengono indicati anche i fattori amplificativi prescritti per l'intensità spettrale nei periodi **0.1 sec < To < 0.5** e **0.5 sec < To < 1.0**.

Nel caso in esame utilizzando invece i parametri indicati in sede di PSC si otterrebbe:

- **F.A. di P.G.A. = 2,3.**
- **F.A. dell'Intensità Spettrale di Housner per periodi di frequenza di 0.1 sec < To < 0.5 sec = 2,6.**
- **F.A. dell'Intensità Spettrale di Housner per periodi di frequenza di 0.5 sec < To < 1.0 sec = 2,1.**

Da cui, in base alle indicazioni del PSC vigente, si otterrebbe: **PGA = 0.184*2.3 = 0.423**

10 ANALISI DI TERZO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO

10.1 Verifica dei casi in cui si può escludere fenomeni di liquefazione.

In prima analisi, seguendo le procedure di cui all'allegato A3 della DGR 2193/2015, si procede a verificare la possibilità di escludere, nei terreni oggetto d'indagine, la possibilità del verificarsi di fenomeni di liquefazione attraverso l'analisi di cui prevista nel capitolo A), punto 1 dell'allegato A3.

Infatti la probabilità che nei terreni sabbiosi saturi si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se si verifica almeno una delle seguenti condizioni:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field minore di 0.1g;
3. Terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
 - - frazione di fine, FC, superiore al 20%, con indice di plasticità $PI > 10$;
 - - $FC \geq 35\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 20$ oppure $qc_{1N} > 95$ oppure $VS1 > 200$ m/s;
 - - $FC \leq 5\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 25$ oppure $qc_{1N} > 160$ oppure $VS1 > 220$ m/s.
 dove $(N_1)_{60}$, qc_{1N} e $VS1$ sono i valori normalizzati alla pressione atmosferica con la profondità della resistenza delle prove SPT, CPT e della velocità delle onde Vs.
4. Distribuzione granulometrica esterna per oltre il 50% alle zone indicate nella Figura 1 (a) nel caso di materiale con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 1 (b) per coefficienti di uniformità $U_c > 3.5$.
5. Profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna.

10.2 Eventi sismici attesi

Facendo riferimento alle osservazioni macrosismiche di terremoti al di sopra della soglia del 5° grado di danno censiti nel Catalogo Parametrico dei terremoti Italiani, di seguito si riepiloga in breve la storia sismica della provincia di Rimini, ricavata mediante consultazione del database dell'INGV "DBMI2015" di cui di seguito si riporta uno stralcio:

Intensity	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
7-8	1308 01 25 17 15	Rimini	1	7-8	5.33
5	1468 06 06 10 30	Romagna	3	4	3.7
7	1472	Rimini	1	7	5.1
5-6	1473 02 02	Rimini	1	5-6	4.4
6	1483 08 11 19 40	Romagna	14	8	5.69
F	1511 03 26 15 30	Friuli-Slovenia	120	9	6.32
4-5	1584 09 10 20 30	Appennino forlivese	17	9	5.97
5-6	1591 07 10	Romagna	6	6-7	5.13
6	1625 12 05	Rimini	1	6	4.63
5	1661 03 22 12 50	Appennino forlivese	79	9	6.05
8	1672 04 14 15 45	Riminese	92	8	5.59
5	1688 04 11 12 20	Romagna	39	8-9	5.84
F	1695 02 25 05 30	Asolano	107	10	6.4
F	1703 01 14 18	Valnerina	197	11	6.92
5	1703 02 02 11 05	Aquilano	69	10	6.67
4-5	1741 04 24 09 20	Fabrianese	135	9	6.17
4-5	1743 02 20	Ionio settentrionale	84	9	6.68
4	1768 10 19 23	Appennino forlivese	45	9	5.99
3	1780 05 25	Romagna	5	5-6	4.4
5	1781 04 04 21 20	Faentino	96	9-10	6.12
8	1786 12 25 01	Riminese	90	8	5.66
4	1861 10 16	Romagna	10	6-7	5.13
3	1870 10 30 18 34	Forlivese	41	8	5.61
4-5	1873 03 12 20 04	Appennino marchigiano	196	8	5.85
3-4	1873 06 29 03 58	Alpago Cansiglio	197	9-10	6.29
NF	1874 10 07	Imolese	60	7	4.96
8	1875 03 17 23 51	Costa romagnola	144	8	5.74
3	1878 03 12 21 36	Bolognese	31	6	4.84
3	1881 09 28	Cesena	24	6-7	4.71
3	1904 11 17 05 02	Pistoiese	204	7	5.1
5	1909 01 13 00 45	Emilia Romagna orientale	867	6-7	5.36
NF	1909 08 25 00 22	Crete Senesi	259	7-8	5.34
4	1911 02 19 07 18 30.00	Forlivese	181	7	5.26
6	1911 03 26 13 51	Riminese	9	5	5.04
NF	1913 11 25 20 55	Appennino parmense	73	4-5	4.65
4	1914 10 27 09 22	Lucchesia	660	7	5.63
4-5	1915 01 13 06 52 43.00	Marsica	1041	11	7.08
8	1916 05 17 12 50	Riminese	132	8	5.82
6	1916 06 16 01 27	Riminese	17	6	4.82
8	1916 08 16 07 06 14.00	Riminese	257	8	5.82
2	1916 11 16 06 35	Alto Reatino	40	8	5.5
3	1917 04 26 09 35 59.00	Alta Valtiberina	134	9-10	5.99
3-4	1917 12 02 17 39	Appennino forlivese	32	6-7	5.09
5	1918 11 10 15 12 28.00	Appennino forlivese	187	9	5.96
4	1920 09 07 05 55 40.00	Garfagnana	750	10	6.53
4	1924 01 02 08 55 13.00	Senigallia	76	7-8	5.48
2	1926 01 01 18 04 03.00	Carniola interna	63	7-8	5.72
3	1928 05 30 20 01	Senigallia	17	5	5.02
3	1929 04 10 05 44	Bolognese	87	6	5.05
4-5	1930 10 30 07 13	Senigallia	268	8	5.83
4	1934 11 30 02 58 23.00	Adriatico settentrionale	51	5	5.3
4	1936 10 18 03 10	Alpago Cansiglio	269	9	6.06
3	1937 11 26 21 58 30.00	Costa pesarese	7	5	4.16
3	1943 10 03 08 28 29.00	Ascolano	170	8	5.67
3	1953 12 14 07 11 06.00	Appennino forlivese	48	5-6	4.7
2	1961 05 08 22 45 51.00	Forlivese	40	5	4.37
3	1962 01 23 17 31	Costa pesarese	49	5	4.35
NF	1962 08 30 06 27 07.00	Montefeltro	23	6-7	4.76
4-5	1967 12 30 04 19	Emilia Romagna orientale	40	6	5.05
F	1972 11 30 11 25 27.45	Costa pesarese	30		4.52
4	1978 12 05 15 39 04.00	Romagna	34	4-5	4.61
3	1980 11 23 18 34 52.00	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.81
2	1983 11 09 16 29 52.00	Parmense	850	6-7	5.04
3-4	1984 04 29 05 02 59.00	Umbria settentrionale	709	7	5.62
NF	1986 12 06 17 07 19.77	Ferrarese	604	6	4.43
NF	1993 11 07 23 21 11.72	Cesenate	36	4-5	3.95
3-4	1996 10 15 09 55 59.95	Pianura emiliana	135	7	5.38
4	1997 09 26 00 33 12.88	Appennino umbro-marchigiano	760	7-8	5.66
5	1997 09 26 09 40 26.60	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9	5.97
4	1997 10 14 15 23 10.64	Valnerina	786		5.62

3-4	1998 04 05 15 52 21.01	Appennino umbro-marchigiano	395		4.78
2	1999 01 25 22 45 58.08	Appennino forlivese	97	5	4.36
2-3	2000 05 08 12 29 56.20	Faentino	126	5	4.67
2-3	2000 05 10 16 52 11.60	Faentino	151	5-6	4.82
4	2000 08 01 02 34 31.00	Montefeltro	84	5-6	4.27
2	2001 11 26 00 56 55.46	Casentino	211	5-6	4.63
5	2003 12 07 10 20 33.04	Forlivese	165	5	4.18
NF	2006 10 21 07 04 10.01	Anconetano	287	5	4.21

Estratto della tabella esplicativa riportante i parametri che costituiscono il formato sintetico del database:

Field Description

N Record number (in chronological order)

Year Origin time: year

Mo Origin time: month

Da Origin time: day

Ho Origin time: hour

Mi Origin time: minutes

Se Origin time: seconds

EpicentralArea Epicentral area or area of the largest macroseismic effects

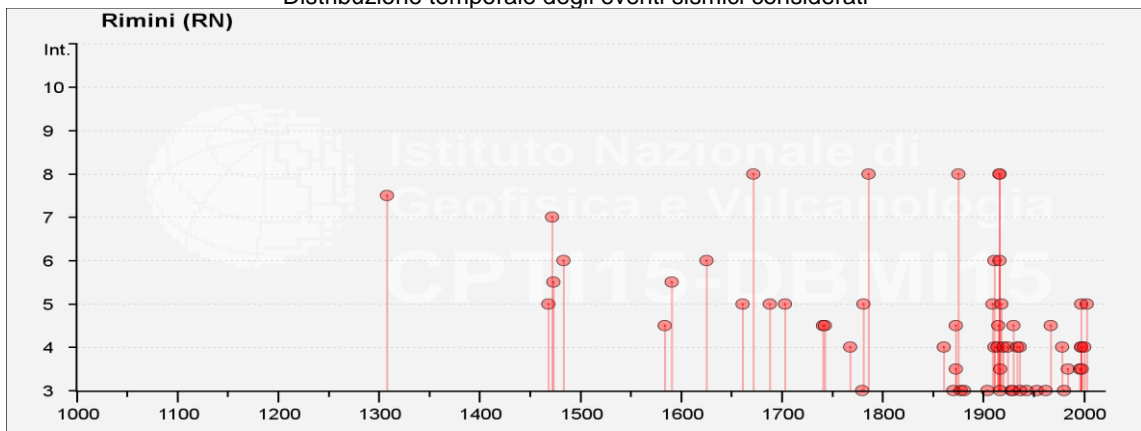
Mw moment magnitude

MdpN Number of macroseismic data

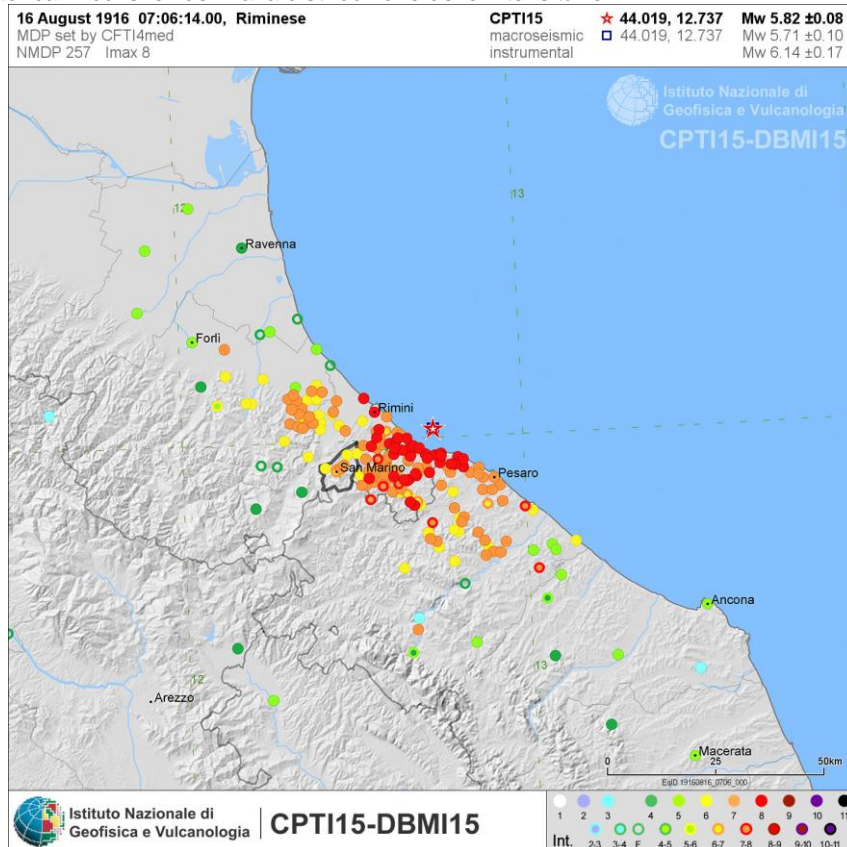
Imax Maximum intensity

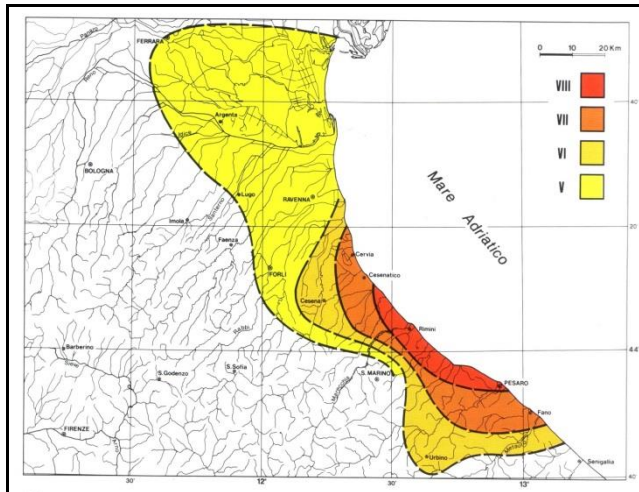
Io Epicentral intensity

Distribuzione temporale degli eventi sismici considerati

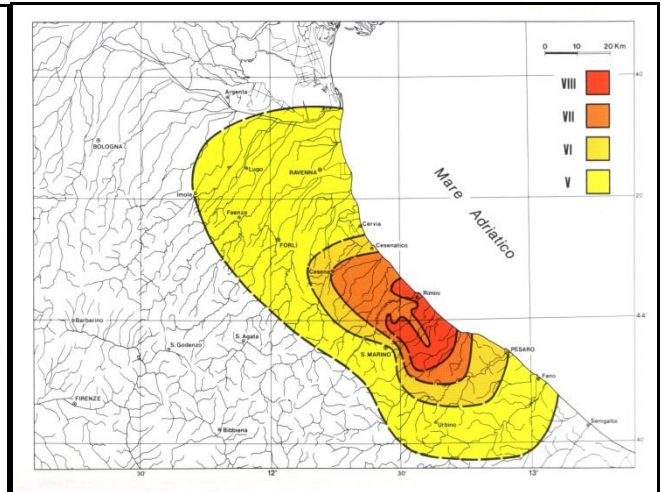


Cartografia storica in cui si evidenzia la distribuzione delle intensità relative all'evento sismico di riferimento

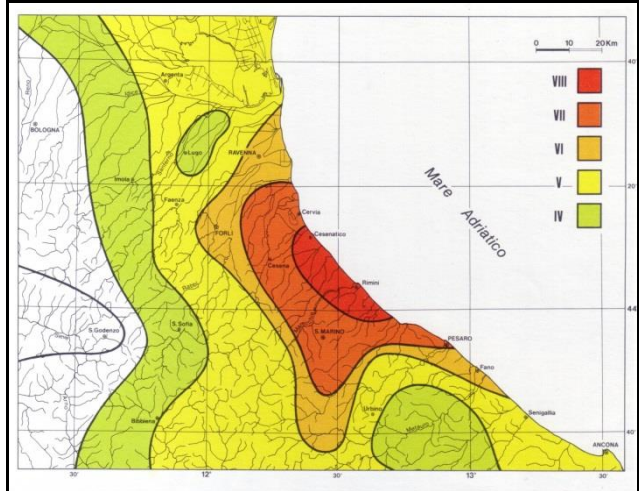




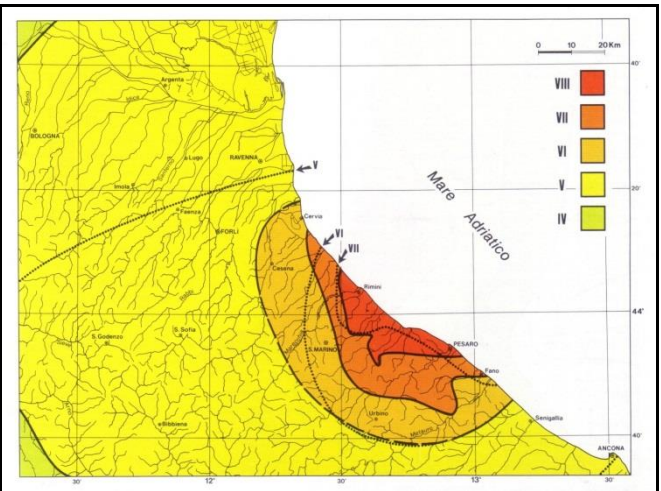
Terremoto del 14 aprile 1672



Terremoto del 25 dicembre 1786



Terremoto del 17 marzo 1875

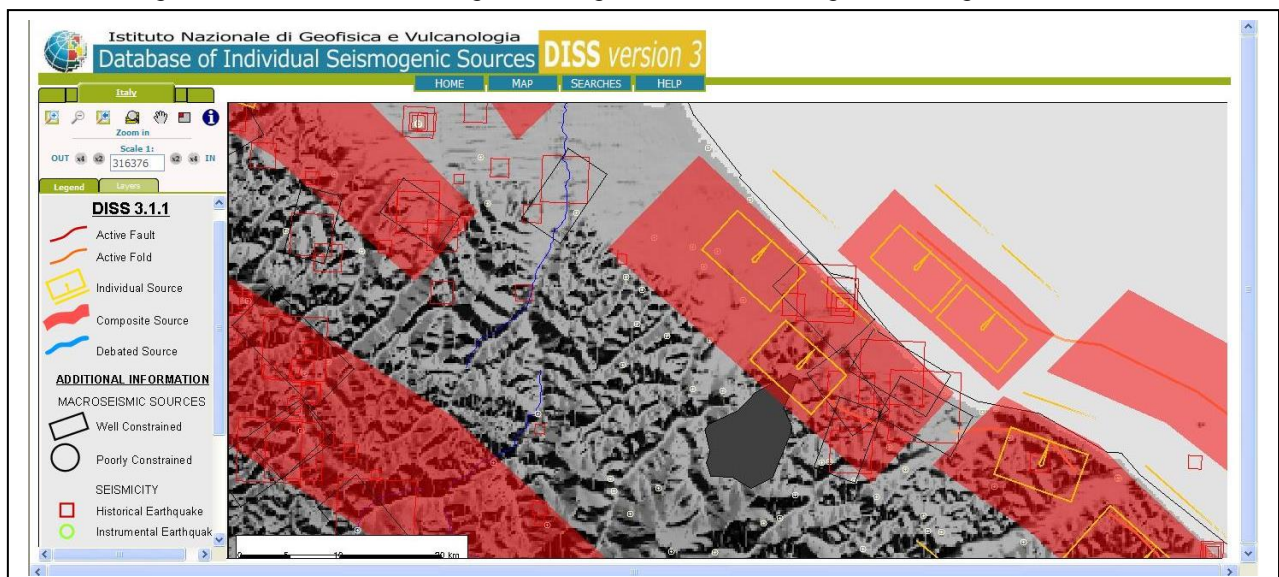


Terremoto del 17 maggio – 16 agosto 1916

Carte delle isosisme in cui le aree colorate dal rosso al verde corrispondono a parti di territorio colpite da effetti di severità decrescente. (DISS3/INGV).

Sulla scorta di tali cataloghi nonché di più approfondite informazioni storico-scientifiche e di studi su modelli geodinamici e crostali l'INGV ha sviluppato un database delle sorgenti sismogenetiche attive denominato DISS3, contenente potenziali fonti per i terremoti più grandi di 5,5 M in Italia e nelle aree circostanti:

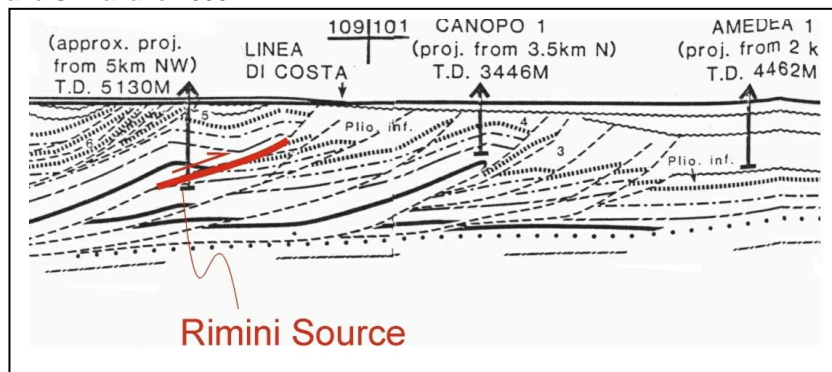
Stralcio cartografico con distribuzione regionale degli eventi e delle sorgenti sismogenetiche - INGV_DISS 3



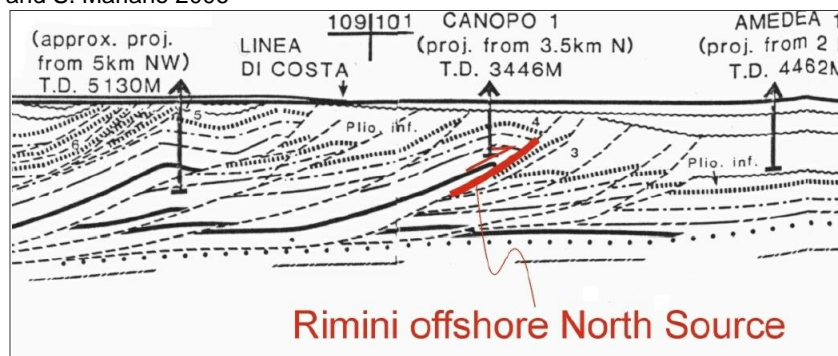
L'area d'intervento, risulta direttamente interessata dalla sorgente sismogenetica ITCS039 (denominata "Riminese On-Shore", Basili, R., U. Fracassi and S. Mariano 2006) e molto prossima alla ITCS030, posizionata nello specchio marino frontostante, così come censite e caratterizzate nel database INGV_DISS3, di cui di seguito si riporta uno stralcio georeferenziato ed ingrandito su base ortofotografica a cura della softwarehouse GEOSTRU:



Sorgente sismogenetica ITC039 - Riminese "on-shore" proiettata su Sezione Amedea-M.te.Amiata di Bally et al. [1986]. Basili, R., U. Fracassi and S. Mariano 2006



Sorgente sismogenetica ITC030 - Riminese "off-shore" proiettata su Sezione Amedea-M.te.Amiata di Bally et al. [1986]. Basili, R., U. Fracassi and S. Mariano 2006



Di conseguenza diviene necessario definire un valore di magnitudo di riferimento "Mwmax" (magnitudo momento), analogamente ai valori di accelerazione massima, in funzione della possibilità che si possano verificare, sia pure con probabilità molto basse, eventi con magnitudo pari o superiore a quelli verificatisi nel periodo di osservazione del Catalogo dei Terremoti.

Per la definizione della massima magnitudo associabile a tali sorgenti sismogenetiche, sulla base dei dati macrosismici e strumentali, è opportuno rapportarsi all'aggiornamento del catalogo DBMI-CPT115 in cui oltre ai valori di riferimento per ciascun evento vengono stimati anche i relativi ambiti di incertezza.

Diversamente il metodo di "disaggregazione" condotto da INGV (Spallarossa e Barani; 2007) fornisce risultati ottenuti attraverso l'opera di disaggregazione della pericolosità sismica (Bazzurro e Cornell; 1999) ovvero un'operazione che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. Tale metodo si pone come obiettivo quello di consentire in qualunque sito la stima di una coppia di riferimento magnitudo - distanza (nel seguito M-R) e pertanto riporta una mappatura del territorio nazionale con valori di magnitudo che possono essere utilizzati per verificare le condizioni di stabilità di versante o di liquefazione per opere alle quali è associato un periodo di riferimento (RP) non superiore a quello per il quale la mappa è stata dedotta (vedi "Indicazioni e Criteri per la Microzonazione Sismica", 2008 a cura del Dipartimento per la Protezione civile).

Dai dati dell'analisi di disaggregazione il valore di magnitudo momento adottabile nel calcolo, al pari di quello della accelerazione, per opere ordinarie (progetti di basso-medio rischio e Vn=50 anni) con tempi max di ritorno di 475 anni e percentuale di superamento pari al 10%, potrebbe essere **Mw = 5.5** come definibile dalle Fig. 2.8.1 pag. 113 e 2.8.3 pag. 115 delle ICMS (metodo eventualmente utilizzabile solo per TR ≤ 475 anni come da indicazioni ICMS).

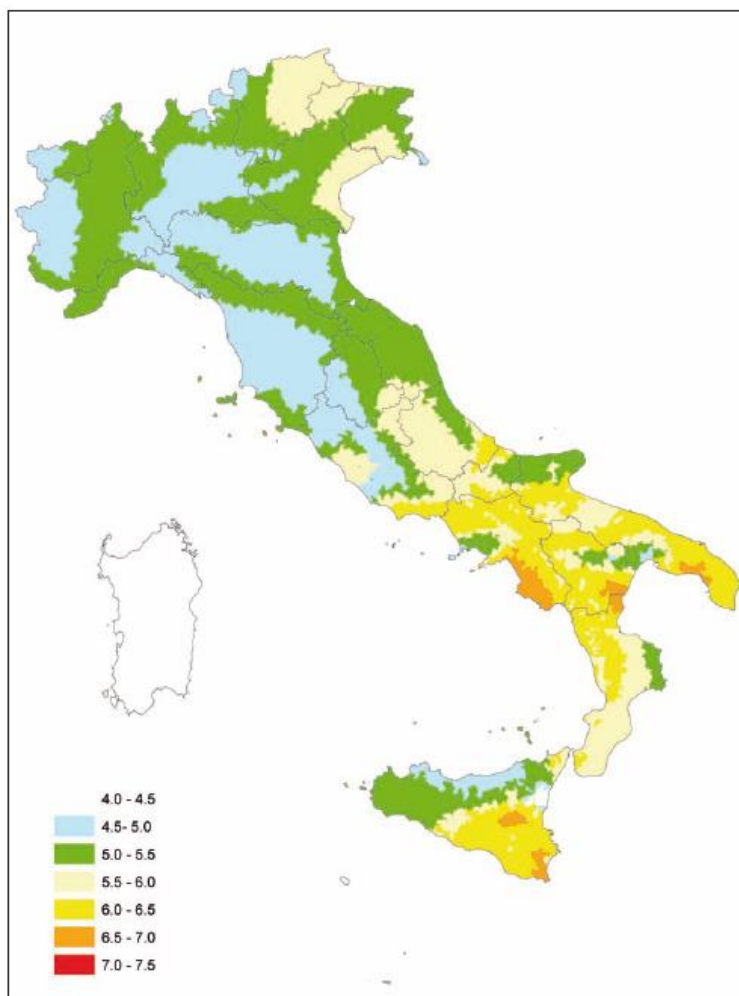
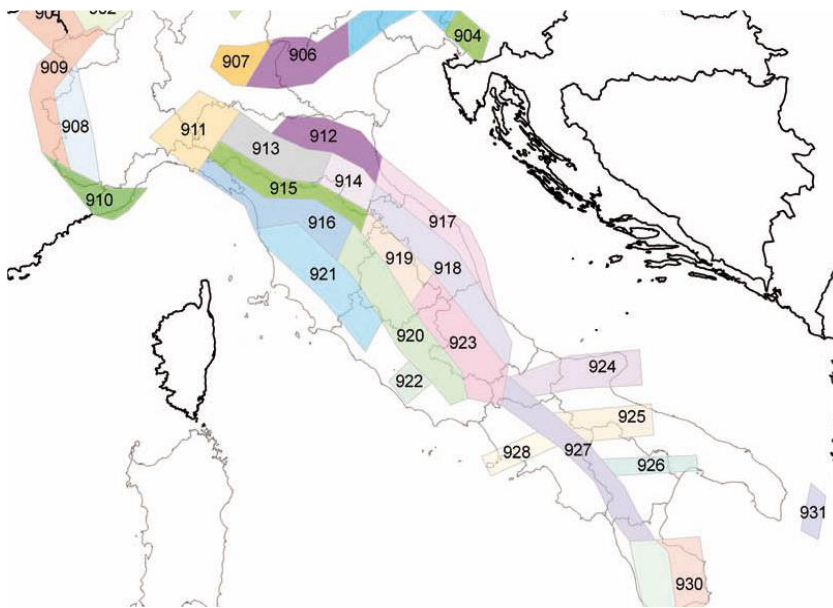


Figura 2.8-3 - Valori medi di M per comune, ottenuti a seguito della disaggregazione della pericolosità con periodi di ritorno di 475 anni (elaborazione su dati da Spallarossa e Barani, 2007).

Tuttavia l'area in studio è inserita all'interno della **zona sismogenetica n. 917** (Rimini - Ancona; vedi figura successiva) nell'ambito della zonazione "ZS9" definita dal "Gruppo di Lavoro per la redazione della Mappa della Pericolosità Sismica" dell'INGV. Nel rapporto conclusivo al paragrafo 6.3 (a pag. 36) sono stati individuati due tipi di valori (Rapporto Conclusivo GdL INGV, 2004). A tal proposito in "Indicazioni e Criteri per la Microzonazione Sismica" (anno 2008 a cura del Dipartimento per la Protezione civile) si raccomanda l'adozione del valore di **Mwmax2 = 6.14**, come richiamato al paragrafo 2.8.2, definito come metodo semplice e in favore della sicurezza per stimare il valore della magnitudo che può essere utilizzata **per le verifiche di stabilità e di liquefazione dei terreni e/o progettazione di opere**. Rimane in ogni caso in ambito discrezionale del progettista l'adozione del valore più opportuno di magnitudo ai fini delle verifiche di calcolo in funzione della tipologia di opera e delle relative classe d'uso, vita nominale ed esposizione al rischio.



Si può osservare inoltre che ben pochi dei terremoti significativi verificatisi nella storia sismica del riminese e lungo la costa del Comune di Rimini hanno delle magnitudo inferiori a 5/5.5 e grado di intensità MCS<7-8.

Pertanto, considerati gli studi dell'INGV, la zonazione ZS9 e le indicazioni I.C.M.S., in relazione alle finalità e tipologie di opere e di intervento previste nell'areale di studio nonché alle relative condizioni di rischio prevedibili, per le analisi di calcolo si ritiene di adottare una **magnitudo momento max pari a MW=6.14**, derivabile dalle raccomandazioni I.C.M.S. e zonazione ZS9.

10.3 Magnitudo e Accelerazione massima attesa per microzonazione

In base alle indicazioni della normativa di cui sopra (Par. 10.1 - punti 1 e 2) la magnitudo dovrebbe essere minore di 5 e l'accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field dovrebbe essere minore di 0.1g.

La Magnitudo MWmax storica e, comunque, adottabile ai fini delle verifiche a liquefazione risulta pari a 6.14 e, pertanto, > 5.0.

Invece per quanto riguarda la PGA si ha che:

PGA = 0.184*1.7 = 0.313 ag/g in base ai dati tabellari da DGR 2193/2015

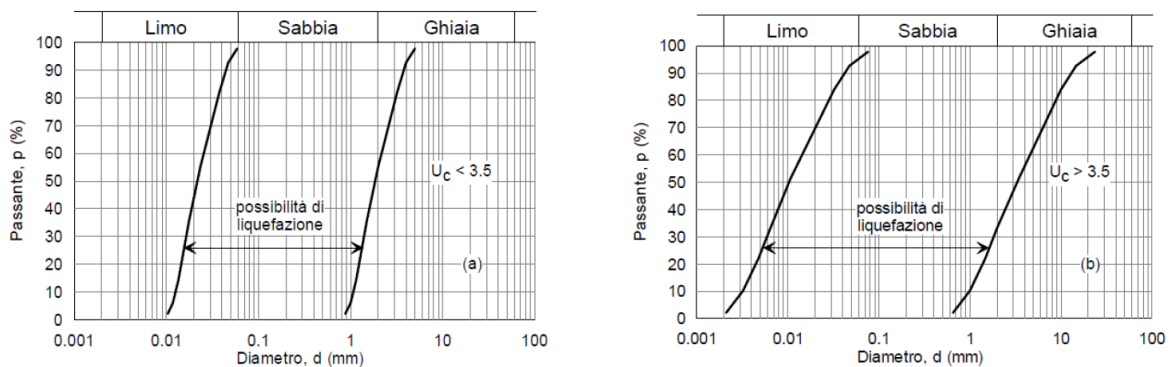
PGA = 0.184*2.3 = 0.423 ag/g in base ai dati PSC

pertanto anche in relazione ai valori di ag/g attesi in free-field la potenziale liquefacibilità non è escludibile.

10.4 Resistenza alla penetrazione e Distribuzione granulometrica

Per quanto riguarda il punti 3 di cui al paragrafo 10.1, si rileva che, ad eccezione di isolati e circoscritti livelli di spessore contenuto, i parametri di indice di plasticità, resistenza alla penetrazione e rigidità sismica (proporzionale alla V_s) risultano inferiori a quelli minimi indicati per ovviare alla potenziale liquefacibilità del deposito sabbioso.

Invece in merito al punto 4 di cui al paragrafo 10.1 è necessario considerare le granulometrie dei campioni prelevati nei sondaggi geognostici, le cui curve andranno a sovrapporsi ai fusi granulometrici di riferimento riportati nella normativa regionale (vedi figura sottostante) a seconda del coefficiente di uniformità U_c .



La risultanza di tale sovrapposizione (vedi allegato 9) è evidenziata dalla curva granulometrica dei campioni utilizzati, dove viene confermata la *possibilità di liquefazione* del deposito granulare costiero.

10.5 Profondità della falda

In base a quanto riscontrato durante le indagini geognostiche, attraverso misurazioni di falda eseguite nei fori di sondaggio ed in piezometri installati in aree limitrofe, nonché da monitoraggi su basi storiche eseguiti nel territorio, si evince che il livello freatico può essere collocato mediamente alla profondità media di circa 1,0 mt dal p.c.; pertanto in condizioni di massimo innalzamento stagionale potrà raggiungere una profondità di $-1,0$ dal p.c. Tali profondità sono decisamente inferiori a quanto riportato nella normativa (profondità media stagionale >15 m).

Pertanto anche il punto 5 di cui al paragrafo 10.1 non risulta verificato.

11 STIMA DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

Secondo la DGR 2193/205 per verificare la possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione possono essere impiegate le procedure che nell'Ingegneria Geotecnica Sismica sono denominate 'metodi semplificati'. Tali metodi, applicabili solo nelle condizioni di piano di campagna orizzontale o con deboli pendenze e depositi olocenici, richiedono la valutazione, fino alla profondità critica da p.c., del coefficiente di sicurezza:

$$FL = \frac{CRR_{M=7,5; \sigma'=1atm}}{CSR} \times MSF \times K_{\sigma}$$

dove:

- $CRR_{M=7.5; \sigma'_{v0}=1atm} = \tau_{ult} / \sigma'_{v0}$ è il rapporto di resistenza ciclica, ovvero la resistenza normalizzata rispetto alla pressione efficace verticale iniziale σ'_{v0} , per terremoto di magnitudo $M = 7.5$ e pressione efficace di riferimento $\sigma'_v = 1atm$, che può essere valutata attraverso abachi, in funzione di parametri desunti da prove SPT, CPT e da misure dirette della velocità delle onde di taglio V_s , oppure tramite specifiche relazioni adottate dai vari metodi di calcolo semplificato presenti in letteratura;
- $CSR = \tau_{media} / \sigma'_{v0} = 0,65 (a_{maxs} / g) (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0}) r_d$ è il rapporto di tensione ciclica, ovvero la tensione di taglio ciclica media indotta dall'azione sismica di riferimento, normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace iniziale σ'_{v0} e dove a_{maxs} è il picco di accelerazione al piano campagna del terremoto di riferimento; g è l'accelerazione di gravità; σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata; r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo e che può essere stimato con relazioni empiriche associate ai diversi metodi di stima di CRR (e di MSF). Il valore della tensione tangenziale media $\tau_{media} = 0.65 \tau_{max}$ al variare della profondità può essere più precisamente determinato con analisi di risposta sismica locale.
- MSF è un fattore di scala che può essere valutato in funzione della magnitudo dei terremoti attesi oppure tramite specifiche relazioni adottate dai vari metodi di calcolo semplificato presenti in letteratura. Nel caso in esame, per terremoti con $M_w < 7.5$ ed il metodo di calcolo adottato viene utilizzato il fattore consigliato da Youd 2001 come proposto da Idriss 1997 pari a: **MSF = $10^{2.24/M_w^{2.56}}$** (NCEER, 2001).
- K_σ è il fattore di correzione che tiene conto della pressione efficace alla profondità a cui la resistenza viene valutata.

Se il fattore $FL > 1,0$ la liquefazione è da escludere; se è $FL < 1,0$ è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione, ma in ogni caso vanno verificati anche i cedimenti post-sismici sia in sabbie sature che fuori falda, nonché in argille particolarmente compressibili potenzialmente soggette a fenomeni degradazione ciclica.

12 CALCOLO DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Per il calcolo della potenziale liquefacibilità dei terreni sabbiosi saturi e di degradazione ciclica di quelli limo/argillosi individuati nella successione litostratigrafica, sono stati utilizzati i risultati delle prove penetrometriche realizzate le cui risultanze sono state ritenute idonee ed accettabili, anche a seguito di verifica e comparazione con i risultati delle analisi granulometriche dei campioni prelevati nei depositi sabbiosi costieri ed argillosi sottostanti nonché con i corrispondenti valori di V_s riscontrati durante la campagna di prospezione geofisica di riferimento. Dai dati della campagna geognostica risulta che lo spessore del corpo sedimentario sabbioso costiero (rappresentato in loco dai litotipi "V", "S", "H" ed "AL"), costituito da sabbie prevalenti e alternanze di livelli sabbiosi con sottili orizzonti limosi ed argillosi ma a comportamento generale prettamente incoerente, è di circa 5.6/6.2 mt; tuttavia al tetto del Lit L talora sono presenti orizzonti metrici di sabbie e/o ghiaie alluvionali determinando uno spessore locale dell'orizzonte incoerente fino a 7.5 mt dal p.c..

Date le finalità di studio e la tipologia delle opere in progetto per tutte le analisi circa la potenziale liquefacibilità e la stima dei cedimenti post-sismici attesi, in questa fase, cautelativamente si è fatto riferimento al piano campagna attuale estendendo le analisi entro i primi 20 mt dal piano di campagna, profondità oltre la quale il fenomeno è inibito dalla pressione litostatica e/o gli eventuali potenziali effetti in superficie risulterebbero di scarsa rilevanza se non del tutto influenti.

Le verifiche possono essere effettuate con metodologie di tipo storico – empirico fra cui quelle basate su prove CPT con particolare riferimento al metodo di "Robertson", specificamente ritenuto adeguato per le caratteristiche dei terreni in studio e raccomandato nelle Linee Guida AGI 2005.

Come verificato al precedente paragrafo 10.3, l'accelerazione massima al suolo libero attesa sulla base delle stime tabellari (Pianura 2) della DGR 2193/2015 risulta pari a **Amax=0.313 g**.

La verifica di calcolo, riportata in allegato n. 10, è stata effettuata come da normativa attraverso l'utilizzo del software CLiq vers. 2.0.6.85 della software house Geologismiki attraverso l'utilizzo delle prove **CPTu 1 e 2** effettuate in sito, ritenute rappresentative della situazione locale e sufficientemente profonde, discretizzando la stratigrafia secondo strati di 3 cm nonché avvalendosi di formule semplificate (metodologia di Robertson - Wride modificata, 2009) rapportabili a parametri probabilistici. La verifica è stata condotta in considerazione di un **livello di falda cautelativo pari a -0.7 mt dal p.c.** attuale (valor medio nella stagione di massimo innalzamento stagionale), con una magnitudo momento **Mw = 6.14** (vedi par. 10.2).

L'analisi è stata eseguita utilizzando uno dei metodi più accreditati dal mondo accademico e scientifico, basato su un proprio fattore caratteristico di scala della magnitudo (MSF = Idriss, 1997) e propri coefficienti riduttivi (R_d - K_α - K_σ) atti a determinare i valori di CRR (cyclic resistance ratio) e CSR (cyclic stress ratio) per ciascuno strato, necessari a definirne il rispettivo FS (fattore di sicurezza) rispetto ad una soglia limite di riferimento prefissata (nel caso in esame **FS = 1.25**).

Il piano di riferimento adottato nelle analisi è stato definito al piano campagna.

In funzione del FS calcolato sono stati determinati, altresì, le deformazioni massime (γ_{max} - LDI) ed i cedimenti attesi (ϵ_v - ΔS_i) nei terreni sia in falda che fuori falda (Zhang, 2004), siano essi incoerenti che coerenti (rispettivamente per deformazione volumetrica/riaddensamento e riconsolidazione; Robertson metodo "all soil, 2009").

Nel caso in esame, dato il grado di conoscenza della stratigrafia, di affidabilità delle prove e dei dati utilizzati, nonché del grado di conoscenza delle caratteristiche dei terreni in esame, si è fatto riferimento ad una soglia limite di riferimento per la sicurezza pari a **FS=1.25**, come indicato e raccomandato nell'Eurocodice 8, nelle I.C.M.S, nonché da diversi autori dei metodi semplificati in funzione del grado di sicurezza atteso.

Nel caso in esame, ai fini progettuali di un'opera pubblica di rilevante interesse (Classe d'uso IV) e dati il grado di conoscenza della stratigrafia, di affidabilità delle prove e dei dati utilizzati, nonché del grado di conoscenza delle caratteristiche dei terreni in esame, si è fatto riferimento ad una soglia limite di riferimento per la sicurezza pari a **FS=1.25**, come prescritto nell'Eurocodice EC8 - Parte 5 all'art. 4.1.4(11), recepito nell'annex nazionale con Decreto Ministeriale 31/07/2012. Tale soglia di riferimento viene altresì raccomandata nelle linee guida per la protezione Civile ICMS, Parte I-II, al par. 2.7.1.2 e richiamata nelle Linee Guida AGI-2005.

Per una stima del rischio in termini probabilistici, il valore di PL riferito al singolo strato ed al relativo FS, ricavato tramite il metodo di Robertson, può essere definito attraverso la formulazione di

Ku et Al. 2012 $P_L = 1 - \Phi \left[\frac{0.102 + \ln(F_s)}{0.276} \right]$ (con Φ = distribuzione standard normale) per cui a valori di FS = 1.25 corrisponde una probabilità di accadimento pari a PL≈12%.

La suscettibilità alla liquefazione di ogni singolo strato può essere stimata tramite i seguenti intervalli generali di probabilità:

da Juang 2000-2008
modificato, Facciorusso 2008

Valori di PL	Classe	Probabilità di liquefazione
$0.85 \leq PL < 1.0$	5	Liquefazione quasi certa
$0.65 \leq PL < 0.85$	4	Liquefazione probabile
$0.35 \leq PL < 0.65$	3	Liquefazione incerta
$0.15 \leq PL < 0.35$	2	Liquefazione improbabile
$0.00 \leq PL < 0.15$	1	Non Liquefazione quasi certa

Come indicatore di rischio complessivo, oltre al valore di Fs per ciascun singolo strato, viene stimato anche il potenziale di liquefazione "IPL" lungo la colonna stratigrafica fino alle profondità sondate secondo il metodo di Iwasaki et Al. 1982 recentemente rivisto ed aggiornato da Sonmez (2003), integrando in modo pesato il potenziale di liquefazione di ciascuno strato su tutto il profilo stratigrafico indagato e per cui:

$$IPL = \int_0^{Z_{crit}} F(z) w(z) dz$$

In cui:

$$w(z) = 200 / z_{crit} w (1 - (z/z_{crit}))$$

dove z_{crit} è la profondità critica, ovvero la profondità massima entro la quale può verificarsi la liquefazione, che di norma si assuma pari a 20 m.

La variabile $F(z)$ vale (Sonmez, 2003):

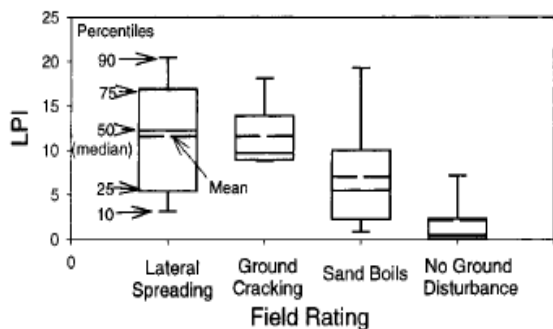
$$\begin{aligned} F(z) &= 0 && \text{per } FL \geq 1.2 \\ F(z) &= 2 \cdot 106 \cdot \exp(-18.427 \cdot FL) && \text{per } 1.2 > FL \geq 0.95 \\ F(z) &= 1 - FL && \text{per } FL \leq 0.95 \end{aligned}$$

Definendo i seguenti ambiti di pericolosità:

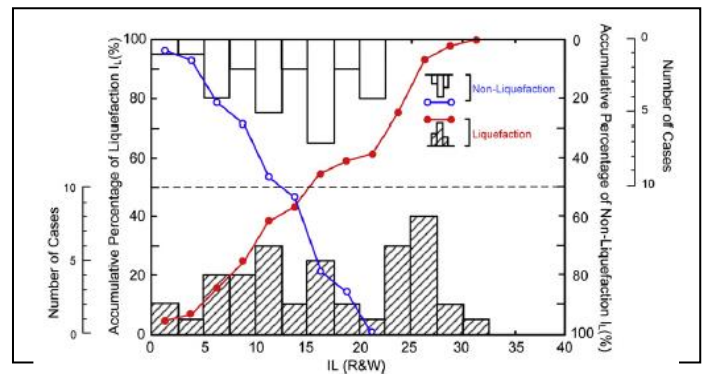
IPL=0	Il rischio di liquefazione è nullo ($FS \geq 1.2$)
$0 < IPL \leq 2$	Il rischio di liquefazione è basso
$2 < IPL \leq 5$	Il rischio di liquefazione è moderato
$5 < IPL \leq 15$	Il rischio di liquefazione è alto
$IPL > 15$	Il rischio di liquefazione è molto alto

Tuttavia diversi autori (Lee 2003, Toprak-Holzer 2005, Papathanassiou et Al. 2008-2010) hanno verificato che il valore di IPL è fortemente condizionato sia dal metodo di calcolo che dalla tipologia di prove utilizzati (SPT, CPT). Inoltre accade, soprattutto a magnitudo medio/basse, che si riscontri una minore correlabilità tra lo scenario di danno atteso (inteso come entità delle manifestazioni superficiali e danni alle strutture - Tonkin&Taylor Limited 2013) ed il valore di IPL stimato. Tale bassa correlabilità e la relativa dispersione dei dati (vedi figure sottostanti) sembra imputabile proprio al fatto che il metodo di Iwasaki sia stato sviluppato soprattutto sulla scorta di analisi con metodi SPT (caratterizzati da minor risoluzione stratigrafica e sensibilità strumentale nonché su terremoti prettamente ad elevate magnitudo).

A titolo indicativo, i limiti di rischio inizialmente stabiliti da Iwasaki (1978), sulla base di prove SPT, sono stati recentemente ricalibrati anche su database di prove CPT tramite vari metodi semplificati tra cui quello di Robertson e Wride - agg. Youd, 2001 (Lee et al., 2003), stimando delle nuove soglie di riferimento per cui con $IPL < 13$ si configura un "rischio basso", per $13 < IPL < 21$ un "rischio alto" e per $IPL > 21$ un "rischio molto alto"; nell'ambito di tale verifica degli autori solo circa il 10% dei casi di liquefazione presentava un $IPL < 5$.



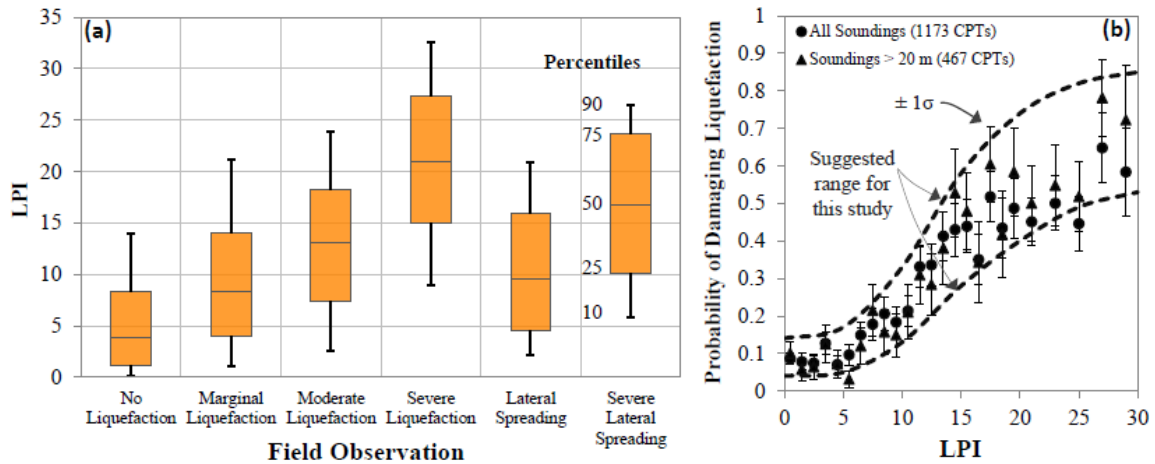
Correlation of LPI values with surface effects for the 1989 Loma Prieta Earthquake: (a) LPI values and (b) percentiles



Distribution of calculated LPI (or I_L) of liquified group and non-liquified group of cases using the Robertson and Wride method (reproduced from Lee et al. 2004)

Anche Green et Al., 2013, ha sviluppato uno studio volto a valutare il rischio da liquefazione tramite il metodo di Robertson arrivando a ridefinire le soglie di rischio di danneggiamento (piuttosto che di rischio di innesco liquefazione) basso, moderato e severo secondo valori di IPL rispettivamente pari a 8.4, 13.1 e 21.0, in cui il danneggiamento a infrastrutture viene sostanzialmente riscontrato a partire da valori "moderati" o "alti". La probabilità di danneggiamento alla soglia $IPL=5$ è risultata generalmente compresa tra il 5-17%.

Green et Al.,2013



A supporto del giudizio complessivo possono essere valutati anche altri indicatori di riferimento per una stima del rischio per liquefazione e dei conseguenti effetti sulla stabilità del terreno e delle strutture.

Per una stima del rischio complessivo sull'intera colonna stratigrafica il "PL" (Probability Liquefaction, Juang 2005/2006 - Papathanassiou et Al. 2008-2010) ed "LSN" (Liquefaction Severity Number - H. Cowan e Tonkin&Taylor Limited 2012/2013) evidenziano rispettivamente le probabilità di accadimento e l'entità dei fenomeni attesi in conseguenza dell'innescarsi di fenomeni di liquefazione.

Tali indicatori, illustrati nell'ambito delle verifiche (vedi tabelle parametriche riassuntive allegato n. 10), stimano degli scenari di deformazione/danno attesi in superficie sulla base dell'assetto stratigrafico rilevato e del rapporto fra orizzonti liquefacibili/non liquefacibili, consentendo di valutare più approfonditamente i range di IPL cui fare riferimento nel caso specifico.

Il valore PL, quale probabilità complessiva riferita alla stima di IPL, viene calcolato con la seguente formulazione (Papathanassiou et Al. 2008-2010):

$$PL=100*(1/((1+\exp(-(-3.092+0.218*IPL))))))$$

da cui l'autore definisce una soglia di accadimento/suscettibilità ad elevata probabilità del fenomeno per PL>0.5.

Diversamente il valore di LSN viene ricavato tramite l'integrazione, su tutta la colonna stratigrafica, del coefficiente "ev" - "vertical reconsolidation strain" - calcolato con il metodo di Zhang et Al., 2002 ed attraverso cui vengono definiti i seguenti scenari di riferimento:

$$LSN = 1000 \int \frac{\epsilon_v}{z} dz$$

LSN Range	Predominant performances
0 ÷ 10	Little to no expression of liquefaction, minor effects
10 ÷ 20	Minor expression of liquefaction some sand boil
20 ÷ 30	Moderate expression of liquefaction, with sand boil and structural damage
30 ÷ 40	Moderate to severe expression of liquefaction, settlement can cause structural damage
40 ÷ 50	Major expression of liquefaction, undulations and damage to ground surface, severe total and differential settlement of structure
>50	Severe damage, extensive evidence of liquefaction at surface, severe total and differential settlement affecting structure, damage to services

Gli scenari di danno stimabili con il parametro LSN risultano significativamente condizionati dal rapporto tra strati liquefacibili/non liquefacibili e la relativa deformabilità; cosa che il metodo, sulla scorta di prove ad alta risoluzione (quali le CPT), riesce a discriminare con buona attendibilità.

In funzione del FS calcolato sono stati determinati, altresì, le deformazioni massime (γmax - LDI) ed i cedimenti attesi (εv - ΔSi) nei terreni sia in falda che fuori falda (Zhang, 2002), siano essi incoerenti che coerenti (rispettivamente per deformazione volumetrica/riaddensamento e riconsolidazione; Robertson metodo "all soil, 2009").

In allegato n. 10 viene altresì illustrata anche l'entità dei cedimenti post-sismici attesi ΔS, cumulativa sia per terreni incoerenti che coesivi, i quali presentano oltretutto bassa variabilità areale.

Al proposito Ishihara e Yoshimine (1992), in relazione ai cedimenti stimati ed al grado di danneggiamento/effetti sul suolo attesi, identificano tre ambiti di pericolosità di riferimento per cui:

- $\Delta S < 10$ cm “Light to no damage”
- $10 < \Delta S < 30$ cm “Medium damage”
- $\Delta S > 30$ cm “Extensive damage”

SINTESI DEI RISULTATI: Nel caso specifico, visti i valori di resistenza alla liquefazione (terreni incoerenti) ed alla degradazione ciclica (terreni coesivi), nell'ipotesi di condizioni free-field (campo libero), si ritiene che il potenziale di liquefazione dei terreni (riferito al piano campagna attuale) ed i relativi cedimenti risultino sostanzialmente omogenei e con modesta variabilità areale. Gli indicatori di riferimento considerati (vedi allegato n. 10) presentano, pertanto, i seguenti valori limite in relazione allo scenario di scuotimento di riferimento (MW = 6.14 – PGA):

<i>Indicatori</i>	<i>Range di variazione</i>	<i>Valore Medio</i>
<i>IPL (Indice del potenziale di Liquefazione)</i>	6.52 ÷ 13.14	9.8
<i>LSN (Liquefaction Severity Number)</i>	34.91 ÷ 16.07	25.5
<i>PL (Probabilità di Liquefazione)</i>	44.31 ÷ 15.85	30.1
<i>ΔS (cedimenti post-sismici attesi)</i>	10.1 ÷ 5.78	7.94

In linea generale emerge il fatto che, a meno di modeste differenze litostratigrafiche, gli ambiti di IPL secondo Sonmez, 2003, adottando la soglia di FS=1.25, indicano per il sito in esame **un potenziale ed una probabilità di liquefazione generalmente “Alto” con IPL<15** (vedi verifiche e relative tabelle parametriche e planimetrie in allegati n. 9-10).

Gli orizzonti che contribuiscono maggiormente a tale aspetto sono quelli sabbioso-limosi del Lit. “H” e “AL” presenti nel primo sottosuolo, sino alla base del cuneo sabbioso; questi ultimi sono caratterizzati da un modesto stato di addensamento (35-50%) congiuntamente ad un alto livello freatico. Essi presentano una probabilità di innesco della liquefazione generalmente da “incerta” a “probabile” (classi 3 e 4) e, nelle zone di minor resistenza, anche “quasi certa” (classe 5) (Facciorusso, 2008 – Juang, 2008).

La suscettibilità sia all'innesco che alla propensione a sviluppare manifestazioni superficiali, viene evidenziata anche dagli altri indicatori assunti, quali l'LSN e PL, generalmente rappresentativi di severità e probabilità di danneggiamento medio-alta.

Invece la stima dei cedimenti postsismici, in virtù dello spessore del deposito sabbioso liquefacibile, conduce a valori di $\Delta S \leq 10$ cm rappresentativi di condizioni proprie di potenziale danneggiamento da “basso a medio”.

Soprattutto all'interno dell'orizzonte sabbioso AL tuttavia si riscontrano sottili interstrati a bassa permeabilità che, durante la sollecitazione ciclica, possono comportare un aggravio nella capacità di drenaggio e di smaltimento delle sovrappressioni nei depositi incoerenti.

Nei sottostanti orizzonti coesivi (Lit. “L”), alla base del cuneo sabbioso, non si rilevano livelli argillosi rammolliti potenzialmente soggetti a significativa degradazione ciclica secondo le azioni sismiche di progetto.

Diversamente i depositi ghiaiosi (Lit. G) rilevati a partire da -16.2/-18.3 mt dal p.c. presentano un elevato stato di addensamento che, unitamente all'elevata capacità di drenaggio (=dissipazione delle sovrappressioni) ed elevate pressioni di confinamento, rendono tali depositi immuni dallo sviluppo di significativi fenomeni di liquefazione.

Il ruolo fondamentale, nello scenario di rischio complessivo e di danno atteso, è determinato, oltre che dalla suscettibilità/probabilità di innesco del fenomeno, dalla possibilità o meno che si possano verificare manifestazioni superficiali rilevanti. In relazione all'assetto stratigrafico degli

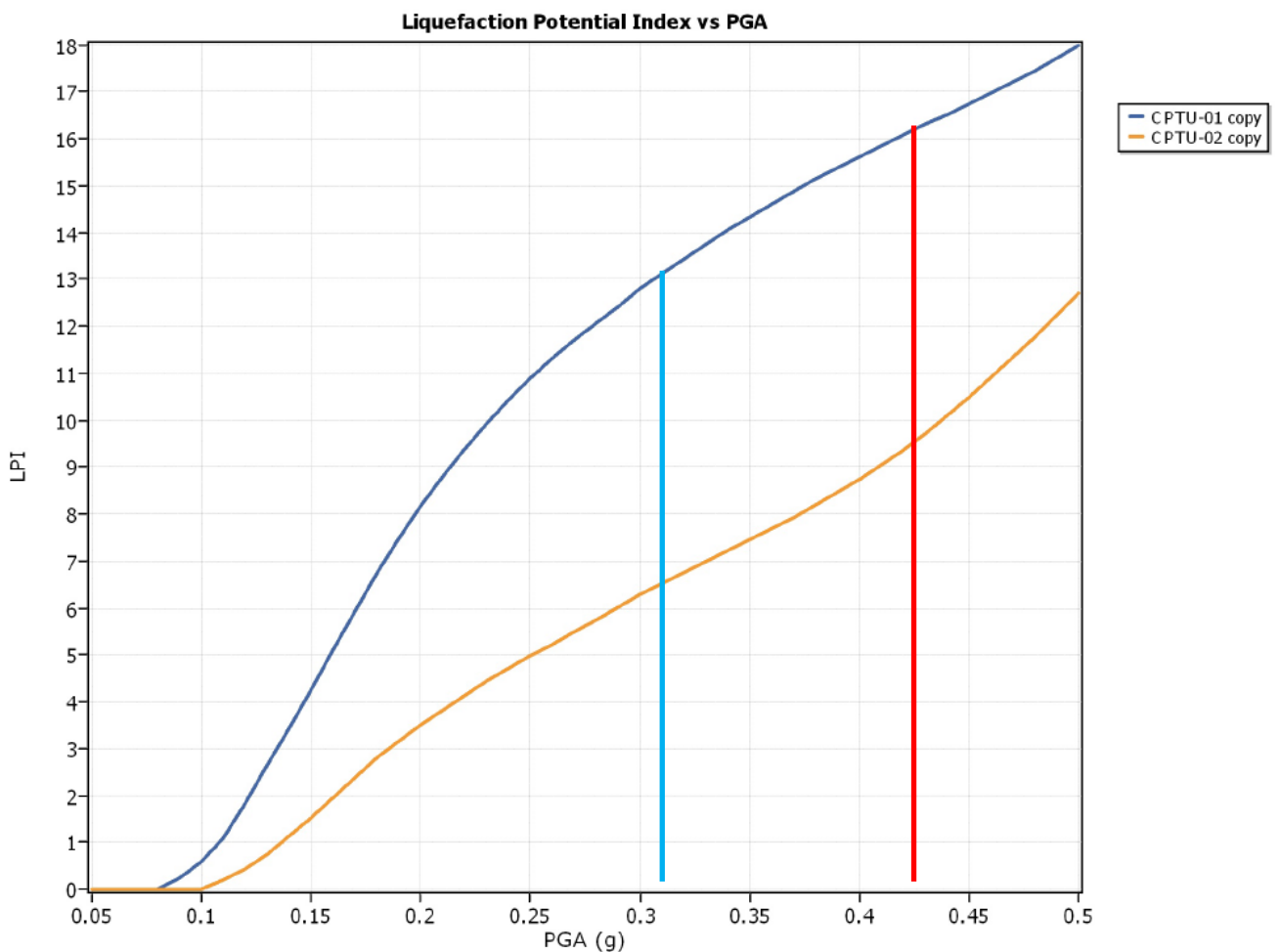
orizzonti potenzialmente liquefacibili, l'indicatore LSN porta ad individuare scenari con potenziali manifestazioni stimabili da moderate a severe.

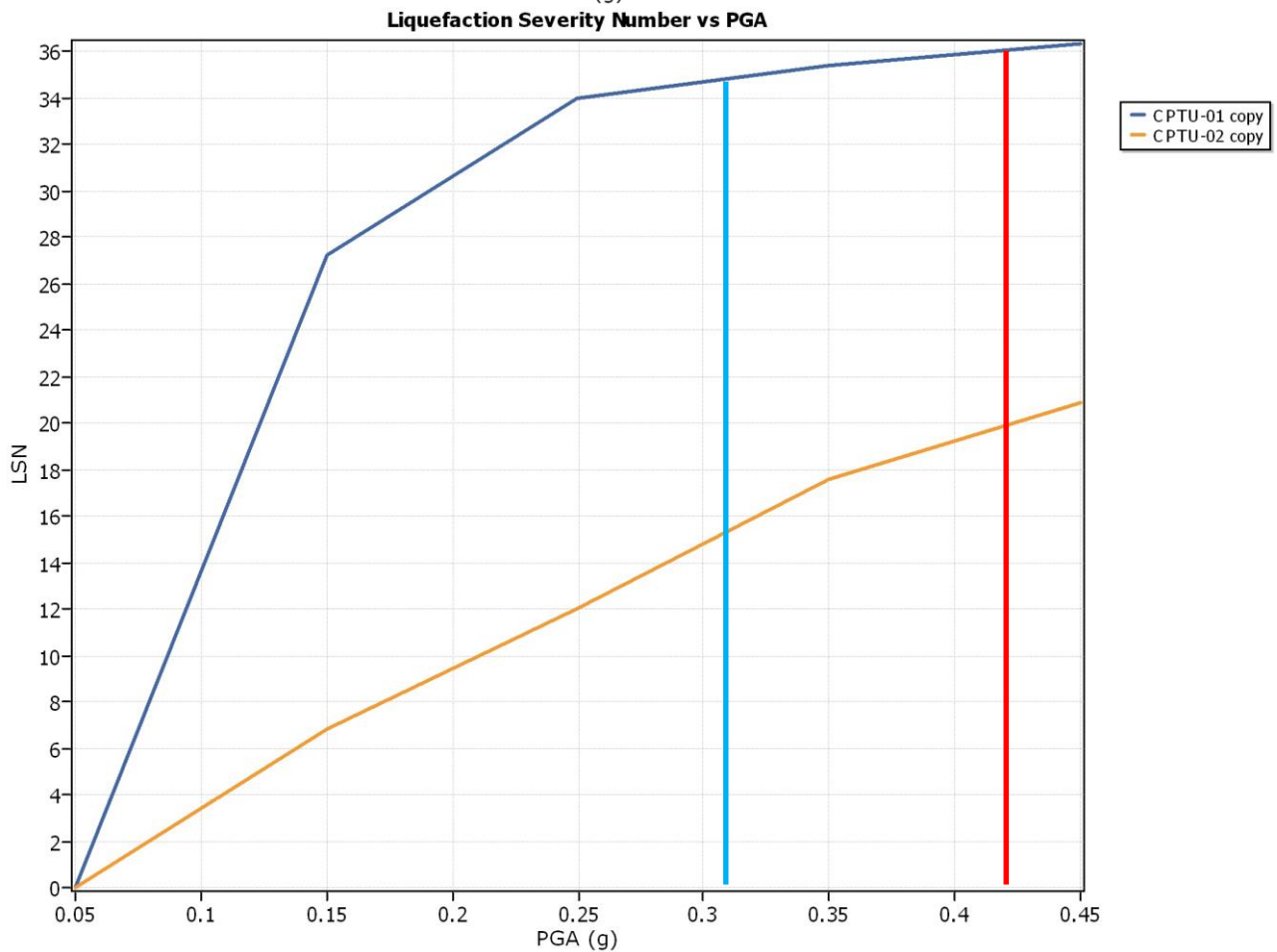
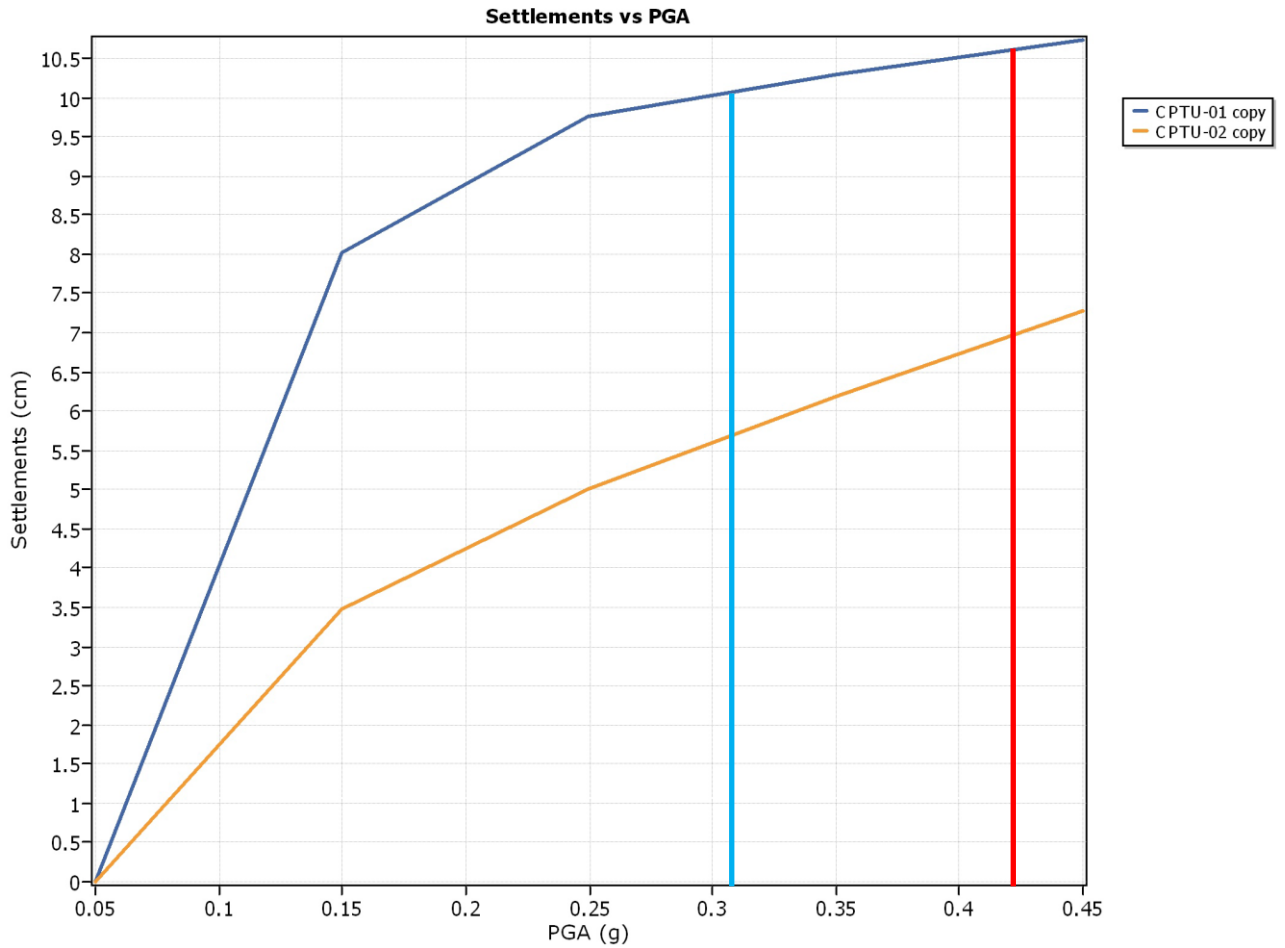
In relazione allo spessore degli strati liquefacibili/non liquefacibili e del relativo rapporto spessore-profondità anche altri autori (Crespellani et. Al., 1988 e metodo Ishihara, 1985 + Youd e Garri 1994/95 – vedi allegato 11) schematizzano la possibilità di propagazione verso l'alto e di avere manifestazioni superficiali. Nel caso in esame risulta possibile la propagazione e di manifestazioni superficiali verso l'alto, in quanto lo spessore degli orizzonti non liquefacibili soprastanti è sempre ridotto e, dunque, le accelerazioni sismiche attese risultano sufficienti ad innescare e propagare il fenomeno.

In ogni caso si deve evidenziare che gli orizzonti incoerenti potenzialmente liquefacibili, risultano sempre caratterizzati da un valore di resistenza espresso in n. di colpi Spt ($(N1)_{60-cs} > 10$), il che secondo bibliografia rappresenterebbe una certa garanzia nei confronti del potenziale innesco di fenomeni di liquefazione totale o di flusso.

Al fine di verificare il comportamento generale del sottosuolo anche in funzione dell'andamento delle azioni sismiche, con particolare riferimento a quelle derivabili dai Fattori di Amplificazione proposti dal **PSC di Rimini (PGA=0.423)** si propongono le curve di sensibilità per gli indicatori presi a riferimento secondo i seguenti trend:

- PSC – PGA = 0.423g
- DGR 2193/2015 – PGA = 0.313g





I valori evidenziano una variazione dei fattori di pericolosità sismica per liquefazione secondo andamenti generalmente non lineari dei fattori di rischio, soprattutto in decrescita ed a bassi livelli di azione sismica. In corrispondenza del valore di PGA desumibile dai parametri comunali (vedi la relativa intercetta "PSC" nei grafici soprastanti) si evidenzia una severità del fenomeno ancora più accentuata sia in termini di IPL che di cedimenti e, quindi, di potenziale severità delle manifestazioni superficiali attese.

Pertanto, in relazione alle azioni sismiche desumibili dalla MZS di PSC, il rischio per liquefazione tende a divenire da "Alto" (Cptu2) a "Molto Alto" (Cptu1).

In conclusione, in base alle suddette considerazioni ed ai parametri di analisi adottati, si ritiene che nel caso specifico il potenziale di liquefazione dei terreni sia generalmente elevato e che, eventuali fenomeni di liquefazione, possano dar luogo a manifestazioni superficiali significative.

13 EDIFICABILITA' DELL'AREA E CONCLUSIONI

Come inquadramento generale l'area in studio si colloca nell'area storicamente urbanizzata della fascia costiera, posta a cavallo della linea ferroviaria "Rimini-Ravenna", a monte della quale vi è un importante polo scolastico con adiacente zona commerciale estese sino alla vecchia linea di costa evidenziata dalla falesia costiera a sud-ovest.

I terreni sabbiosi e le alternanze presenti nell'area (piana costiera) si presentano, in condizioni statiche, generalmente come discreti terreni di fondazione, tuttavia va considerata la significativa estensione lineare delle opere e la variabilità laterale dei depositi alla base del cuneo sabbioso marino per via della frequente ed irregolare interdigitazione con occasionali depositi alluvionali fluviali limo-argillosi.

L'analisi di III° livello di approfondimento nell'ambito della verifica dei rischi sismici ex DGR 2193/2015, a riguardo del potenziale di liquefacibilità in condizioni di *free field con riferimento al p.c. attuale*, ha caratterizzato l'area come ad "Alto" potenziale di liquefazione.

In allegato n. 12 viene altresì illustrata anche la distribuzione areale del potenziale di liquefazione e cedimenti post-sismici attesi, sia per terreni incoerenti che coesivi, i quali presentano un ambito di variabilità areale modesto.

Pertanto considerato il grado di rischio associabile alle opere in progetto nonché alla loro interazione con il tessuto urbanizzato ed il rilevato ferroviario esistenti, in fase di progettazione definitiva/esecutiva delle opere si raccomanda un'accurata modellazione geotecnica con definizione delle azioni sismiche tramite specifiche analisi di RSL su approfondimenti di indagine mirati tramite tecniche di prospezione geofisica ad alta penetrazione e prove di laboratorio sia dinamico che ciclico, al fine di appurare con maggior precisione il potenziale di liquefazione dei terreni in relazione alle azioni sismiche di progetto ed effettuare una specifica calibrazione delle prove in sito.

In assenza di ulteriori e significativi elementi conoscitivi lungo tutto lo sviluppo dell'opera si renderà opportuno garantire un idoneo incastro delle strutture fondali entro terreni sufficientemente stabili e portanti presenti al di sotto del cuneo sabbioso (Lit. V-S-H-AL-tetto di L), garantendone altresì un'adeguata resistenza alle sottospinte idrostatiche prevedibili e sovrappressioni sismiche indotte. Le opere di fondazione profonde andranno altresì dimensionate adeguatamente alle **azioni di taglio, nonché alla mancanza di adesione laterale negli orizzonti incoerenti potenzialmente liquefacibili, considerando altresì possibili effetti di attrito negativo a seguito dei fenomeni di riaddensamento e/o degradazione ciclica di quelli coesivi soggetti.**

Solo in funzione del grado di conoscenza ottenuto e del miglioramento ottenibile da eventuali interventi di mitigazione/miglioramento dei terreni potranno essere valutate ulteriori e diverse soluzioni tecnico operative.

In ogni caso in sede di progettazione esecutiva tali valutazioni andranno approfondite puntualmente in relazione alle caratteristiche delle opere, le quote dei piani di posa, ai carichi insistenti nonché alle modalità realizzative delle opere previste e delle prestazioni attese dalle stesse e, pertanto, anche in base a quanto espresso al paragrafo 7.11.3.4.3 delle NTC "L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista".

Particolare attenzione andrà poi posta alla progettazione e realizzazione delle opere di scavo le quali, esplicandosi in gran parte nel volume di interesse del rilevato ferroviario e dei manufatti urbani vicini, dovranno essere condotte con la dovuta cautela, avendo cura di limitare al massimo gli effetti dello scavo e dell'abbassamento della falda nell'intorno (spesso causa di consolidamento o cedimento dei terreni laterali); ciò potrà essere ottenuto sia tramite l'adozione di idonee modalità di scavo che tramite opere di contenimento e/o l'uso congiunto di eventuali interventi di miglioramento del terreno.

La scelta delle tipologie fondazionali e dei piani di posa delle fondazioni, nonché degli approcci metodologici corretti per gli sbancamenti, le opere di drenaggio e di contenimento, saranno effettuati in sede di progettazione definitiva/esecutiva, tenendo conto di quanto soprariportato ed in base sia alle problematiche di dettaglio che si presenteranno nel sito di intervento, nonché alle caratteristiche tecniche dell'opera da realizzare e della presenza di edifici, del rilevato ferroviario o altri manufatti sensibili nelle adiacenze.

Data la presenza della falda anche nei pressi della superficie, si consiglia di predisporre un idoneo sistema di impermeabilizzazione delle opere interrato e di dimensionare le solette di fondazione tenendo conto delle sottospinte idrostatiche.

E' opportuno inoltre effettuare le valutazioni dell'impatto dell'opera nel contesto territoriale ai fini delle possibili variazioni introdotte all'idrogeologia del sito, quali l'effetto sbarramento ed i possibili innalzamenti del livello freatico.

Anche in fase di scavo e di realizzazione dell'opera sarà necessario predisporre un monitoraggio della falda in relazione alle opere in interrato da eseguire in particolare nelle aree prossime agli edifici esistenti.

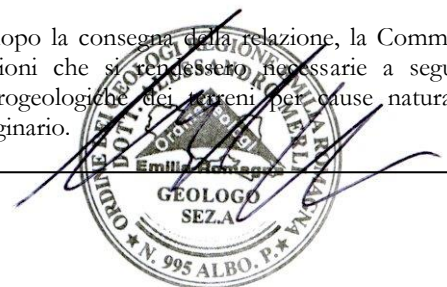
Al fine di limitare situazioni di potenziale innalzamento della falda freatica, le soluzioni realizzative che prevedano strutture interrato continue con impermeabilizzazione/sbarramento di tutto l'acquifero superficiale andranno limitate nel loro sviluppo o, comunque, debitamente valutate in funzione della permeabilità dei terreni e tramite specifici studi idrogeologici/idrodinamici. Al proposito, sia in corso che a seguito dell'esecuzione dei lavori, si consiglia la predisposizione di un monitoraggio della falda al fine di verificare le risultanze dello studio effettuato e/o dell'efficacia dei sistemi di contenimento/isolamento dello scavo.

Non sussiste pericolo di esondabilità da parte dei corsi d'acqua maggiori, mentre ai sensi della Direttiva Alluvioni (DIRETTIVA 2007/60/CE e D. LGS 49/2010) sussiste una situazione di Rischio R3, con scenari di pericolosità P2 e P3 da parte della rete scolante minore presente nell'area.

Per lo smaltimento delle acque di pioggia all'interno dell'area dovrà essere prevista la realizzazione di un'idonea rete fognaria in grado di integrarsi con quella urbana già esistente ed in conformità alle norme di settore vigenti. La progettazione delle reti di drenaggio e fognatura dovrà essere dimensionata in base a dati pluviometrici riferiti ad un adeguato lasso temporale ed elaborati statisticamente onde ad addivenire a curve/equazioni di possibilità pluviometrica per piogge di breve e lunga durata, nonché relative a differenti tempi di ritorno in virtù delle caratteristiche e importanza dell'opera.

A chiarimento del carattere della prestazione professionale fornita e della trasparenza sul rapporto professionale con il committente si specifica quanto segue:

- ❖ L'incarico risulta ultimato alla data di consegna della presente relazione che non si configura in alcun modo come "relazione geotecnica" ai sensi del paragrafo 6.2.2 del D.M. 14/01/08 la quale rimane di esclusiva competenza della parte progettuale.
- ❖ Lo scrivente non ha alcun incarico di progettazione, rapporto di direzione lavori o assistenza alla direzione. Una eventuale presenza dello scrivente o di un suo collaboratore sul cantiere avrà come scopo la verifica della successione stratigrafica individuata. Tuttavia, solo se richiesta, tale presenza potrà assumere un carattere indicativo ed informale nei confronti delle scelte progettuali ed esecutive che rimarranno in ogni caso di competenza dei progettisti e/o della Direzione Lavori. La D.L. e/o la parte progettuale dovranno richiedere formalmente chiarimenti integrativi relativamente alla realizzazione di manufatti non trattati all'interno della relazione.
- ❖ Qualora i lavori relativi all'opera in oggetto abbiano inizio alcuni anni dopo la consegna della relazione, la Committenza dovrà provvedere a richiedere le eventuali aggiornamenti o integrazioni che si rendessero necessarie a seguito di sopravvenuti cambiamenti nelle condizioni geologico - tecniche e idrogeologiche dei terreni per cause naturali e/o antropiche. Ciò vale anche a seguito di varianti apprezzabili al progetto originario.



Rimini, dicembre 2016

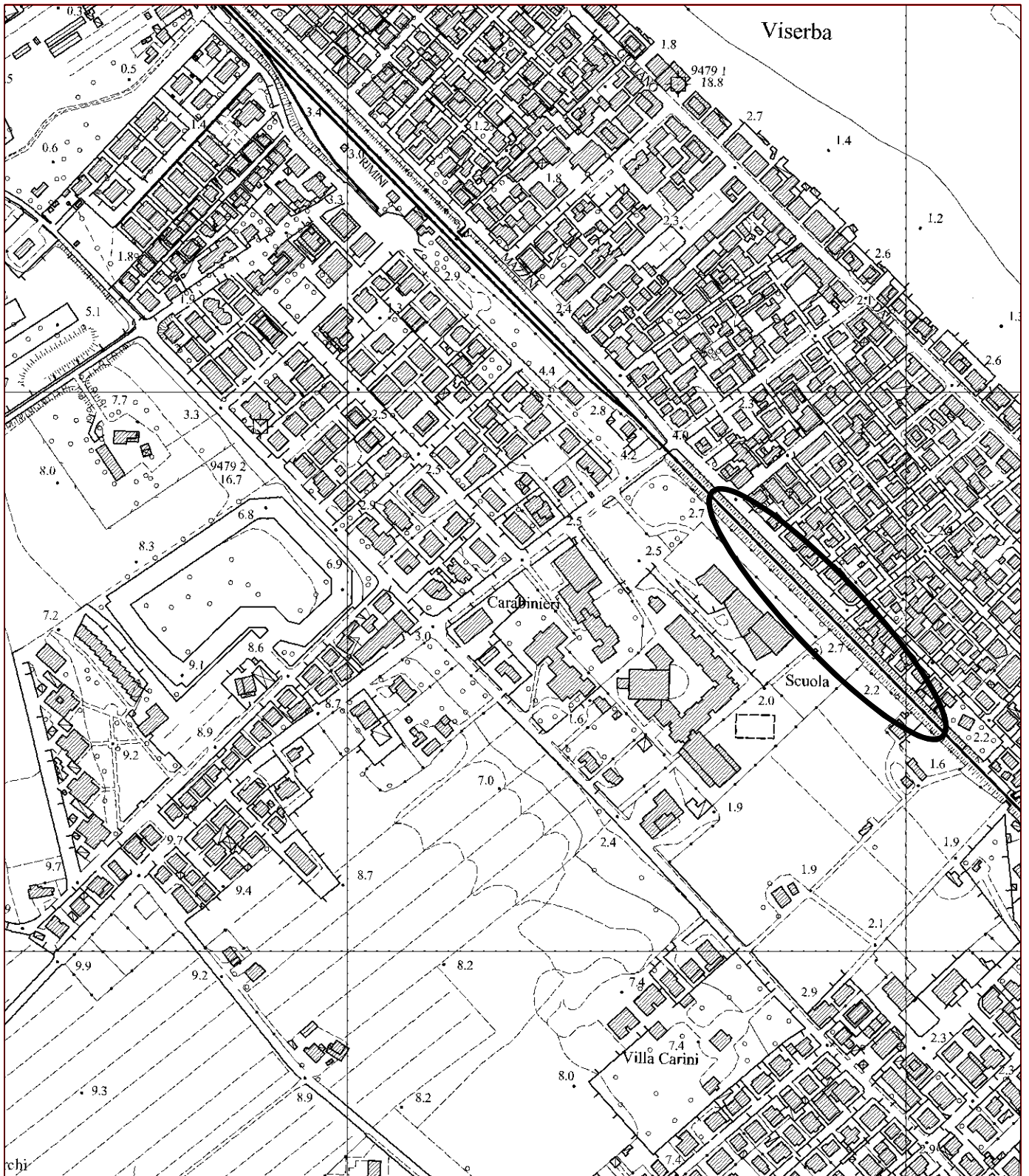
BIBLIOGRAFIA

- Andrus, R. D., and Stokoe, K. H., II. (2000). "Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 126(11), 1015–1025.
- Andrus, R.D., Stokoe, K.H., (2004). "*Guide for Shear-Wave-Based Liquefaction Potential Evaluation*", Earthquake Spectra, Volume 20, No. 2, pages 285±308, Earthquake Engineering Research Institute (EERI) Oakland, California, USA.
- Bouckovalas, G. & Dakoulas, P. (2007) Liquefaction performance of shallow foundation in presence of a soil crust, *Earthquake Geotechnical Engineering*, Chapter 11, 245-276
- Brett W. Maurer, Russell A. Green, Misko Cubrinovski, and Brendon A. Bradley, (2013) "Evaluation of Liquefaction Potential Index (LPI) for Assessing Liquefaction Hazard: A Case Study in Christchurch, New Zealand" - poster
- Building Seismic Safety Council, 1994. *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- BSSC (1997). *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*. 1997 edition, Part 2, Commentary, Building Seismic Safety Council, Washington, DC.
- Chen, C. J., & Juang, C. H., (2000). "Calibration of SPT- and CPT based liquefaction evaluation methods." Innovations applications in geotechnical site characterization, P. Mayne and R. Hryciw, eds., Geotechnical Special Publication No. 97, ASCE, New York, pp: 49–64.
- Crespellani, T., Nardi, R., Simoncini, C., (1988), "*La liquefazione del terreno in condizioni sismiche*", Edizioni Zanichelli, Bologna.
- Decreto Ministeriale 31/07/2012 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici – EC8 parte 5**
- Facciorusso, J., 2008. Calcolo del potenziale di liquefazione su vasta scala: approccio deterministico e approccio probabilistico. *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica*, Catania
- Facciorusso, J., 2009. Criteri per la costruzione di mappe di pericolosità sismica di liquefazione per le grandi aree. *ANIDIS 2009 Bologna*.
- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp.
- Ishihara, K., (1996) "*Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*". Clarendon, Oxford.
- Ishihara, K. & Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, 32 (1), 173–188
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., and Yasuda, S. (1978). "Apractical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan." Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation, San Francisco, 885-896.
- Iwasaki, T., Arakawa, T., and Tokida, K. (1982). "Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes." Proceedings of the Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Southampton UK, 925-939.
- Juang, C.H, Yuan, H., Kun, D., Yang, S.H., & Christopher, R.A. (2005) Estimating severity of liquefaction-induced damage near foundation *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 pp403-411
- Juang, C. H., et Al. (2001). *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering "Assessing Probability-based Methods for Liquefaction Potential Evaluation "*.

- Juang, C. H., Chen, C. J., and Jiang, T. (2001). "Probabilistic framework for liquefaction potential by shear wave velocity." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 127(8), 670–678.
- Juang, C. H., Jiang, T., and Andrus, R. D. (2002). "Assessing probability based methods for liquefaction evaluation." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 128(7), 580–589.
- Jonathan D. Bray and Rodolfo B. Sancio, (2006). "Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils"
- Lee, D. H., Ku, C. S., and Yuan, H. (2003). "A study of the liquefaction risk potential at Yuanlin, Taiwan." *Engineering Geology*, 71(1/2), 97-117.
- Li, D. K., Juang, C. H., and Andrus, R. D. (2006). "Liquefaction potential index: A critical assessment." *Journal of GeoEngineering*, 1(1), 11-24.
- Linee Guida AGI – Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica – 2005
- Papathanassiou, G. (2008). "LPI-based approach for calibrating the severity of liquefaction-induced failures and for assessing the probability of liquefaction surface evidence." *Engineering Geology*, 96(1/2), 94-104.
- Report ASCE, (2011), Ku, C.S., et Al., "*Liquefaction Probability by Probabilistic Version of Robertson and Wride Model*". ASCE.
- Report NCEER, (1997), Youd, T.L., et Al., "*Liquefaction resistance of soils*" Summary Report of Workshop Participants, National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER).
- Robertson, P.K., Wride, C.E., (1998). "*Evaluating cyclic liquefaction potential using The cone penetration test*". *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa.
- Robertson P.K., "*Performance based earthquake design using the CPT*". In proceedings of IS-Tokyo 2009: International conference on performance-based design in earthquake geotechnical engineering- From case history to practice, Tokyo, Japan, 15-18 June(2009).
- Seed, H.B., and Idriss, I.M., (1971). "*Simplified Procedure for evaluating soil liquefaction potential*". *Journal Soil Mechanics and Foundations*, ASCE .
- Sonmez H, 2003. Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol-Turkey). *Environ. Geology* 44(7):862–871.
- S. Toprak, T.L. Holzer, M.J. Bennett, J.C. Tinslay, "*CPT and SPT-based probabilistic assessment of liquefaction potential*." Proceedings of 7th U.S.–Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Liquefaction, Seattle, Technical Report MCEER-99-0019(1999).
- S. van Ballegooy, P.J. Malan, M.E. Jacka, V.I.M.F. Lacrosse, J.R. Leeves & J.E. Lyth / Tonkin & Taylor Limited - H. Cowan / New Zealand Earthquake Commission, "Methods for characterising effects of liquefaction in terms of damage severity", 15WCEE Lisboa, 2012
- Tonkin and Taylor Ltd (2013) Liquefaction vulnerability study, Tonkin and Taylor Report for The Earthquake Commission 52020.0200/v1.0. February 2013
- Toprak, S. and Holzer, T. L. (2003). "Liquefaction potential index: field assessment." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 129(4), 315–322.
- Zhang, G., Robertson, P. K., Brachman, R. W. I. (2002). Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground, *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 1168–80
- Zhang, G., Robertson, P. K., & Brachman, R. W. I., (2004). Estimating liquefaction-induced lateral displacements using the standard penetration test or cone penetration test *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 130, 861

ALLEGATI

C O R O G R A F I A



C.T.R. SCALA I: 5.000

FOGLIO 256 RIMINI - ELEMENTO II4 VISERBELLA

 Area di studio

ALLEGATO N. 2

INDAGINI DI ARCHIVIO RER-COMUNE DI RIMINI

PROFilo RIASSUNTIVO DEL SONDAGGIO STRATIGRAFICO

256-S3 "VISERBA"

SCALA 1:100

256110P508

Identificative Banca Dati Geologica

LOCALIZZAZIONE TERRITORIALE 1:50.000

PROVINCIA: RIMINI
COMUNE: RIMINI

SEZIONE C.T.A. 1:10.000 : 110
SCHEDA 1:20.000 : 256
Foglio 1:30.000 :

DATA DI AGGIORNAMENTO : 15/06/96
PROFONDITA' MASSIMA : 158,5 m
SOPRALTEZZA C.M. :

RESPONSABILE DEL PROGETTO : R. PICCHIONE
COORDINATORE DEL FOLIO : P. SEVERI
DIREZIONE LAVORI : G. DI DIO
REGOLAZIONE : U. CIBIN
MAPPAIO : RADALUCCI CASTELLOTTI
RESPONSABILE DI CANTIERE : ISELLA
REDAZIONE PROIEZIONE : 6/11/96
FINE PROIEZIONE : 27/12/96

AGGIORNAMENTO :

Realizzato nell'ambito del Progetto CARG (L.302/89) Convenzione tra S.G.N. e R.E.-R

LITOLOGIA E TESSUTURA

ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA
ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA
ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA
ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA
ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA	ARENACEA

NOTE

MODALITA' DI PERFORAZIONE

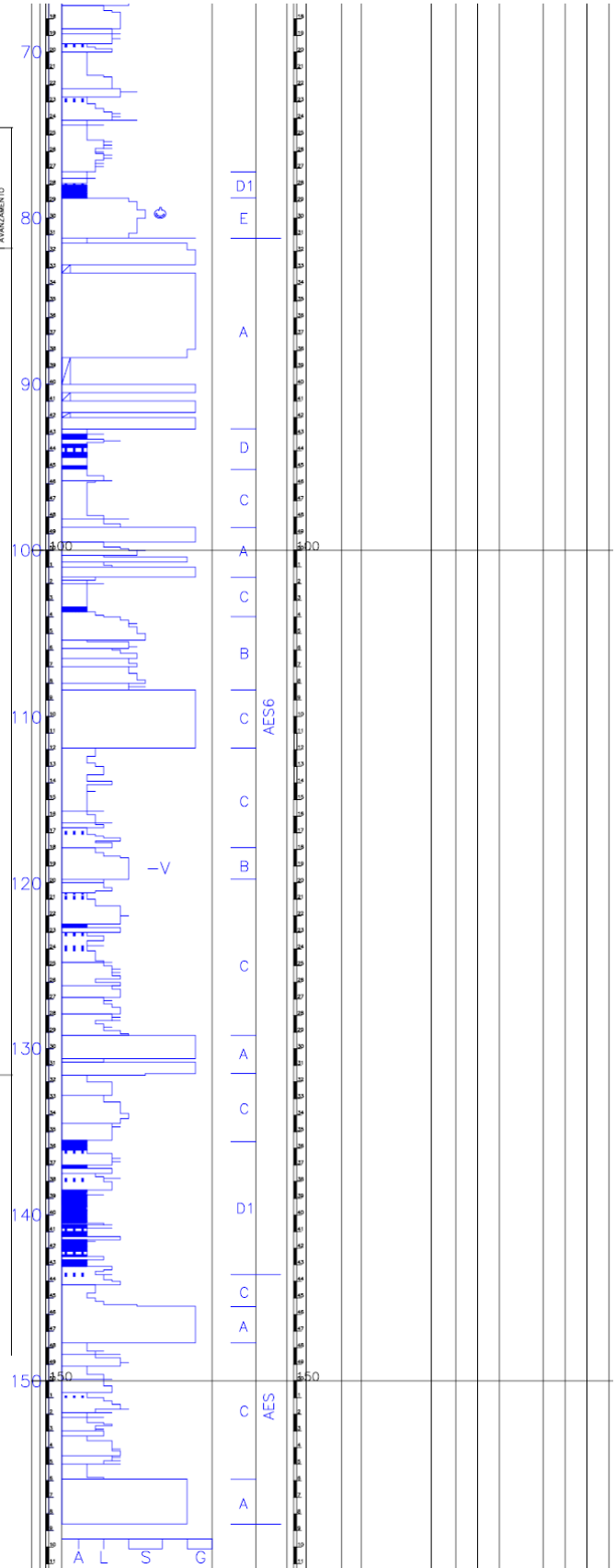
TIPO EVOLUTIVO

CAMPIONI

STRATIFICAZIONE E STRUTTURE SEDIMENTARIE

PROVE IN SITO

COMPLEMENTAMENTO



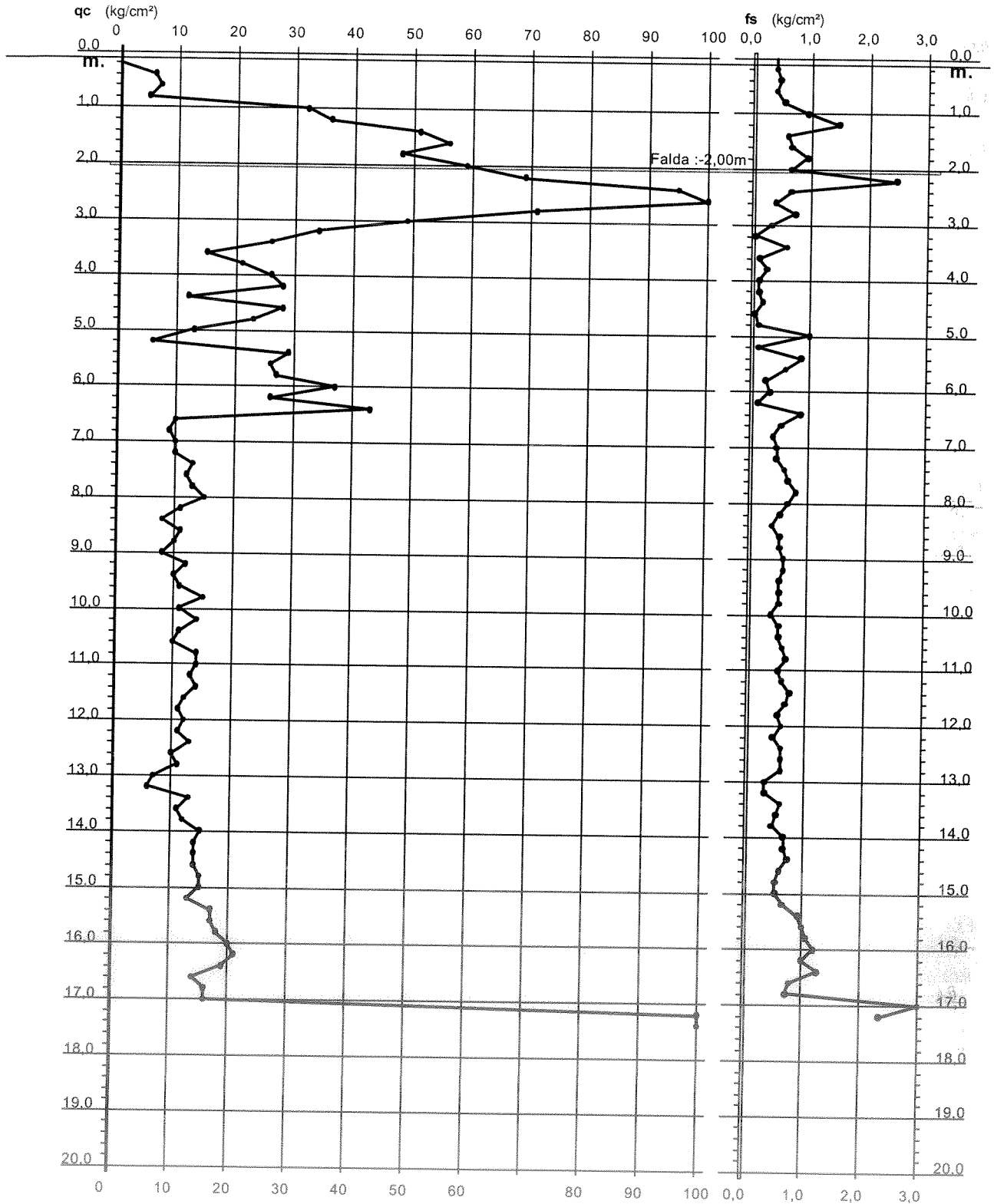
256110 C1029

PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 10

- committente : Comune di Rimini
- lavoro : Variante urbanistica Rimini Nord
- località : Viserba (RN), via Sacramora
- note :

- data : 22/03/2002
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : -2,00 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100

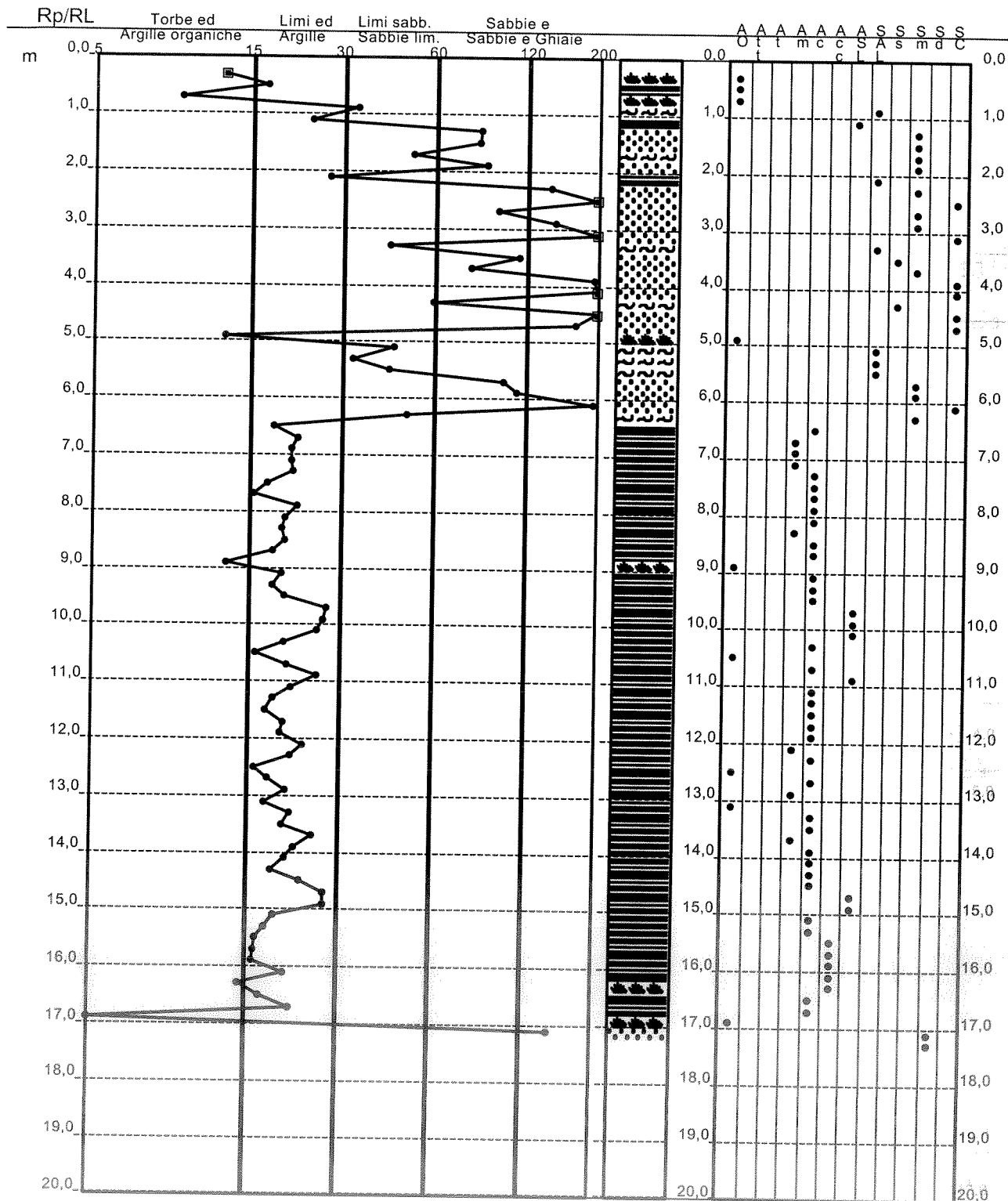


PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 10

- committente : Comune di Rimini
 - lavoro : Variante urbanistica Rimini Nord
 - località : Viserba (RN), via Sacramora
 - note :

- data : 22/03/2002
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda :-2,00 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 100



Committente : Comune di Rimini
 Località : Variante Urbanistica Rimini Nord

CPT : 10
 Campione :
 Profondità : 4,10-4,60

CARATTERISTICHE FISICO - MECCANICHE

Descrizione del campione: Sabbia limoso-argillosa di colore nocciola

Stato del campione: Indisturbato

PROPRIETA' INDICE	
Contenuto in acqua	$W = 29,2 \%$
Peso di volume umido	$\gamma = 1,94 \text{ g/cm}^3$
Peso di volume secco	$\gamma_d = 1,50 \text{ g/cm}^3$
Peso specifico reale	$\gamma_s = 2,69 \text{ g/cm}^3$
Indice dei vuoti	$e = 0,793$
Grado di saturazione	$S = 99 \%$

LIMITI DI ATTERBERG	
Limite liquido	$W_L =$
Limite plastico	$W_P =$
Indice plastico	$I_P =$
Indice di consistenza	$I_C =$
Attività	$A =$
Sensibilità	$S_T =$

GRANULOMETRIA	
Ghiaia (> 2 mm)	=
Sabbia (2 - 0,2 mm)	= 72,2 %
Limo (0,06 - 0,002 mm)	=
Argilla (< 0,002 mm)	= 27,8 %

COMPRESSIONE	
Compressione semplice	$c_u =$
	$\epsilon =$
Pocket penetrometer	$q =$
Vane test	$c_u =$

PROVA DI TAGLIO (Picco)	
Angolo di attrito	$\phi' =$
Coesione	$c' =$

PROVA DI TAGLIO (Residuo)	
Angolo di attrito	$\phi_r =$
Coesione	$c_r =$

PROVA TRIASSIALE			
Angolo di attrito (U.U.)	$\phi_{uu} =$	Coesione (U.U.)	$c_{uu} =$
Angolo di attrito (C.I.U.)	$\phi_{cu} =$	Coesione (C.I.U.)	$c_{cu} =$
Angolo di attrito (C.I.D.)	$\phi_{cd} =$	Coesione (C.I.D.)	$c_{cd} =$

PROVA EDOMETRICA				
Intervallo pressione σ_v (Kg/cm ²)	Coefficiente di consolidazione c_v (cm ² /s)	Modulo edometrico E (Kg/cm ²)	Coefficiente di compressibilità m_v (cm ² /Kg)	Coefficiente di permeabilità K (cm/s)
0,25 / 0,5				
0,5 / 1,0				
1,0 / 2,0				
2,0 / 4,0				
4,0 / 8,0				

Osservazioni:

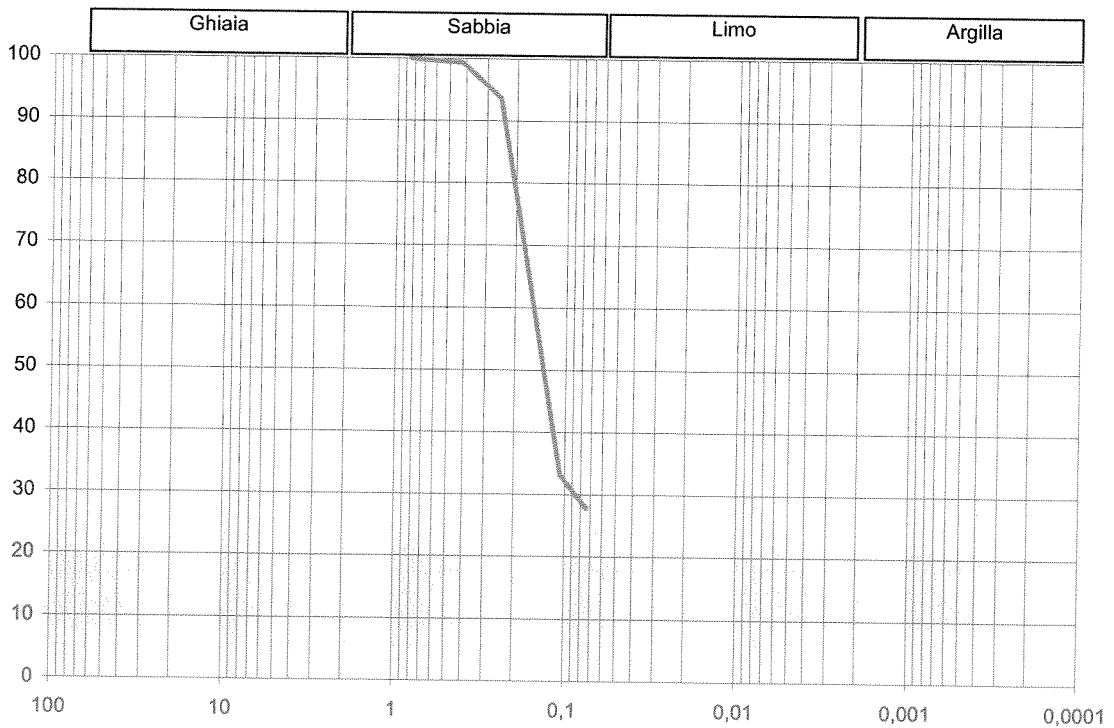
Committente : Comune di Rimini
 Località : Variante Urbanistica Rimini Nord

CPT : 10
 Campione :
 Profondità : 4,10-4,60

GRANULOMETRIA

Letture areometro	Tempo min	Temp. °	Setaccio n°	Diametro mm	Passante %
			2"	50,8	
			1 1/2"	36,1	
			1"	25,4	
			3/4"	19,1	
			1/2"	12,7	
			3/8"	9,52	
			4	4,76	
			10	2,00	
			20	0,840	100
			40	0,420	99,4
			60	0,250	93,7
			80	0,177	69,4
			140	0,106	33,1
			200	0,074	27,8

Classificazione (AGI/S)
 Sabbia limosa, debolmente argillosa



	Ciottoli	Ghiaia	Sabbia	Limo + Argilla
%			72,2	27,8

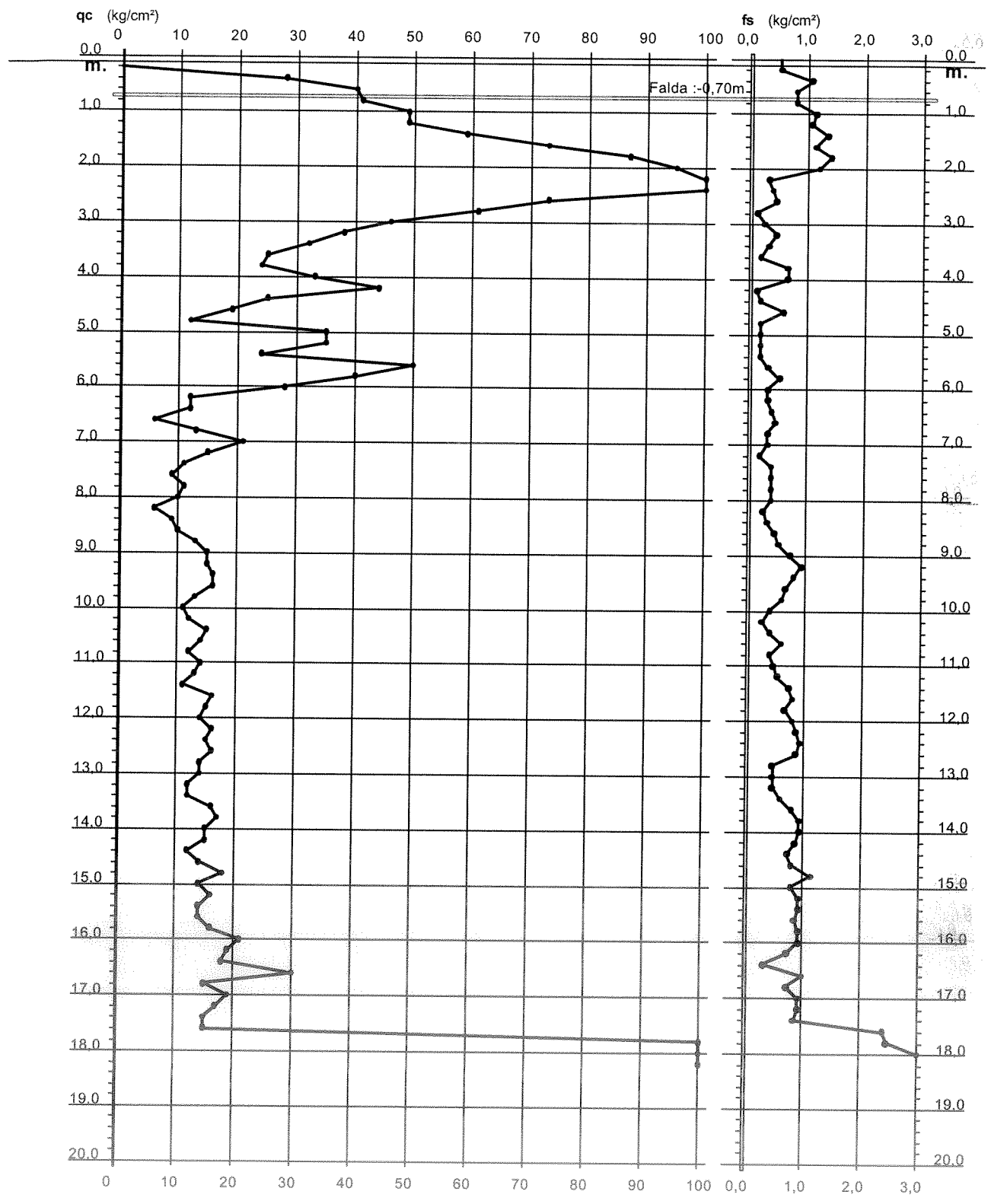
256110 C1030

PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 12

- committente : Comune di Rimini
- lavoro : Variante urbanistica Rimini Nord
- località : Viserbella (RN), via Serpieri angolo via Marchetti
- note :

- data : 14/03/2002
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : -0,70 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100



PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 12

- committente : Comune di Rimini
- lavoro : Variante urbanistica Rimini Nord

- data : 14/03/2002

- quota inizio :

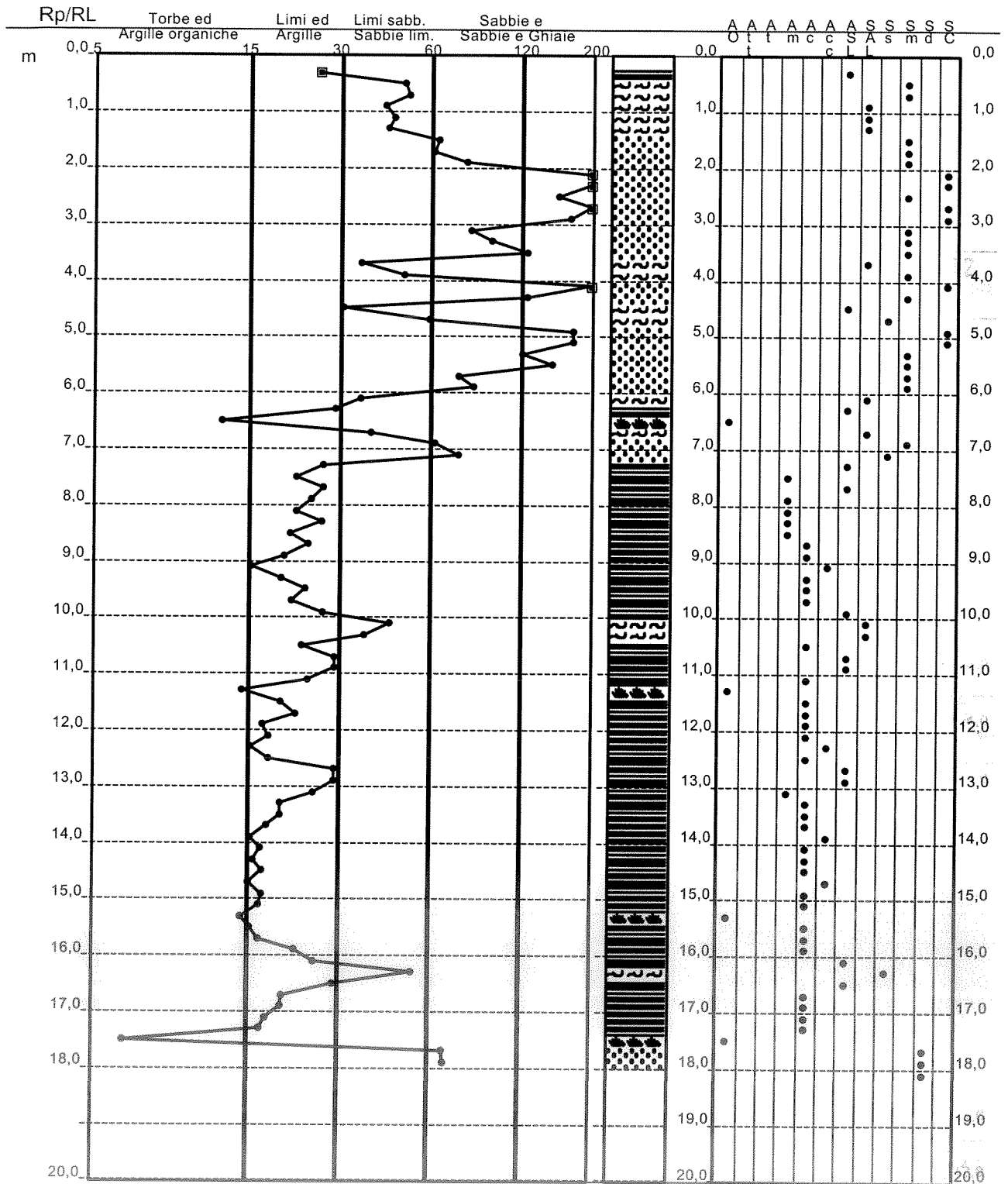
Piano Campagna

- località : Viserbella (RN), via Serpieri angolo via Marchetti

- prof. falda :-0,70 m da quota inizio

- note :

- scala vert.: 1 : 100



Committente : Comune di Rimini
 Località : Variante Urbanistica Rimini Nord

CPT : 12
 Campione :
 Profondità : 2,50-3,00

CARATTERISTICHE FISICO - MECCANICHE

Descrizione del campione: Sabbia limosa di colore nocciola

Stato del campione: Indisturbato

PROPRIETA' INDICE	
Contenuto in acqua	$W = 25,4 \%$
Peso di volume umido	$\gamma = 1,86 \text{ g/cm}^3$
Peso di volume secco	$\gamma_d = 1,48 \text{ g/cm}^3$
Peso specifico reale	$\gamma_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$
Indice dei vuoti	$e = 0,791$
Grado di saturazione	$S = 85 \%$

LIMITI DI ATTERBERG	
Limite liquido	$W_L =$
Limite plastico	$W_P =$
Indice plastico	$I_P =$
Indice di consistenza	$I_C =$
Attività	$A =$
Sensibilità	$S_T =$

GRANULOMETRIA	
Ghiaia (> 2 mm)	=
Sabbia (2 - 0,2 mm)	= 91,5 %
Limo (0,06 - 0,002 mm)	= 8,5 %
Argilla (< 0,002 mm)	=

COMPRESSIONE	
Compressione semplice	$C_u =$
	$\epsilon =$
Pocket penetrometer	$q =$
Vane test	$C_u =$

PROVA DI TAGLIO (Picco)	
Angolo di attrito	$\phi' =$
Coazione	$c' =$

PROVA DI TAGLIO (Residuo)	
Angolo di attrito	$\phi_r =$
Coazione	$c_r =$

PROVA TRIASSIALE			
Angolo di attrito (U.U.)	$\phi_{uu} =$	Coazione (U.U.)	$c_{uu} =$
Angolo di attrito (C.I.U.)	$\phi_{cu} =$	Coazione (C.I.U.)	$c_{cu} =$
Angolo di attrito (C.I.D.)	$\phi_{cd} =$	Coazione (C.I.D.)	$c_{cd} =$

PROVA EDOMETRICA				
Intervallo pressione σ_v (Kg/cm ²)	Coefficiente di consolidazione c_v (cm ² /s)	Modulo edometrico E (Kg/cm ²)	Coefficiente di compressibilità m_v (cm ² /Kg)	Coefficiente di permeabilità K (cm/s)
0,25 / 0,5				
0,5 / 1,0				
1,0 / 2,0				
2,0 / 4,0				
4,0 / 8,0				

Osservazioni:

Committente : Comune di Rimini
 Località : Variante Urbanistica Rimini Nord

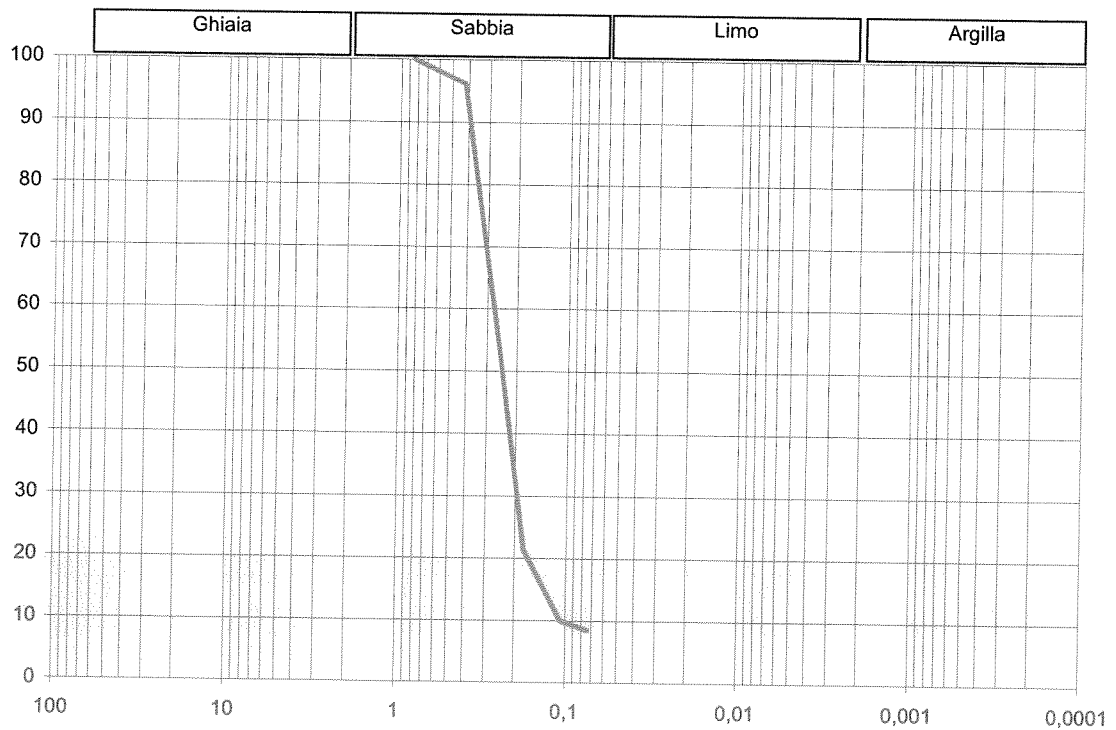
CPT : 12
 Campione :
 Profondità : 2,50-3,00

GRANULOMETRIA

Lecture areometro	Tempo min	Temp. °	Setaccio n°	Diametro mm	Passante %
			2"	50,8	
			1 1/2"	36,1	
			1"	25,4	
			3/4"	19,1	
			1/2"	12,7	
			3/8"	9,52	
			4	4,76	
			10	2,00	
			20	0,840	100
			40	0,420	96,2
			60	0,250	52,4
			80	0,177	21,5
			140	0,106	10,0
			200	0,074	8,5

Classificazione (AGI/S)

Sabbia debolmente limosa



	Ciottoli	Ghiaia	Sabbia	Limo + Argilla
%			91,5	8,5

GEOLOGIA E AMBIENTE

Studio di Geologia
via del marinaio, 32 - Rimini 47921
tel. 0541/722574
339/1361620

Allegato n. 3

Rif. 2249

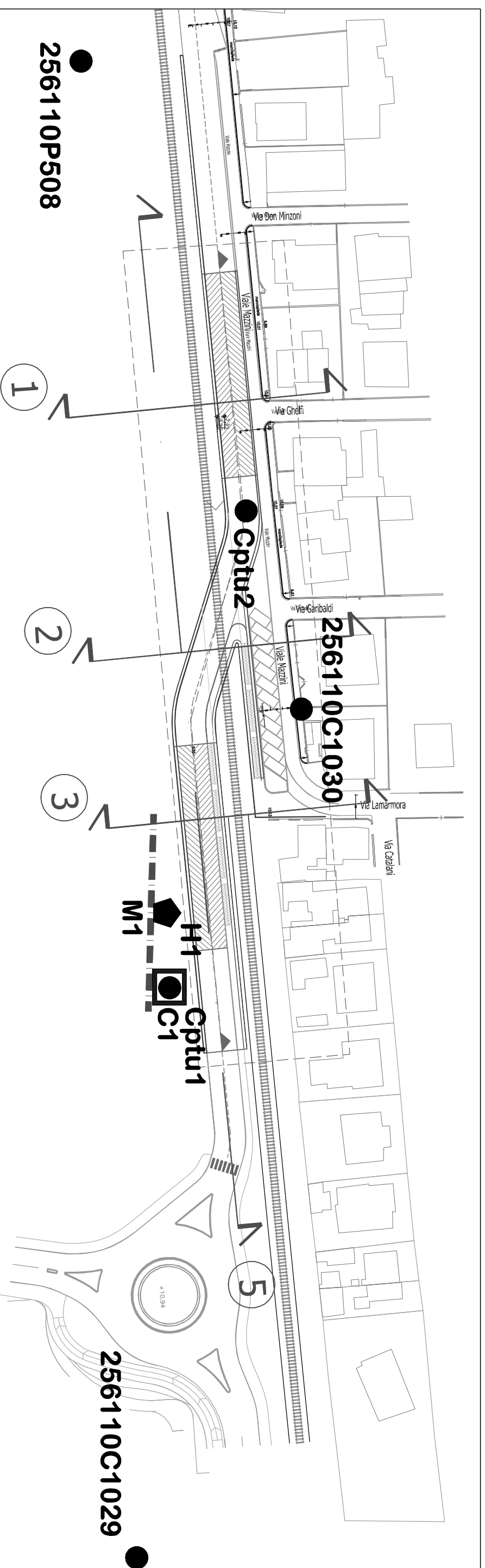
Scala 1 : 1000

dicembre 2016

PLANIMETRIA CON UBICAZIONE CAMPAGNA GEOGNOSTICA/GEOFISICA

LEGENDA

- Cptu1** ● Prova penetrom. CPTu – 2016
- C1** □ Campione laboratorio – 2016
- M1** ▨ Prova MASW – 2016
- H1** ◆ Prova HVSr – 2016
- Sondaggio / CPT + lab. Archivio RER
256110P508



ALLEGATO N. 4

INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO

GEODE Servizi Geologici

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 12/12/2016

Site: CPTU1 - Test: CPTU1

Company information

Name: GEODE Servizi Geologici

Address: Via Casalecchio n.39, Rimini

Zip code:

City: Rimini

P.IVA:

E-Mail: geode.servizi@gmail.com

Phone number: 0541-753360

Fax number:

Site information

Name: CPTU1

Date: 12/12/2016

Commissioner: MERLI

Locality: VISERBA

Test information

Name: CPTU1

Location: CPTU1 Sottopasso Carrabile

Date: 12/12/2016

Prehole mode:

Prehole depth [cm]: 0

Hydrostatic line [cm]: 80

Ground level [m]: 0

Latitude: 0

Longitude: 0

Operator: R

Comments: -

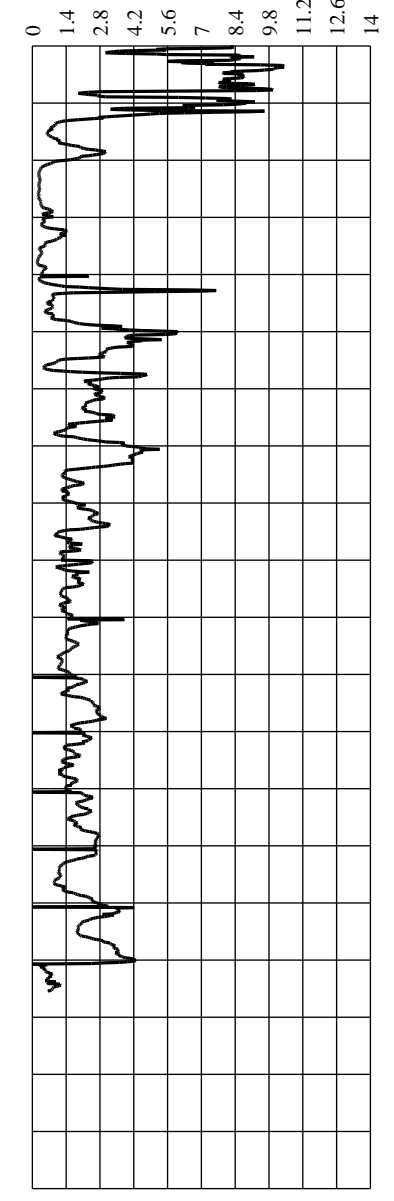
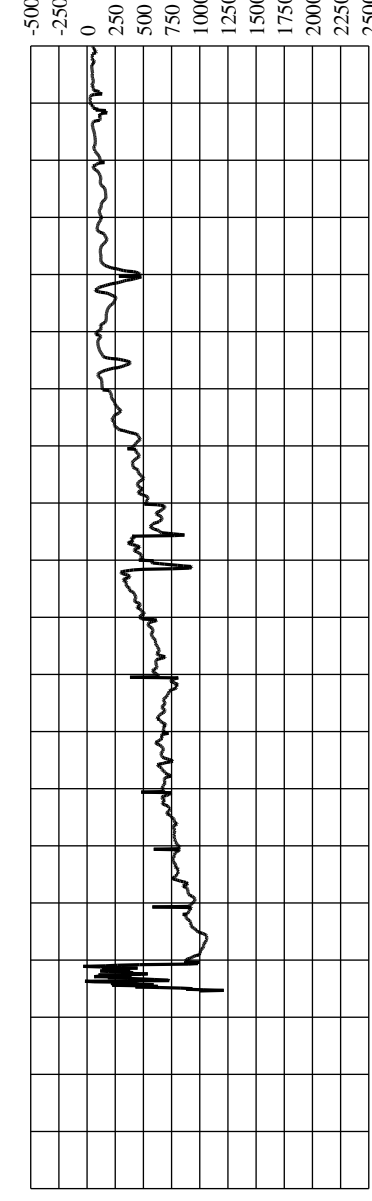
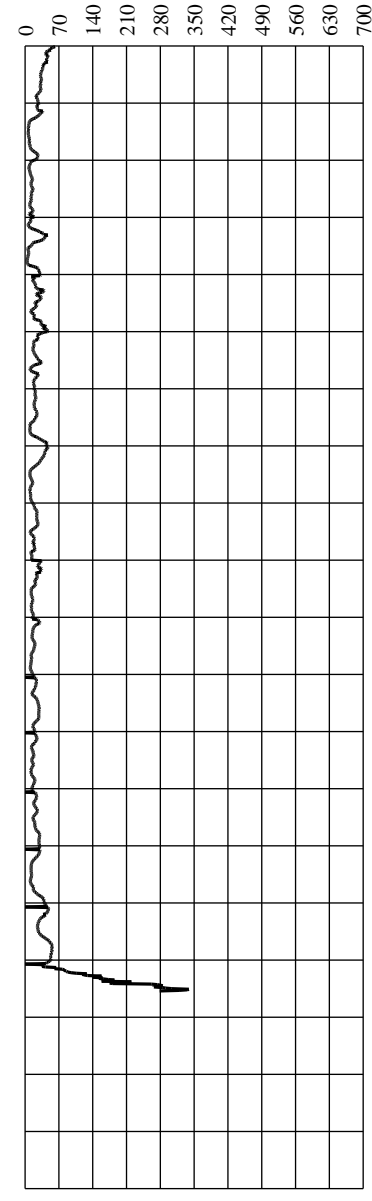
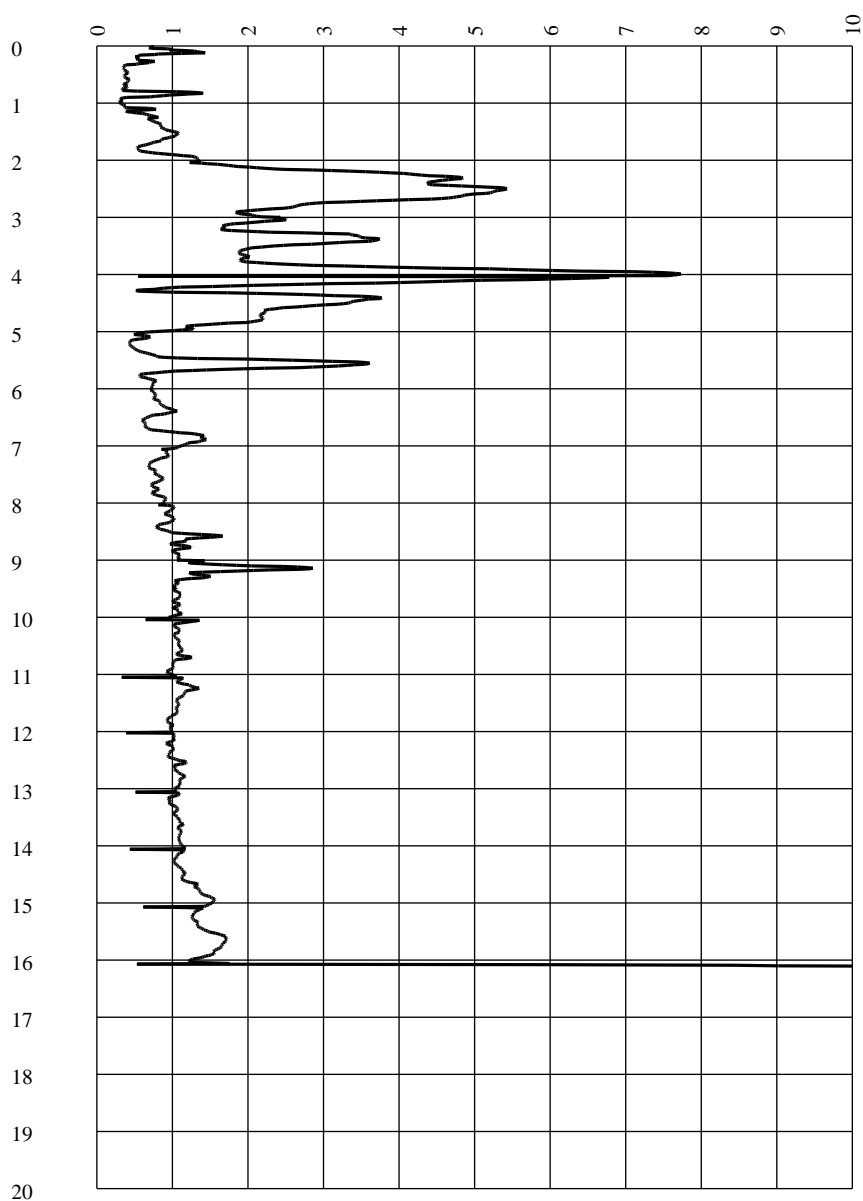
Probe code: MH152

Qc [MPa]

Fs [KPa]

U2 [KPa]

Rf [%]



GEODE Servizi Geologici

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 12/12/2016

Site: CPTU1 - Test: CPTU2

Company information

Name: GEODE Servizi Geologici

Address: Via Casalecchio n.39, Rimini

Zip code:

City: Rimini

P.IVA:

E-Mail: geode.servizi@gmail.com

Phone number: 0541-753360

Fax number:

Site information

Name: CPTU1

Date: 12/12/2016

Commissioner: MERLI

Locality: VISERBA

Test information

Name: CPTU2

Location: CPTU2 Sottopasso Carrabile

Date: 12/12/2016

Prehole mode:

Prehole depth [cm]: 0

Hydrostatic line [cm]: 120

Ground level [m]: 0

Latitude: 0

Longitude: 0

Operator: R

Comments: -

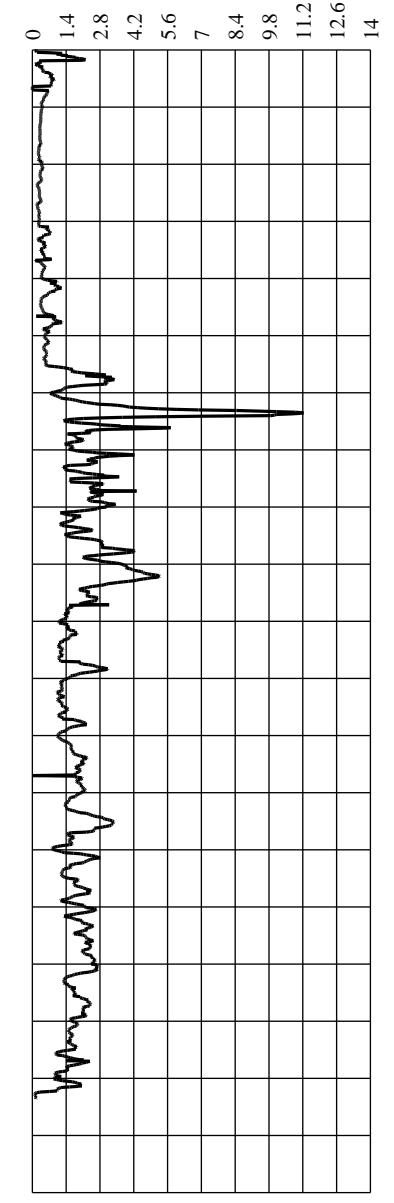
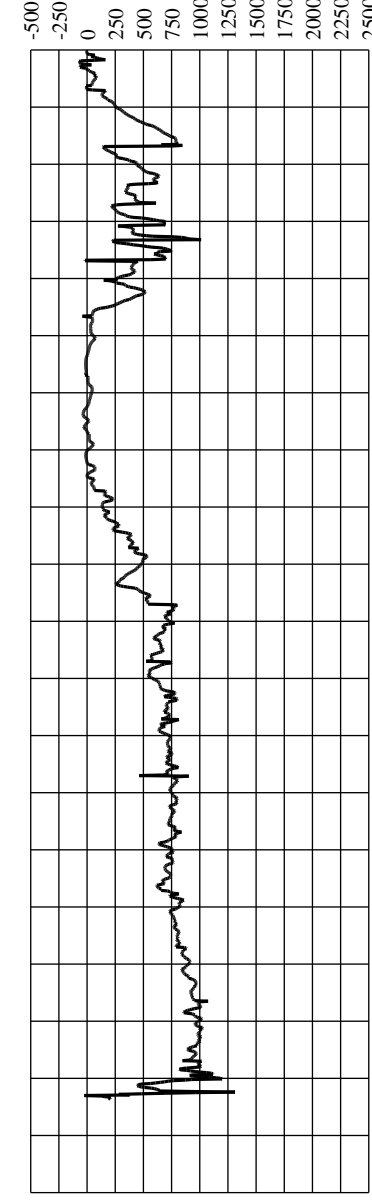
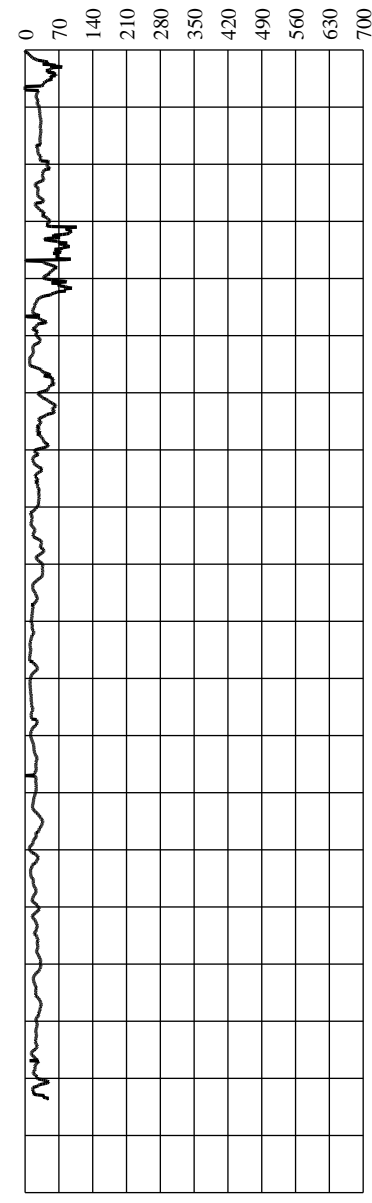
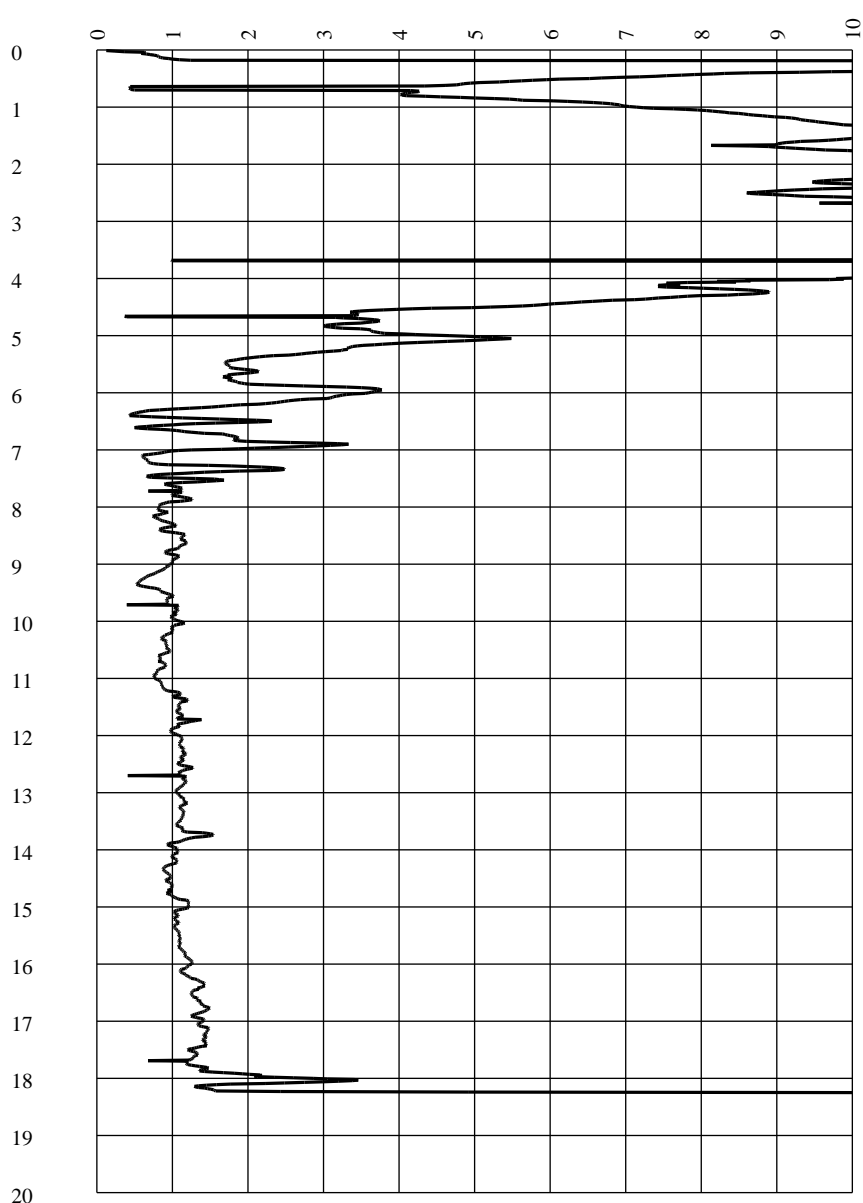
Probe code: MH152

Qc [MPa]

Fs [KPa]

U2 [KPa]

Rf [%]



Allegato n. 4

FORMULE DI CORRELAZIONE UTILIZZATE

COESIONE NON DRENATA

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_{vo}}{N_k}$$

Cu = coesione non drenata

Rp = resistenza statica alla punta

σ_{vo} = pressione litostatica totale

Nk = costante variabile in funzione del terreno

RAPPORTO DI SOVRACONSOLIDAZIONE

- Mayne e Mitchell, 1988 - 2005

$$OCR = 3.22 * \frac{C_u}{\sigma_{vo}} \text{ argille}$$

$$OCR = \left[\frac{0.192 \cdot (q_t / \sigma_{atm})^{0.22}}{(1 - \sin \phi') \cdot (\sigma_{vo}' / \sigma_{atm})^{0.31}} \right]^{\left(\frac{1}{\sin \phi' - 0.27} \right)} \text{ sabbie}$$

OCR = rapporto di sovraconsolidazione

σ_{vo}' = pressione litostatica efficace

MODULO DI COMPRESSIBILITA'

Tratto da:

- Sanglerat, 1972
- Trofimenkov, 1974
- Mitchell e Gardner, 1975

Per terreni coesivi

$$E_d = \frac{\sqrt{R_p}}{0.063}$$

Per terreni incoerenti

Se $R_p < 55$	→ $E_d = 10 + 16 R_p^{0.495}$
Se $55 \leq R_p < 70$	→ $E_d = 40 + R_p/0.6735$
Se $70 \leq R_p < 95$	→ $E_d = 143.76 + 3.76*(R_p-70)$
Se $95 \leq R_p < 100$	→ $E_d = 237.5 + 52.5*(R_p-95)$
Se $R_p \geq 100$	→ $E_d = 500$

E_d = modulo di compressibilità

NOTA

Per problemi che attengono gli assestamenti del terreno in condizioni drenate, nell'ambito del livello usuale di deformazione (0.01 – 0.2%) delle fondazioni, alcuni autori (Tatsuoka et al., 1994 – Jamiolkowski et al., 1995) consigliano di adottare valori del coefficiente di Poisson “ ν ” generalmente compresi fra 0.1 ÷ 0.2 sia per terreni fini (argillo - limosi) che granulari grossolani (sabbie - ghiaie). In base a tali valori che legano il “ ν ” al modulo edometrico “Ed” ed al modulo di Young “Ey”, è possibile adottare la relazione $E_y = E_d * (1+\nu) * (1-2\nu) / (1-\nu)$, da cui si evince che, nel campo elastico a basse deformazioni “Ey” è prossimo a “Ed”; nella tabella dei parametri geotecnici, all'interno della relazione geologica, “Ed” li rappresenta entrambi. Per carichi di breve durata (condizioni non drenate) e in argille sature è opportuno utilizzare valori tipici della teoria dell'elasticità isotropica ($\nu = 0.4 \div 0.5$).

I valori dinamici (“Go” modulo di taglio massimo o elastico tangenziale) dei moduli elastici possono essere da 2 a 10 volte maggiori del valore statico “G” (Bowles, 1998) a sua volta posto in relazione con il modulo edometrico con la formula $G = E_d * (1-2\nu) / [2 * (1-\nu)]$.

I valori di Ey decrescono sensibilmente al crescere del livello di tensione deviatorica; i valori iniziali (deviatore nullo) valgono circa il doppio di “E50” (a sua volta corrispondente in prima approssimazione a “Ey”) relativi ad una tensione deviatorica pari al 50% di quella a rottura (Viggiani, 1999). Pertanto per deformazioni inferiori a quelle sopra indicate si possono adottare valori del modulo elastico superiori a quelli adottabili per “Ey”.

DENSITA' RELATIVA

- Bazaraa, 1967

$$D_r^2 = \frac{N}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma'_{v0})} \quad \text{per } \sigma'_{v0} \leq 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_r^2 = \frac{N}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma'_{v0})} \quad \text{per } \sigma'_{v0} > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

D_r = densità relativa

Per ghiaie si adotta la formulazione corretta di Yoshida, 1988:

$$D_R = 0.25 \cdot N_{SPT}^{0.46} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{-0.12}$$

con

σ'_{v0} = pressione litostatica efficace in Kpa

NSPT = $N_{60} \cdot (60/78)$

ANGOLO DI ATTRITO INTERNO

Per terreni ghiaiosi:

- Schmertmann, 1978

$$\Phi' = 38 + 0.08 \cdot D_r$$

Per terreni sabbiosi e sabbioso-limosi:

- Hatanaka e Uchida, 1996
- Hatanaka et al., 1998

$$\Phi' = 3.5 \sqrt{N_1(60)} + 22.3 \dots \dots \dots 5 \leq N_1(60) \leq 26$$

$$\Phi' = 40 \dots \dots \dots N_1(60) > 26$$

Φ' = angolo di attrito interno in condizioni drenate

$N_1(60)$ = numero di colpi SPT corretto per l'efficienza energetica e la tensione litostatica

COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO DELLE TERRE

Jaky, 1967

$$K_0 = 1 - \sin \Phi$$

ANGOLO DI ATTRITO INTERNO ALLO STATO CRITICO

Bolton, 1986

$$\Phi_{cv} = \Phi_p - 5 I_R$$

$$I_R = D_r [Q - 1]$$

Φ_p = angolo di attrito di picco

NOTA : correlazione tra penetrometrie dinamiche e statiche C.P.T.

Dall'interpretazione dei profili penetrometrici, con il metodo in base alla resistenza dinamica alla penetrazione mediante la formula degli Olandesi:

$$R_d = M^2 \cdot H / A \cdot e \cdot (M + P + C)$$

con: R_d = resistenza dinamica alla penetrazione (Kg/cmq)

H = altezza di caduta maglio

M = peso maglio (Kg)

A = area punta conica (cmq)

e = infissione unitaria (10 cm/N dove N = numero di colpi per 10cm di avanzamento)

P = peso delle aste (Kg)

C = peso della cuffia di battuta (Kg)

Si ricava il rapporto tra la resistenza dinamica alla penetrazione e quella statica di punta R_p

$$R_p = 0.5 \div 0.8 R_d \text{ (Sanglerat)} = 1.0 R_d \text{ (Penetrometri tipo Pagani ad alto rendimento)}$$

ALLEGATO N. 5

PROVE DI LABORATORIO

Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Art. 59 DPR 380/2001 D. n. 0000128 del 10/01/2014

COMMITTENTE	COMUNE DI RIMINI	SONDAGGIO	CPTU 1
CANTIERE	VIA LIBERO MISSIRINI	CAMPIONE	1
LOCALITA'	VISERBA DI RIMINI	da m	2,50
RIF.	G16-227	a m	3,10
Data ricevimento campione	13.12.2016	Numero accettazione	502/16
Data esecuzione prova	15.12.2016	Procedura operativa	

PARAMETRI CALCOLATI*sulla base dei risultati di prova*

DATI MISURATI

<i>Peso di volume naturale</i>	γ	1,94	Mg/m ³
<i>Umidità allo stato naturale</i>	W	24,56	%
<i>Temperatura media delle prove</i>	T	19	°C
<i>Peso specifico dei granuli</i>	γ_r	2,68	Mg/m ³

ALTRI VALORI IMPIEGATI PER IL CALCOLO

<i>Peso specifico dell'acqua</i>	δ_w	1,00	Mg/m ³
----------------------------------	------------	------	-------------------

PARAMETRI CALCOLATI

<i>peso di volume saturo</i>	γ_w	1,98	Mg/m ³
<i>peso di volume secco</i>	γ_d	1,56	Mg/m ³
<i>indice dei vuoti</i>	e	0,725	
<i>porosità</i>	n	42,03	%
<i>grado di saturazione</i>	S_r	91	%

Certificato n. **502/16.1**

Data certificato 16.12.2016

Lo Sperimentatore
Dr. Geol. Marino MularoniIl Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Marino Mularoni

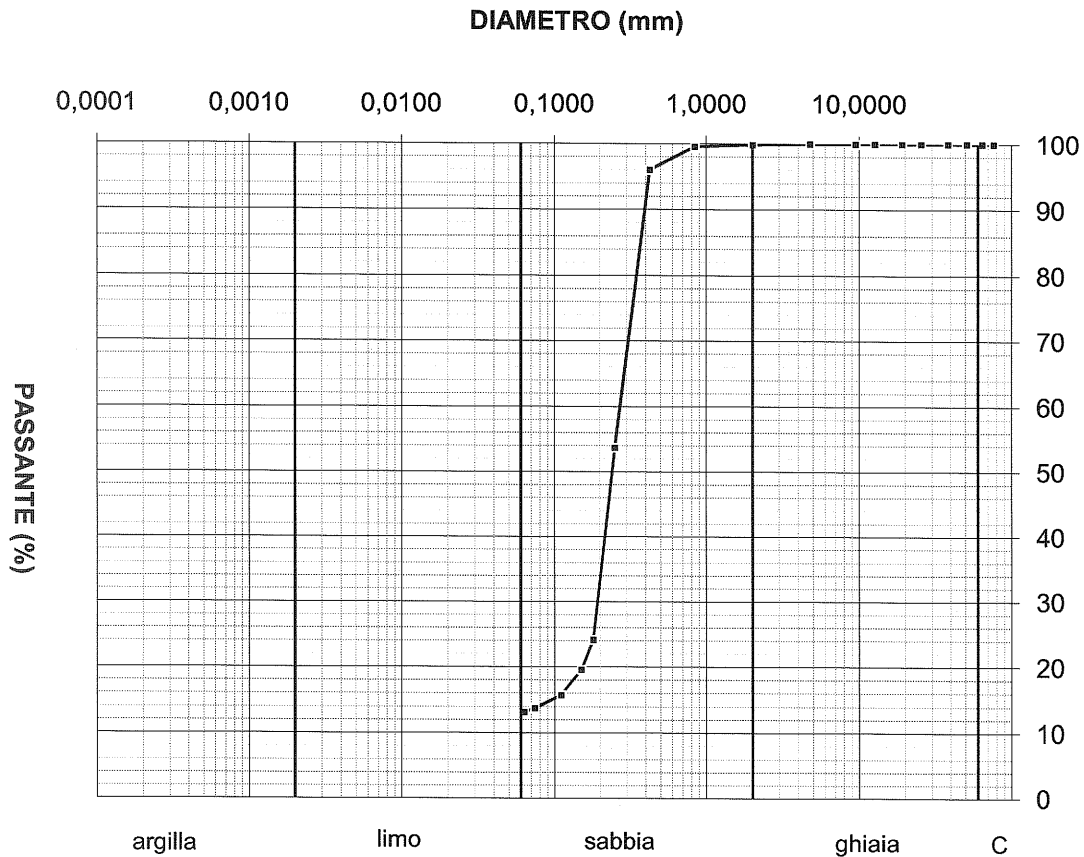


LABORATORIO GEOTECNICO
 del Dr. Geol. M. Mularoni
 Via Casalecchio, 39 - 47924 Rimini

Azienda certificata ISO 9001:2000
 Cert. SGS n. IT05/1218

Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Art. 59 DPR 380/2001 D. n. 0000128 del 10/01/2014

COMMITTENTE	COMUNE DI RIMINI	LOCALITA'	CPTU 1
CANTIERE	VIA LIBERO MISSIRINI		1
RIF.	VISERBA DI RIMINI	PROFONDITA' da m	2,50
	G16-227	a m	3,10
Data ricevimento campione	13.12.2016	Verbale accettazione	502/16
Data esecuzione prova	15.12.2016	Procedura operativa	IST 06.05/1



Coefficiente di uniformità $U =$

$D_{10} (mm) =$

$D_{60} (mm) = 0,290$



Certificato n. **502/16.2**
 Data certificato **16.12.2016**

Lo Sperimentatore
 Dr. Marino Mularoni
(Signature)

Il Direttore del Laboratorio
 Dr. Geol. Marino Mularoni
(Signature)

**LABORATORIO GEOTECNICO**del Dr. Geol. M. Mularoni
Via Casalecchio, 39 - 47924 RiminiAzienda certificata ISO 9001:2000
Cert. SGS n. IT05/1218

Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Art. 59 DPR 380/2001 D. n. 0000128 del 10/01/2014

COMMITTENTE	COMUNE DI RIMINI	LOCALITA'	CPTU 1
CANTIERE	VIA LIBERO MISSIRINI		1
RIF.	VISERBA DI RIMINI	PROFONDITA' da m	2,50
	G16-227	a m	3,10

Data ricevimento campione	13.12.2016	Verbale accettazione	502/16
Data esecuzione prova	15.12.2016	Procedura operativa	IST 06.05/1

ANALISI GRANULOMETRICA (ASTM D 422-63)**SETACCIATURA**massa terreno setacciato (g): **700**

ϕ / maglia (mm)	trattenuto (g)	passante (g)	passante (%)
76,20	0,00	700,00	100,00
64,00	0,00	700,00	100,00
50,80	0,00	700,00	100,00
38,20	0,00	700,00	100,00
25,40	0,00	700,00	100,00
19,10	0,00	700,00	100,00
12,70	0,00	700,00	100,00
9,50	0,00	700,00	100,00
4,76	0,00	700,00	100,00
2,00	1,00	699,00	99,86
0,84	3,00	697,00	99,57
0,425	28,00	672,00	96,00
0,25	324,00	376,00	53,71
0,18	531,00	169,00	24,14
0,15	563,00	137,00	19,57
0,11	590,00	110,00	15,71
0,074	604,00	96,00	13,71
0,063	608,00	92,00	13,14

composizione granulometrica	
% ciottoli	0,0
% ghiaia	0,14
% sabbia	86,71
% limo+argilla	13,14

Descrizione AGI

**SABBIA
LIMOSO-ARGILLOSA**

Classificazione

UNI CNR 10006:

Certificato n. **502/16.2**Lo Sperimentatore
Dr. Marino MularoniIl Direttore del Laboratorio
Dr. Geol. Marino MularoniData certificato **16.12.2016**

ALLEGATO N. 6

INDAGINI GEOFISICHE



**GEODE
LABORATORIO GEOTECNICO
RIMINI**

Indagine geofisica

SISTEMA QUALITA'

Azienda certificata ISO 9001:2000. Cert. SGS n. IT05/1218

MOD. 85
REV. 00
DATA 08/03/10
PAG. 1 DI 14

Dott. Geol. ALESSANDRO MERLI



INDAGINE SISMICA MASW

(Multichannel Analysis of Surface Waves)

Committente: **COMUNE DI RIMINI**

Ubicazione: **VISERBA di RIMINI**

Via Libero Missirini

Rif.: G16-227	Esec.: 12.12.2016	Cod. doc.: 01/14	N. pag.: 14	Allegati: 0
00	19.03.14	emissione	M. Mularoni	M. Mularoni
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato
			Controllato	Approvato



GEODE
LABORATORIO GEOTECNICO
RIMINI

Indagine geofisica

MOD. 85
 REV. 00
 DATA 08/03/10
 PAG. 2 DI 14

SISTEMA QUALITA'

Azienda certificata ISO 9001:2000. Cert. SGS n. IT05/1218

INDICE

1 - PREMESSA	3
2 – CENNI SUL METODO MASW	3
2.1 - PROPAGAZIONE DELLE ONDE DI SUPERFICIE.....	3
2.2 – TECNICA MASW.....	4
3 – STRUMENTAZIONE E MODALITA' DI ACQUISIZIONE	7
4 – ELABORAZIONE DATI	7
4.1 – DATI SPERIMENTALI	8
4.2 – RISULTATI DELLE ANALISI	9
4.3 – CURVA DI DISPERSIONE.....	10
4.4 – PROFILO IN SITO.....	11
4.5 – RISULTATI FINALI E CALCOLO DELLE Vs30.....	14

Indice delle figure

Figura 1 – Foto aerea da Google Maps.....	3
Figura 2 – Rappresentazione grafica della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh	4
Figura 3 – Segnali sismici che evidenziano (in rosso) le onde superficiali di Rayleigh.....	4
Figura 4 – Segnali sismici acquisiti dai geofoni lungo uno stendimento.	5
Figura 5 – Curva di dispersione delle velocità di fase in funzione della frequenza.....	6
Figura 6 – Confronto fra le Curve di dispersione sperimentali relative a diverse acquisizioni.....	8
Figura 7 – Tracce sperimentali	9
Figura 8 – Curva dispersione sperimentale.....	9
Figura 9 – Curva di dispersione.....	11
Figura 10 – Velocità numeriche – punti sperimentali (verde), modi di Rayleigh (ciano).. ..	12
Figura 11 – Profilo Vs numerico	13

Rif.: G16-227	Esec.: 12.12.2016	Cod. doc.: 01/14	N. pag.: 14	Allegati: 0
19.03.14	emissione	M. Mularoni	M. Mularoni	M. Mularoni
<i>Data</i>	<i>Descrizione</i>	<i>Elaborato</i>	<i>Controllato</i>	<i>Approvato</i>



GEODE
LABORATORIO GEOTECNICO
RIMINI

Indagine geofisica

SISTEMA QUALITA'

Azienda certificata ISO 9001:2000. Cert. SGS n. IT05/1218

MOD. 85

REV. 00

DATA

08/03/10

PAG. 3 DI 14

1 - PREMESSA

La presente relazione riporta le elaborazioni ed i risultati ottenuti dall'esecuzione di un' indagine geofisica consistente in un rilievo con metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) al fine di caratterizzare il profilo sismico del sottosuolo.

Scopo dell'indagine è quello di definire l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità (V_s -z) al fine di determinare il parametro V_{s30} in accordo con O.P.C.M. 3274 e s.m.i, D.M.14.09.2005 e D.M. 14.01.2008.

La campagna di indagine, è stata eseguita, su incarico del Geol. ALESSANDRO MERLI, il giorno 12 Dicembre 2016, in Via Libero Missirini in VISERBA di Rimini (RN).

Figura 1 – Foto aerea da Google Maps.



2 – CENNI SUL METODO MASW

2.1 - PROPAGAZIONE DELLE ONDE DI SUPERFICIE

Il metodo si basa sul rilievo di onde di superficie (onde di Rayleigh); queste si generano in corrispondenza della superficie libera del mezzo quando viene sollecitato acusticamente e sono polarizzate in un piano verticale (Fig. 2). In questo tipo di onde le particelle descrivono un movimento di tipo ellittico la cui ampiezza decresce esponenzialmente con la distanza dalla superficie libera. L'asse maggiore delle ellissi è normale alla superficie libera del mezzo ed alla direzione di propagazione delle onde e le particelle compiono questo movimento ellittico in senso retrogrado alla direzione di propagazione delle onde che vengono così generate. Le onde superficiali di Rayleigh, quando si propagano in un mezzo omogeneo, non presentano dispersione e la loro velocità è uguale a $0.92V_s$. In un mezzo disomogeneo, quale la Terra, la loro velocità varia in funzione della lunghezza d'onda tra i limiti 0 e $0.92 V_s$. La teoria della propagazione delle onde superficiali è ben conosciuta ed è descritta dettagliatamente da Ewing et al. (1957).

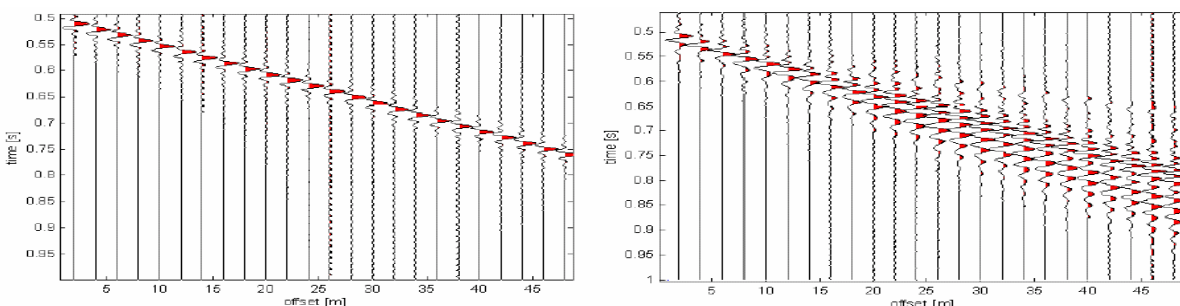
Rif.: G16-227	Esec.: 12.12.2016	Cod. doc.: 01/14	N. pag.: 14	Allegati: 0
00	19.03.14	emissione	M. Mularoni	M. Mularoni
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato
			Controllato	Approvato

Figura 2 – Rappresentazione grafica della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh caratterizzata dall'oscillazione polarizzata in un piano verticale e con movimento delle particelle retrogrado rispetto al senso di propagazione dell'onda.



La proprietà fondamentale delle onde superficiali di Rayleigh, sulla quale si basa l'analisi per la determinazione delle V_s , è costituita dal fenomeno della dispersione che si manifesta in mezzi stratificati (Fig. 3). Ciò consente, analizzando la variazione delle velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della lunghezza d'onda (o della frequenza, che dipende dall'inverso della lunghezza d'onda), di determinare la variazione della velocità delle onde di taglio con la profondità tramite il processo d'inversione.

Figura 3 – Segnali sismici che evidenziano (in rosso) le onde superficiali di Rayleigh in un mezzo non stratificato (a sinistra) e in un mezzo stratificato (a destra). Risulta evidente il fenomeno della dispersione delle onde superficiali di Rayleigh in un mezzo stratificato.



2.2 – TECNICA MASW

La modellazione del sottosuolo mediante l'impiego di comuni geofoni verticali (a 4.5Hz) e l'analisi delle onde superficiali di Rayleigh viene ottenuta con le seguenti tecniche: ReMi (Refraction Microtremor), FTAN (Frequency Time Analysis), SASW (Spectral Analysis of Surface Waves); su quest'ultima si basa il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).

Tale metodo utilizza le onde superficiali di Rayleigh registrate da una serie di geofoni lungo uno stendimento rettilineo e collegati ad un comune sismografo multicanale; successivamente le tracce vengono analizzate attraverso complesse tecniche computazionali, basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. And Richards, P.G., 1980) o, detto in maniera equivalente, la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che le onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali, mentre le onde a bassa frequenza raggiungono gli strati più profondi.

Il metodo di indagine MASW si distingue in metodo attivo e metodo passivo -REMI- (Zywicki, D.J., 1999); è qui impiegata la tecnica attiva così definita in quanto le onde superficiali sono

Rif.: G16-227	Esec: 12.12.2016	Cod. doc.: 01/14	N. pag.: 14	Allegati:	
00	19/05/14		M. Mularoni	M. Mularoni	M. Mularoni
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato	Approvato



GEODE
LABORATORIO GEOTECNICO
RIMINI

Indagine geofisica

SISTEMA QUALITA'

Azienda certificata ISO 9001:2000. Cert. SGS n. IT05/1218

MOD. 85
 REV. 00
 DATA 08/03/10
 PAG. 5 DI 14

generate artificialmente in un punto sulla superficie del suolo (tramite energizzazione con mazza battente o con fucile sismico). Tale metodo consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenza compreso tra 5Hz e 70 Hz, quindi dà informazioni nei primi 30-50 m, in funzione della rigidezza del suolo.

In un mezzo verticalmente eterogeneo, costituito cioè da strati aventi proprietà meccaniche differenti, la propagazione delle onde superficiali presenta un comportamento dispersivo (a frequenze diverse corrispondono diverse velocità di fase). Ciò vuol dire che lunghezze d'onda diverse interessano strati diversi ai quali sono associate proprietà meccaniche diverse: ogni lunghezza d'onda si propaga ad una velocità di fase che dipende dalle caratteristiche dello strato interessato dalla propagazione. Quindi, nel caso di un mezzo eterogeneo, le onde superficiali non hanno una singola velocità ma una velocità di fase che è funzione della frequenza: tale fenomeno, dipende dalla distribuzione spaziale delle proprietà sismiche del sottosuolo è noto come dispersione geometrica e la relazione che lega la frequenza alla velocità di fase prende il nome di curva di dispersione.

Alle alte frequenze, la velocità di fase coincide con la velocità delle onde di Rayleigh dello strato più superficiale, mentre, alle basse frequenze, l'effetto degli strati più profondi diventa importante, e la velocità di fase tende asintoticamente alla velocità dello strato più profondo come se questo fosse esteso infinitamente in profondità. La curva di dispersione gioca un ruolo centrale nell'utilizzo delle onde di Rayleigh ai fini della caratterizzazione dei terreni, infatti, è funzione delle caratteristiche di rigidezza del mezzo e, posto di riuscire a misurarla sperimentalmente, può essere utilizzata per un processo inverso avente come obiettivo la stima delle caratteristiche di rigidezza stesse.

La propagazione delle onde di Rayleigh in un mezzo verticalmente eterogeneo è un fenomeno multi-modale: data una determinata stratigrafia, in corrispondenza di una certa frequenza, possono esistere diverse lunghezze d'onda. Di conseguenza, ad una determinata frequenza possono corrispondere diverse velocità di fase, ad ognuna delle quali corrisponde un modo di propagazione, e differenti modi di vibrazione possono esibirsi simultaneamente (armoniche superiori).

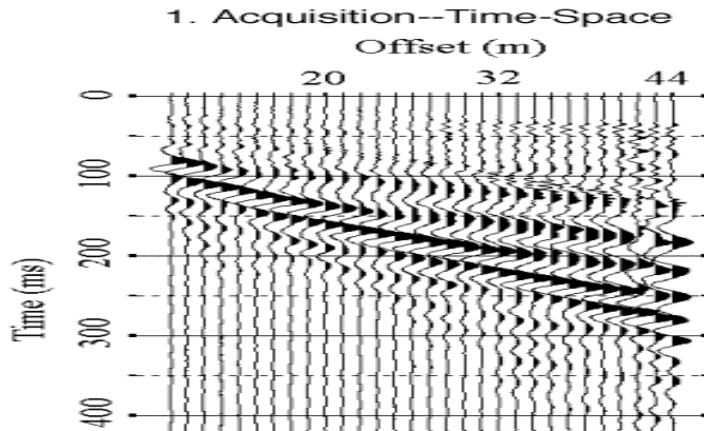
La curva di dispersione ottenuta elaborando i dati derivanti dalle indagini sismiche con il metodo SWM è una curva apparente, derivante dalla sovrapposizione delle curve relative ai vari modi di vibrazione, e che per i limiti indotti dal campionamento non necessariamente coincide con i singoli modi nei diversi intervalli di frequenza campionati.

Il processo di caratterizzazione basato sul metodo delle onde superficiali può essere suddiviso nelle tre fasi di: 1) Acquisizione 2) Processing 3) Inversione

1) Acquisizione. Successive acquisizioni multicanale dei segnali sismici (Fig. 4), generati da una sorgente energizzante artificiale (mazza battente), ai due estremi di uno stendimento rettilineo di geofoni.

Figura 4 – Segnali sismici acquisiti dai geofoni lungo uno stendimento.

Rif.: G16-227	Esec: 12.12.2016	Cod. doc.: 01/14	N. pag.: 14	Allegati:	
00	19/05/14		M. Mularoni	M. Mularoni	M. Mularoni
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato	Approvato

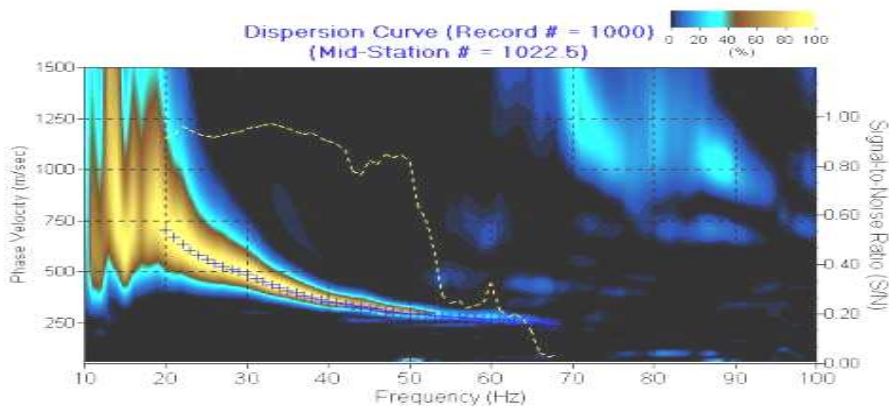


2 Processing. Estrazione del modo fondamentale dalle curve di dispersione delle velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh (una curva per ogni acquisizione) (Fig. 5);

I dati acquisiti vengono sottoposti ad una fase di processing che consente di stimare la curva di dispersione, ovvero la velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza. Esistono diverse tecniche di processing per estrarre dai sismogrammi le caratteristiche dispersive del sito; nel caso in esame il software si avvale del “metodo Roma” per ottenere la curva di dispersione apparente numerica (*Roma V. 2001 Automated Inversion of Rayleigh Geometrical Dispersion Relation for Geotechnical Soil Identification*, 3rd WCSC (World Conference on Structural Control), Como, April 2002). La metodologia più diffusa è l’analisi spettrale in dominio f-k (frequenza-numero d’onda).

Figura 5 – Curva di dispersione delle velocità di fase in funzione della frequenza delle onde superficiali di Rayleigh.

2. Dispersion Curve Extraction--Frequency-Phase Velocity



3. Inversione. Inversione delle curve di dispersione per ottenere profili verticali 1D delle Vs (un profilo verticale per ogni curva di dispersione, posizionato nel punto medio di ogni stendimento geofonico);

La fase di inversione –deve essere preceduta da una parametrizzazione del sottosuolo che viene di norma schematizzato come un mezzo visco-elastico a strati piano-paralleli, omogenei ed isotropi, nel quale l’eterogeneità è rappresentata dalla differenziazione delle caratteristiche meccaniche degli strati. Il processo di inversione è iterativo: a partire da un profilo di primo tentativo, costruito sulla base di metodi semplificati ed eventualmente delle informazioni note a priori riguardo la stratigrafia, il problema viene risolto diverse volte variando i parametri che definiscono il modello.

Rif.: G16-227	Esec: 12.12.2016	Cod. doc.: 01/14	N. pag.: 14	Allegati:	
00	19/05/14		M. Mularoni	M. Mularoni	M. Mularoni
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato	Approvato



GEODE
LABORATORIO GEOTECNICO
RIMINI

Indagine geofisica

SISTEMA QUALITA'

Azienda certificata ISO 9001:2000. Cert. SGS n. IT05/1218

MOD. 85
 REV. 00
 DATA 08/03/10
 PAG. 7 DI 14

Il processo termina quando viene individuato quel set di parametri di modello che minimizza la differenza tra il set di dati sperimentali (curva di dispersione misurata) e il set di dati calcolati (curva di dispersione sintetica). Usualmente, algoritmi di minimizzazione ai minimi quadrati vengono utilizzati per automatizzare la procedura.

Lo scopo è quello di raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la curva di dispersione sperimentale e la curva di dispersione numerica corrispondente al modello di suolo assegnato; l'affidabilità del profilo di velocità Vs trovato durante il processo di inversione è valutata tramite la definizione dell'errore relativa tra le due curve

3 – STRUMENTAZIONE E MODALITA' DI ACQUISIZIONE

La strumentazione utilizzata è composta da: un acquisitore a 24 canali della SARA Electronics Instruments a 16 bit (registratore DOREMI), 24 geofoni a frequenza di 4.5 Hz e da un personal computer. Come sistema di energizzazione è stato utilizzata una mazza di 8 kg battente su un piattello metallico. L'indagine MASW è stata realizzata predisponendo una stendimento lineare di 48 m di lunghezza con 24 geofoni a 4.5 Hz equidistanziati di 2.0 m. Per l'acquisizione dei dati sono state effettuate 4 energizzazioni disposte alle estremità del profilo ad una distanza di 2 m dal primo e dall'ultimo geofono.

I dati sono stati elaborati tramite il software MASW (V. Roma, 2007). L'analisi consiste nella trasformazione dei segnali registrati in uno spettro bidimensionale "f-k" che analizza l'energia di propagazione delle onde superficiali lungo la linea sismica. In questo grafico è possibile distinguere il "modo fondamentale" delle onde di superficie. Sullo spettro di frequenza viene eseguito un "picking" attribuendo ad un certo numero di punti una o più velocità di fase per un determinato numero di frequenze. Tali valori vengono successivamente riportati su un diagramma periodo-velocità di fase per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione del modello interpretativo. Variando la geometria del modello di partenza ed i valori di velocità delle onde S si modifica automaticamente la curva calcolata di dispersione fino a conseguire un buon "fittine" con i valori sperimentali.

4 – ELABORAZIONE DATI

La prima fase dell'elaborazione consiste nell'ottenere le curve di dispersione di ogni acquisizione eseguita. Il confronto delle curve consente di scartare eventuali rilievi anomali (disturbati ad esempio dal rumore di fondo), quindi di scegliere un rilievo che risulti ripetibile e che garantisca quindi una buona rappresentatività (Fig.6).

Individuata una curva di dispersione affidabile occorre definire il range di frequenze utili entro cui è possibile assegnare i punti significativi su cui ricostruire il modello attendibile di Vs (piking) (fig.7). Alte frequenze sono relative ai primissimi strati del sottosuolo; alle basse frequenze (cioè per profondità relativamente alte) la curva di dispersione assume contorni poco definiti tendendo rapidamente all'asintoto verticale.

Si riportano in figura 6 le curve di dispersione di alcune acquisizioni. Le tracce 2, 3 e 4 sono state rilevate energizzando sull'estremità Sud-Est dello stendimento, le tracce 5, 6 e 7 dall'estremità opposta. Sono evidenti differenze fra le due serie di rilievi che sono verosimilmente imputabili alla presenza di terreni di riporto ed eterogenei ed al disturbo delle opere di consolidamento interrato presenti in prossimità di un estremo dello stendimento stesso. Per questa ragione l'analisi è stata eseguita sulle tracce rilevate energizzando l'estremità Nord-Ovest della linea masw. Queste permettono fra l'altro un piking fino a frequenze relativamente basse.

Rif.: G16-227	Esec: 12.12.2016	Cod. doc.: 01/14	N. pag.: 14	Allegati:	
00	19/05/14		M. Mularoni	M. Mularoni	M. Mularoni
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato	Approvato



GEODE
LABORATORIO GEOTECNICO
RIMINI

Indagine geofisica

SISTEMA QUALITA'

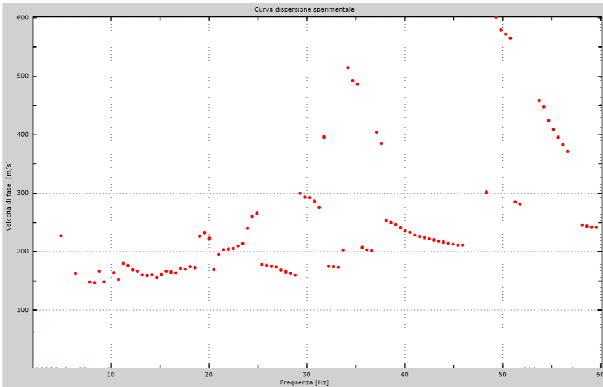
Azienda certificata ISO 9001:2000. Cert. SGS n. IT05/1218

MOD. 85
 REV. 00
 DATA 08/03/10
 PAG. 8 DI 14

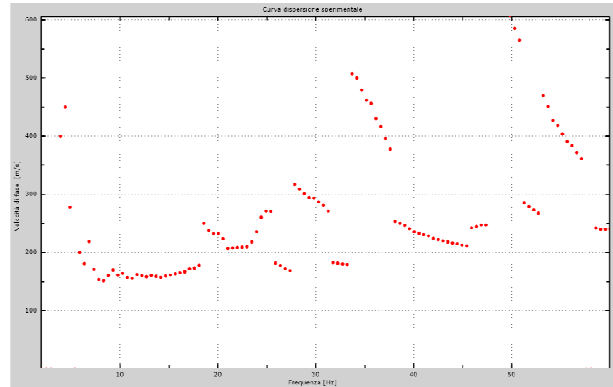
Gli allineamenti sovrapposti sono corrispondenti ai modi superiori di vibrare del suolo (armoniche superiori) e non sono stati sfruttati ai fini dell'analisi condotta che si è dunque limitata al primo modo di vibrare.

Figura 6 – Confronto fra le Curve di dispersione sperimentali relative a diverse acquisizioni (Curve di dispersione delle velocità di fase in funzione della frequenza delle onde superficiali di Rayleigh, rappresentazione generata dal Software "MASW 2007")

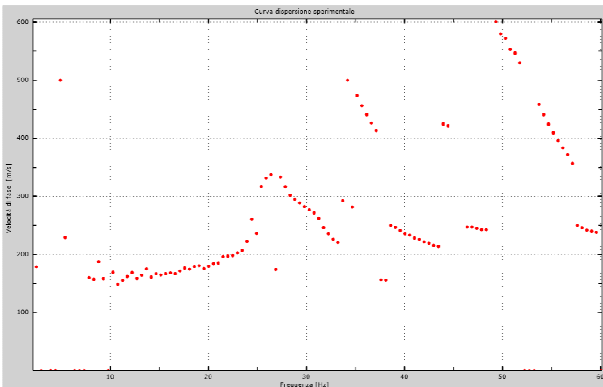
Traccia 2



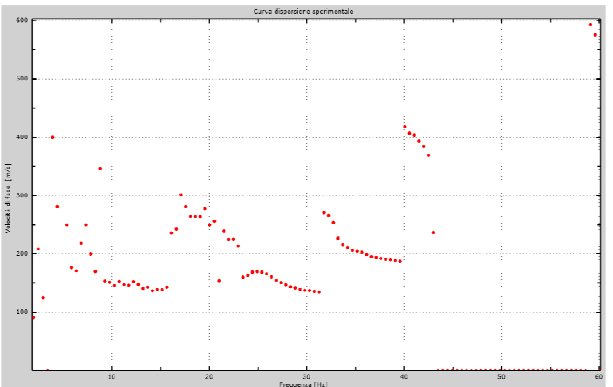
Traccia 3



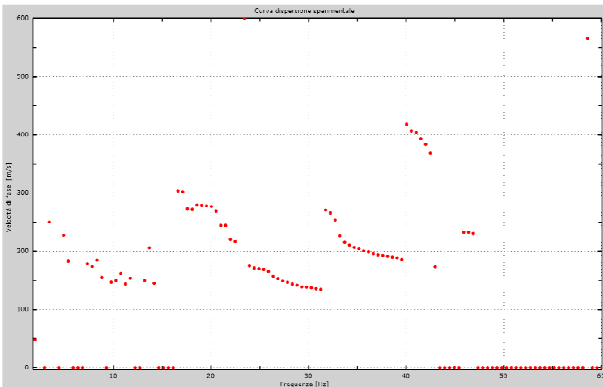
Traccia 4



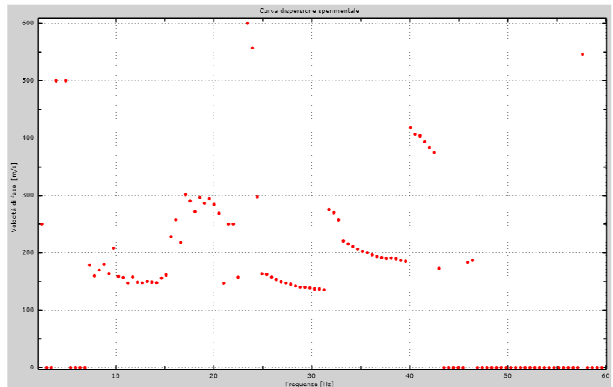
Traccia 5



Traccia 6



Traccia 7



4.1 – DATI SPERIMENTALI

Nome del file della traccia: 03_06_2016-12-12_12-49-57_02000_00200_024_Acquis.sg2

Numero di ricevitori.....24

Rif.: G16-227		Esec: 12.12.2016		Cod. doc.: 01/14		N. pag.: 14		Allegati:	
00	19/05/14		M. Mularoni	M. Mularoni	M. Mularoni				
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato	Approvato				



GEODE
LABORATORIO GEOTECNICO
RIMINI

Indagine geofisica

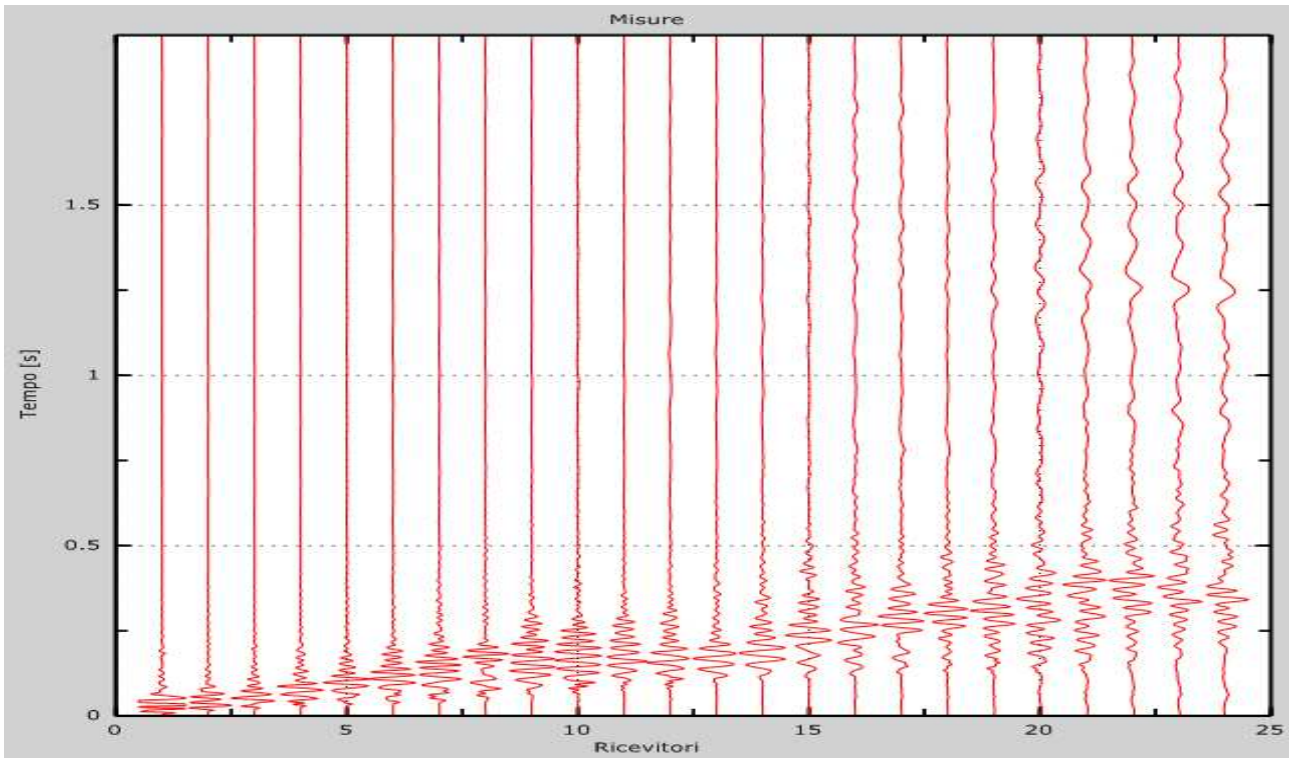
SISTEMA QUALITA'

Azienda certificata ISO 9001:2000. Cert. SGS n. IT05/1218

MOD. 85
 REV. 00
 DATA 08/03/10
 PAG. 9 DI 14

Numero di campioni temporali4000
 Passo temporale di acquisizione 0.5 ms
 Numero di ricevitori usati per l'analisi24
 L'intervallo considerato per l'analisi comincia a..... 0ms
 L'intervallo considerato per l'analisi termina a 1998ms
 I ricevitori sono invertiti (l'ultimo ricevitore nel file è il primo per l'analisi)

Figura 7 – Tracce sperimentali



4.2 – RISULTATI DELLE ANALISI

Frequenza finale = 70 Hz; Frequenza iniziale = 2Hz

Figura 8 – Curva dispersione sperimentale

Rif.: G16-227	Esec: 12.12.2016	Cod. doc.: 01/14	N. pag.: 14	Allegati:	
00	19/05/14		M. Mularoni	M. Mularoni	M. Mularoni
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato	Approvato



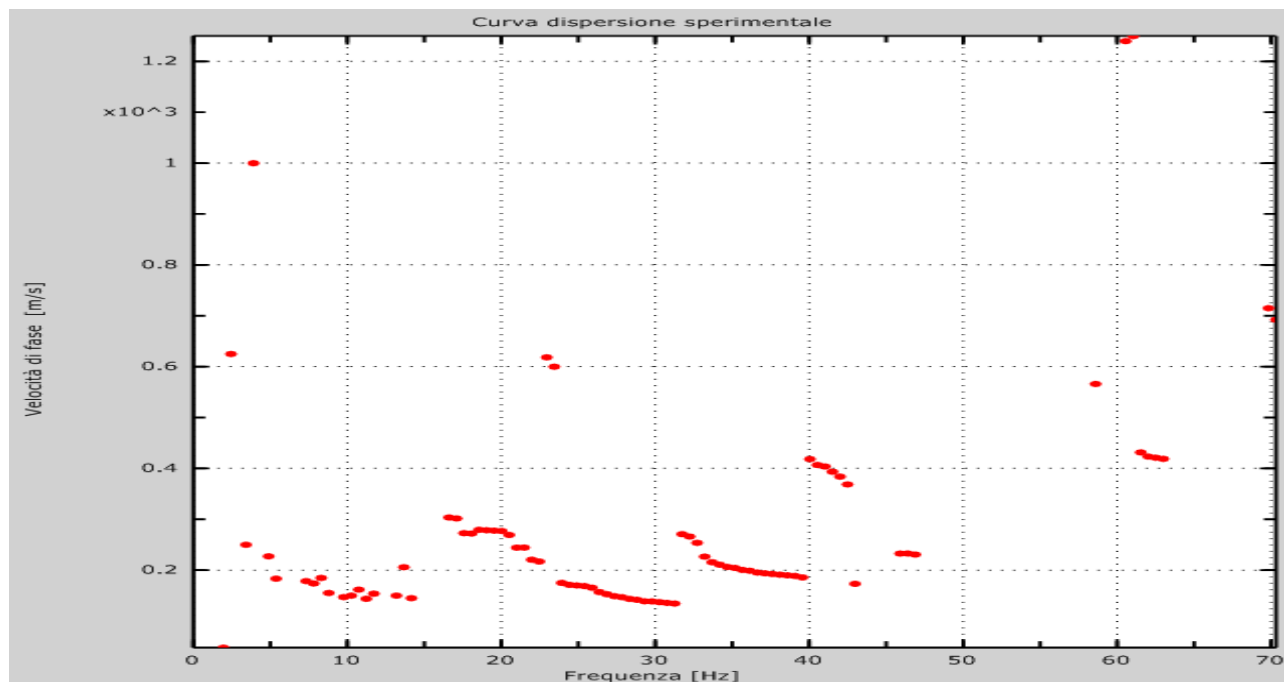
GEODE
LABORATORIO GEOTECNICO
RIMINI

Indagine geofisica

SISTEMA QUALITA'

Azienda certificata ISO 9001:2000. Cert. SGS n. IT05/1218

MOD. 85
 REV. 00
 DATA 08/03/10
 PAG. 10 DI 14



4.3 – CURVA DI DISPERSIONE

Tabella 1: Curva di dispersione

Freq. [Hz]	V. fase [m/s]	V. fase min [m/s]	V. fase Max [m/s]
3.48358	249.805	224.689	274.922
4.92945	227.2	199.572	254.828
7.98184	181.991	169.432	194.549
11.0342	154.362	139.292	169.432
14.2473	144.316	131.758	156.874
24.6897	169.432	159.386	179.479
27.7421	144.316	141.804	146.827
31.4371	131.758	124.223	139.292

Rif.: G16-227	Esec: 12.12.2016	Cod. doc.: 01/14	N. pag.: 14	Allegati:	
00	19/05/14		M. Mularoni	M. Mularoni	M. Mularoni
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato	Approvato



GEODE
LABORATORIO GEOTECNICO
RIMINI

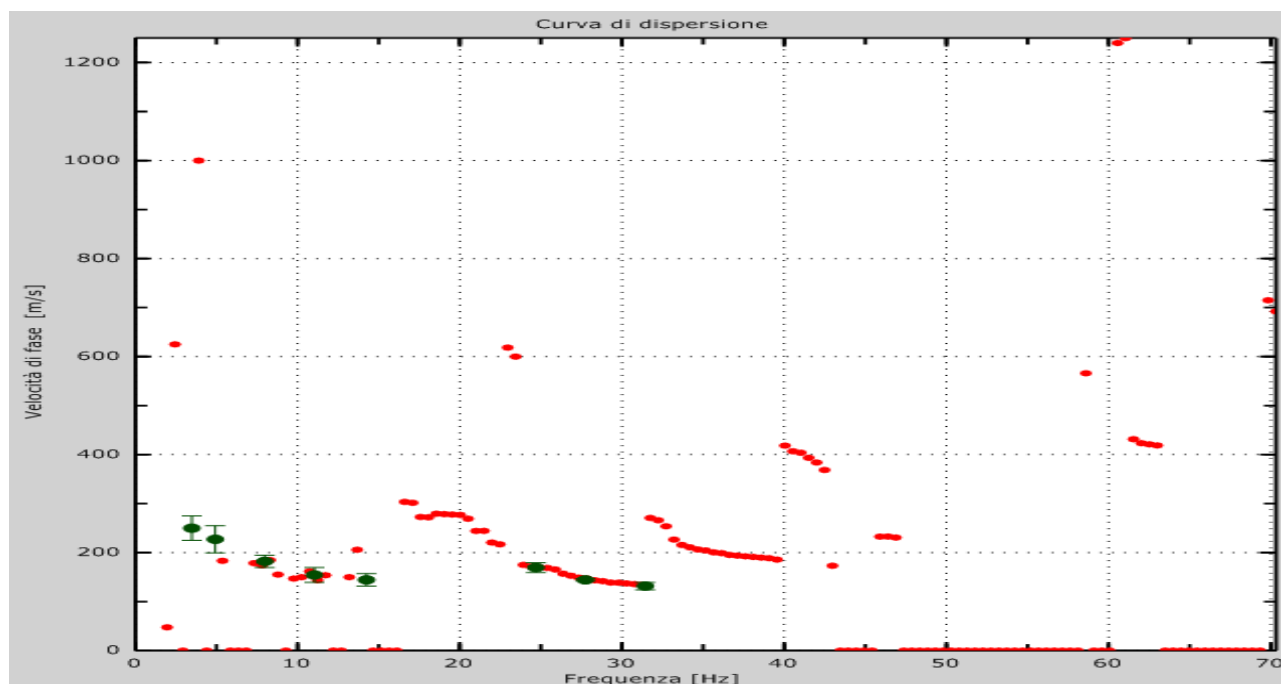
Indagine geofisica

SISTEMA QUALITA'

Azienda certificata ISO 9001:2000. Cert. SGS n. IT05/1218

MOD. 85
 REV. 00
 DATA 08/03/10
 PAG. 11 DI 14

Figura 9 – Curva di dispersione e Piking



4.4 – PROFILO IN SITO

Numero di strati (escluso semispazio)4
 Spaziatura ricevitori [m]2m
 Numero ricevitori.....24
 Numero modi 1
 Numero iterazioni30
 Massimo errore [%]5.000000e-002
 Evita forti contrasti di rigidezza tra 2 strati consecutivi

Strato 1 (Falda presente nello strato, Strato alluvionale)

h [m].....2
 z [m] -2
 Densità [kg/m³].....1600
 Poisson0.48
 Vs [m/s].....135
 Vp [m/s]688
 Vs min [m/s]73
 Vs max [m/s].....203

Rif.: G16-227	Esec: 12.12.2016	Cod. doc.: 01/14	N. pag.: 14	Allegati:	
00	19/05/14		M. Mularoni	M. Mularoni	M. Mularoni
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato	Approvato



GEODE
LABORATORIO GEOTECNICO
RIMINI

Indagine geofisica

SISTEMA QUALITA'

Azienda certificata ISO 9001:2000. Cert. SGS n. IT05/1218

MOD. 85
 REV. 00
 DATA 08/03/10
 PAG. 12 DI 14

Vs fin.[m/s].....135

Strato 2 (Falda presente nello strato, Strato alluvionale)

h [m].....5
 z [m]..... -5
 Densità [kg/m³]..... 1900
 Poisson0.48
 Vs [m/s].....180
 Vp [m/s]918
 Vs min [m/s]80
 Vs max [m/s].....270
Vs fin.[m/s].....180

Strato 3 (Falda presente nello strato, Strato alluvionale)

h [m].....11
 z [m]..... -16
 Densità [kg/m³]..... 1950
 Poisson0.48
 Vs [m/s].....170
 Vp [m/s]867
 Vs min [m/s]86
 Vs max [m/s].....255
Vs fin.[m/s].....170

Strato 4 (Falda presente nello strato, Strato alluvionale)

h [m]..... - 00
 z [m]..... - 00
 Densità [kg/m³].....2000
 Poisson0.48
 Vs [m/s].....290
 Vp [m/s]1479
 Vs min [m/s]139
 Vs max [m/s].....435
Vs fin.[m/s].....290

Figura 10 – Velocità numeriche – punti sperimentali (verde), modi di Rayleigh (ciano), curva apparente(blu), curva numerica (rosso)

Rif.: G16-227	Esec: 12.12.2016	Cod. doc.: 01/14	N. pag.: 14	Allegati:	
00	19/05/14		M. Mularoni	M. Mularoni	M. Mularoni
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato	Approvato



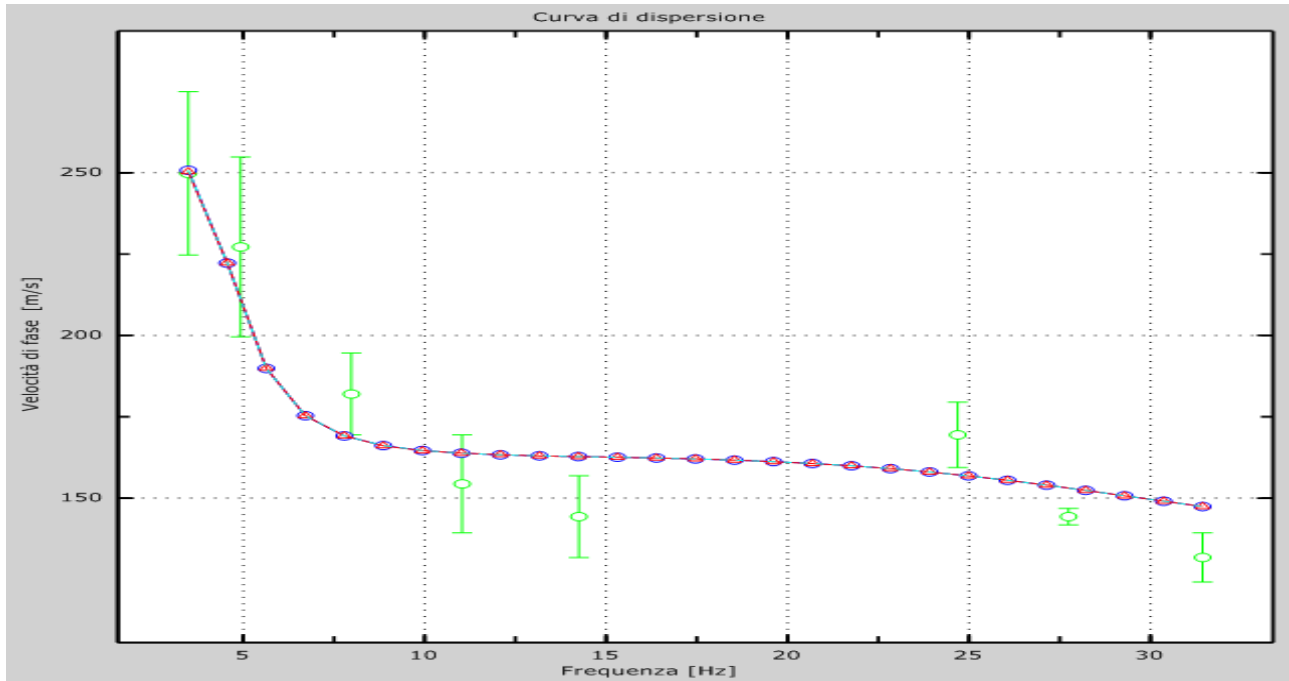
**GEODE
LABORATORIO GEOTECNICO
RIMINI**

Indagine geofisica

SISTEMA QUALITA'

Azienda certificata ISO 9001:2000. Cert. SGS n. IT05/1218

MOD. 85
REV. 00
DATA 08/03/10
PAG. 13 DI 14



Dall'inversione della curva di dispersione si ottiene il seguente modello medio di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità.

Modello 1			
Strato	Spessore(m)	Profondità (m)	Vs (m/s)
1	2	2	135
2	3	3	180
3	11	11	170
4	00	00	290

Figura 11 – Profilo Vs numerico

Rif.: G16-227	Esec: 12.12.2016	Cod. doc.: 01/14	N. pag.: 14	Allegati:	
00	19/05/14		M. Mularoni	M. Mularoni	M. Mularoni
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato	Approvato



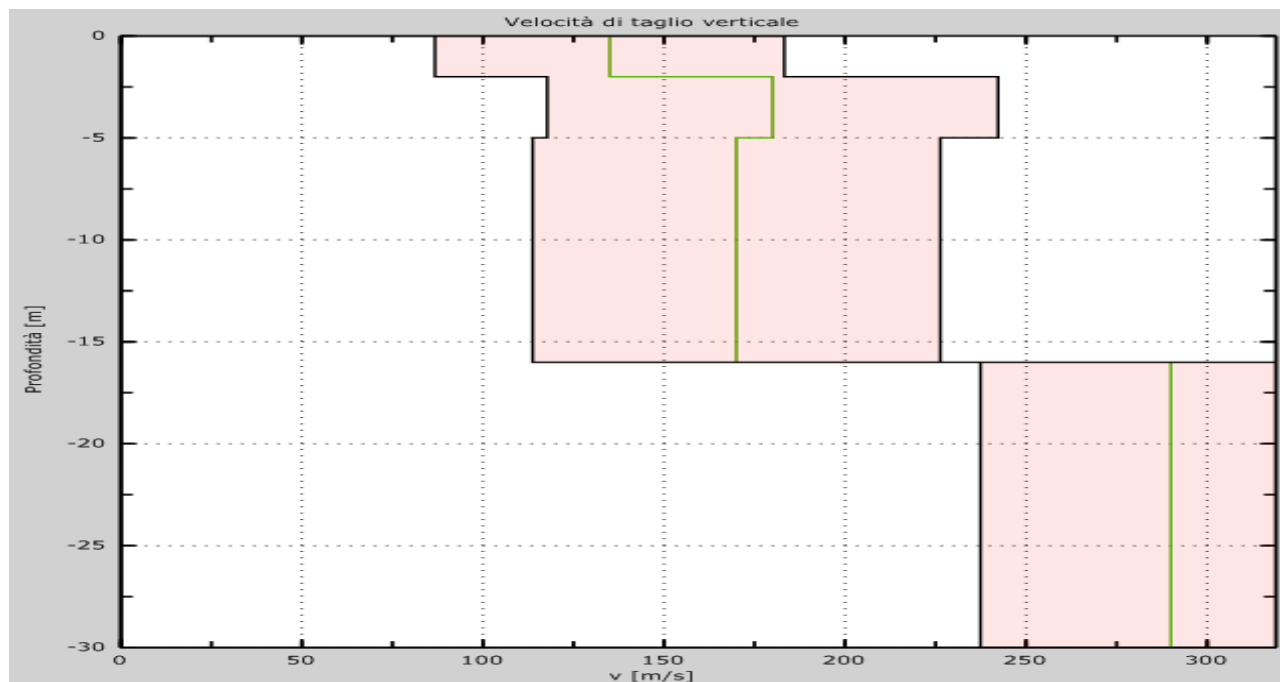
GEODE
LABORATORIO GEOTECNICO
RIMINI

Indagine geofisica

SISTEMA QUALITA'

Azienda certificata ISO 9001:2000. Cert. SGS n. IT05/1218

MOD. 85
 REV. 00
 DATA 08/03/10
 PAG. 14 DI 14



4.5 – RISULTATI FINALI E CALCOLO DELLE Vs30

A partire dal modello sismico monodimensionale riportato nel capitolo precedente, è possibile calcolare il valore delle Vs30, che rappresenta la “velocità equivalente” di propagazione delle onde di taglio, entro 30 m di profondità. Si fa riferimento all’espressione in calce, riportata nel D.M. 14.09.2005 e nel D.M. 14.01.2008 (“*Norme tecniche per le costruzioni*”):

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove H_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Utilizzando la formula sopra riportata si ottiene il seguente valore (quota iniziale: piano campagna)

Vs30 = 207 m/s

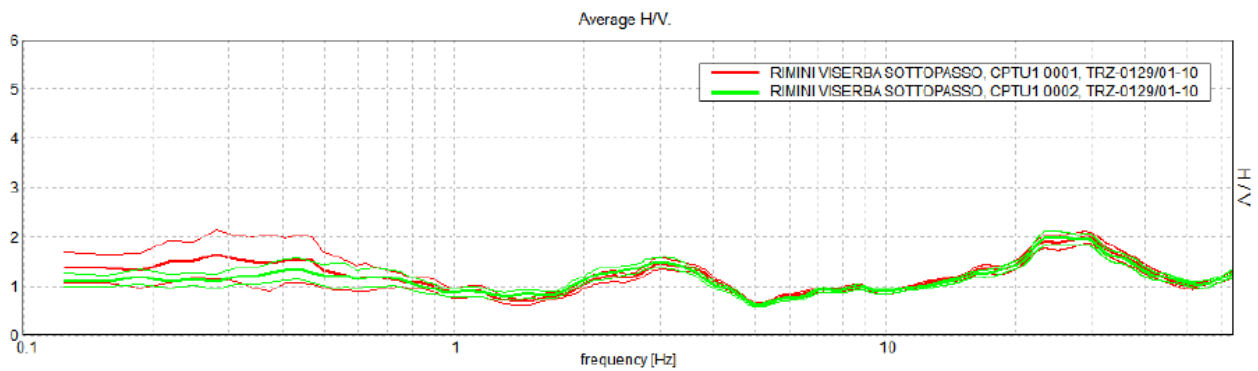
compatibile con la **categoria di sottosuolo tipo C**

Rif.: G16-227	Esec: 12.12.2016	Cod. doc.: 01/14	N. pag.: 14	Allegati:	
00	19/05/14		M. Mularoni	M. Mularoni	M. Mularoni
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato	Approvato

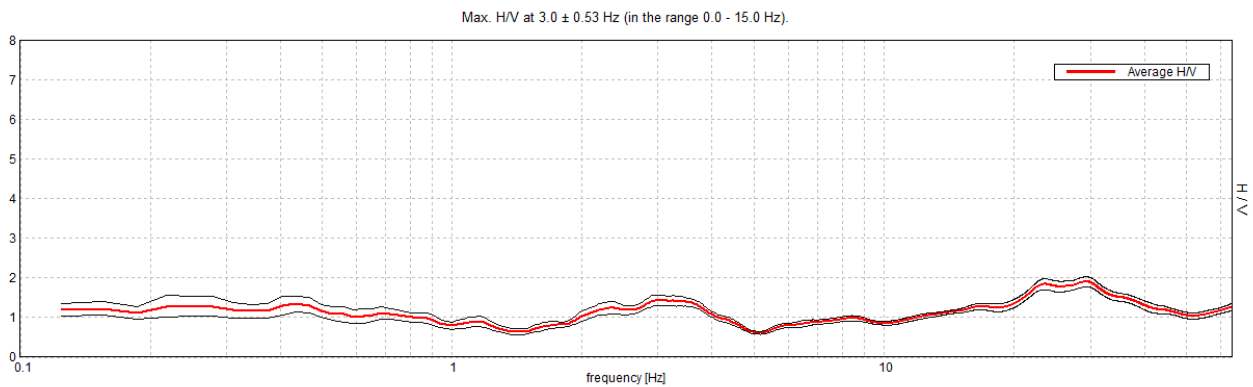
COMRIMINI2249, CPTU1 0001

Instrument: TRZ-0129/01-10
 Data format: 16 byte
 Full scale [mV]: n.a.
 Start recording: 12/12/16 12:19:45 End recording: 12/12/16 12:39:46
 Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
 GPS data not available
 Trace length: 0h20'00". Analyzed 68% trace (manual window selection)
 Sampling rate: 128 Hz
 Window size: 20 s
 Smoothing type: Triangular window
 Smoothing: 10%

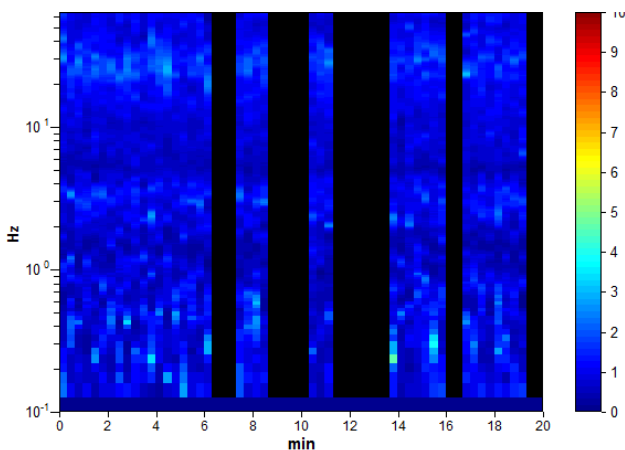
Confronto acquisizioni



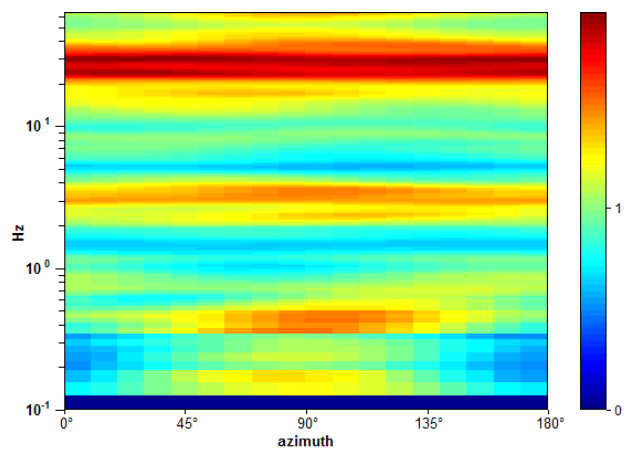
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



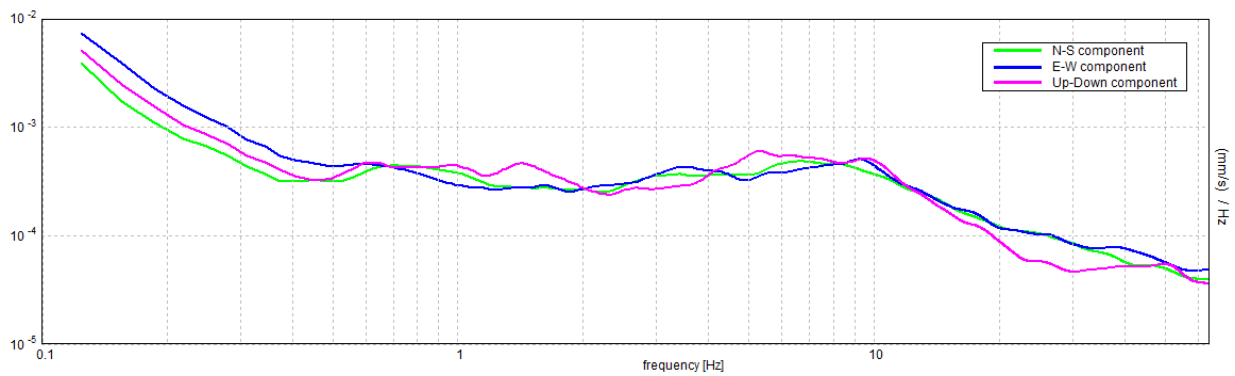
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V

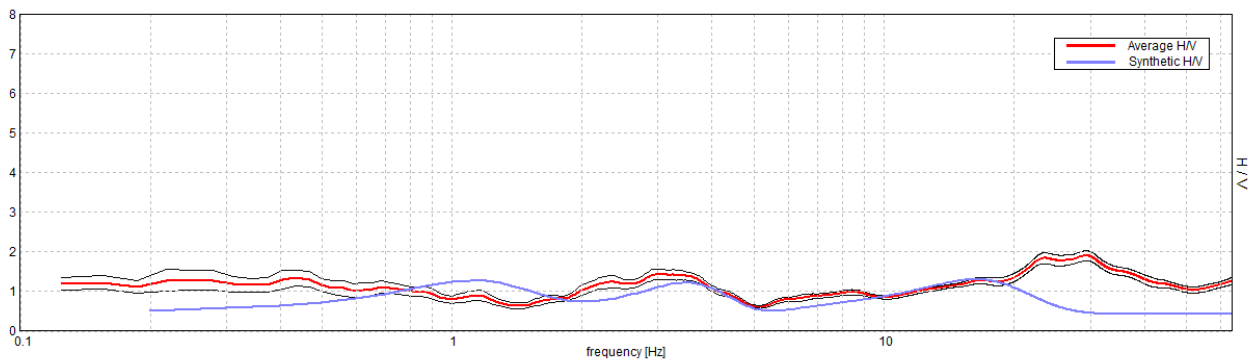


SINGLE COMPONENT SPECTRA

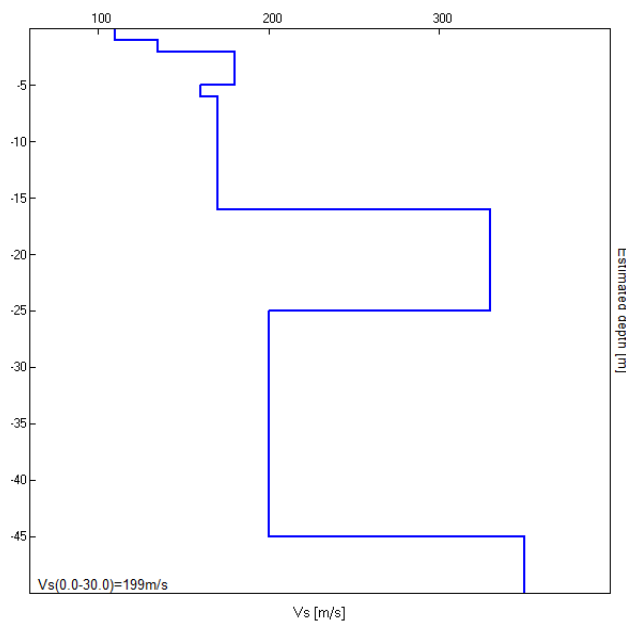


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 3.0 ± 0.53 Hz (in the range 0.0 - 15.0 Hz).



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.00	1.00	110	0.45
2.00	1.00	135	0.49
5.00	3.00	180	0.49
6.00	1.00	160	0.49
16.00	10.00	170	0.49
25.00	9.00	330	0.49
45.00	20.00	200	0.42
inf.	inf.	350	0.42



Vs(0.0-30.0)=199m/s

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

Max. H/V at 3.0 ± 0.53 Hz (in the range 0.0 - 15.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$3.00 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$2460.0 > 200$	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 145 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	1.531 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	4.781 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$1.44 > 2$		NO
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.17591 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.52774 < 0.15$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.1349 < 1.58$	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

GEOLOGIA E AMBIENTE

Studio di Geologia
via del marinaio, 32 - Rimini 47900
Tel. 0541/722574
339/1361620

Allegato n. 7

Rif. 2249

Scola

dicembre 2016

Stralcio TAVOLA PSC 1.3.1.a "Carta dei livelli di approfondimento per microzonazione sismica" - Comune di Rimini

LEGENDA

PSC - Ipotesi nuove realizzazioni

Territorio urbanizzato

Ambiti suscettibili di nuove urbanizzazioni

Microzonazione sismica

Territorio urbanizzato dove è sufficiente la microzonazione sismica di
Il livello di approfondimento - Analisi semplificata.

Territorio urbanizzato dove è necessario svolgere ulteriori indagini per effettuare studi
di microzonazione sismica di III livello di approfondimento - Analisi approfondite per aree
soggette a liquefazione e densificazione, di cui alla lettera a) del punto 4.2 della
Del. Ass. Lgs. RER n. 112 del 02/05/2007.

Territorio urbanizzato dove è necessario svolgere ulteriori indagini per effettuare studi
di microzonazione sismica di III livello di approfondimento - Analisi approfondite per aree
soggette a liquefazione e densificazione, di cui alla lettera b) del punto 4.2 della
Del. Ass. Lgs. RER n. 112 del 02/05/2007.

Ambiti suscettibili di nuova urbanizzazione dove è sufficiente la microzonazione sismica di
Il livello di approfondimento - Analisi semplificata.

Ambiti suscettibili di nuova urbanizzazione dove è necessario svolgere ulteriori indagini per effettuare
studi di microzonazione sismica di III livello di approfondimento - Analisi approfondite per aree
soggette a liquefazione e densificazione, di cui alla lettera a) del punto 4.2 della
Del. Ass. Lgs. RER n. 112 del 02/05/2007.

Viabilità di interesse provinciale-comunale

Trasporto Rapido Costiero (TRC)

Fermate TRC

Aree in studio

Fattori di amplificazione (F.A.):

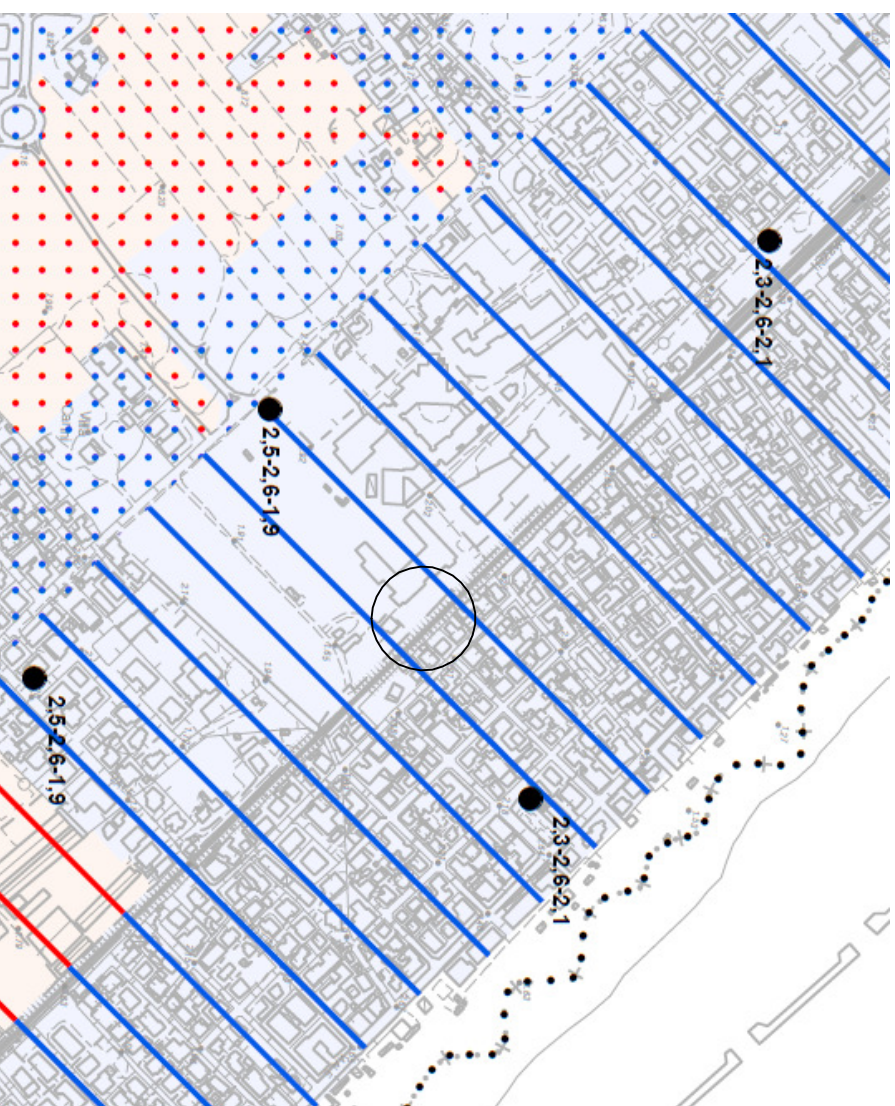
● Valori di FGA; Intensità spettrale per $0,1s < T < 0,5s$; Intensità Spettrale per $0,5s < T < 1s$

Indice del Potenziale di Liquefazione (IL):

▲ Indice del potenziale di liquefazione (IL) da studi di riduzione del rischio sismico
dell'Università di Firenze - Crespellani T., Madini C., Vannucchi G. - Novembre 2008.

▲ Indice del potenziale di liquefazione (IL) da studi di microzonazione sismica
di III livello di approfondimento svolti dal Comune di Rimini.

▲ Indice del potenziale di liquefazione (IL) da studi di microzonazione sismica
di III livello di approfondimento svolti da altri soggetti.



GEOLOGIA E AMBIENTE

Studio di Geologia
via del marinaio, 32 – Rimini 47900
tel. 0541/722574
339/1361620

Allegato n. 8

Rif. 2249

Scala

dicembre 2016

Stralcio TAVOLA PSC 1.3.2.a "Fattori di amplificazione per microzonazione sismica" - Comune di Rimini

LEGENDA

PSC - Ipotesi nuove realizzazioni

Territorio urbanizzato

Territorio urbanizzabile

Ambiti potenziali per nuovi insediamenti (insediamenti e nuove dotazioni territoriali)

Asse intermedio retro-costiero: tratti proposti

Strade urbane di penetrazione: tratti proposti

Ipotesi alternative di collegamenti stradali ai fini della pedonalizzazione del Ponte di Tevere

Visibilità extraurbana secondaria: tratti proposti

Trasporto Rapido Costiero (TRC)

Ambiti territoriali di cui all'art. 2, punto A2.1 della del. Ass. Lgs RER n. 112 del 02/05/2007

Ambito costiero caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da sedimenti alluvionali prevalentemente fini, sabbie costiere superficiali (con spessori fino a 10 m) e substrato poco profondo (25-50 m da p.c.) (COSTA 1)

Ambito di pianura e costiero assimilabile ad appennino e margine appenninico padano per substrato marino caratterizzato da Vs<800 m/sec

Ambito di pianura caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decametrici, talora con intercalazioni di orizzonti di ghiaie (di spessore anche decine di metri), con substrati profondi (>100 m da p.c.) (PIANURA 2)

Appennino e margine appenninico padano per coperture su substrato marino caratterizzato da Vs minore di 800 m/sec

Appennino e margine appenninico padano per coperture su substrato marino affiorante caratterizzato da Vs minore di 800 m/sec

----- Limite tra classi di amplificazione di F.A.

B Classe di amplificazione bassa

M Classe di amplificazione media

A Classe di amplificazione alta

E Classe di amplificazione elevata

? Classe di amplificazione non definita

Fattori di amplificazione (F.A.) della PGA

● Bassa amplificazione - F.A. da 1,4 a 1,7

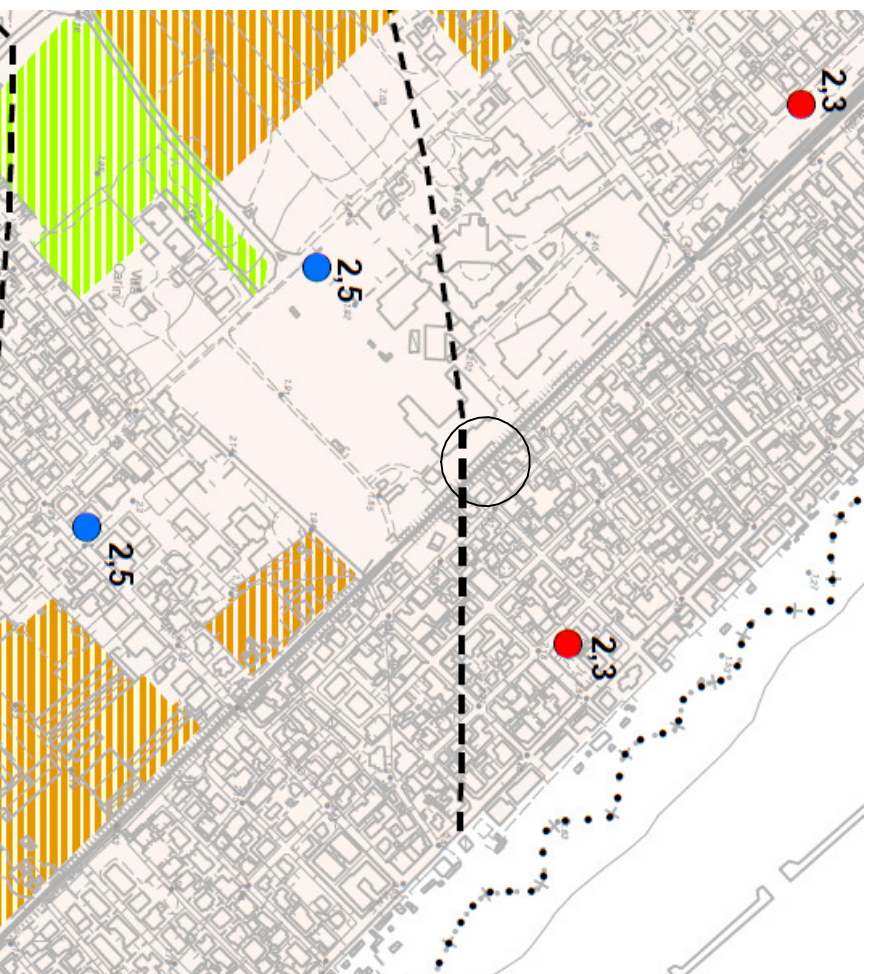
● Media amplificazione - F.A. da 1,8 a 2,0

● Alta amplificazione - F.A. da 2,1 a 2,3

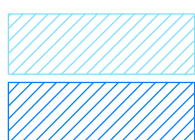
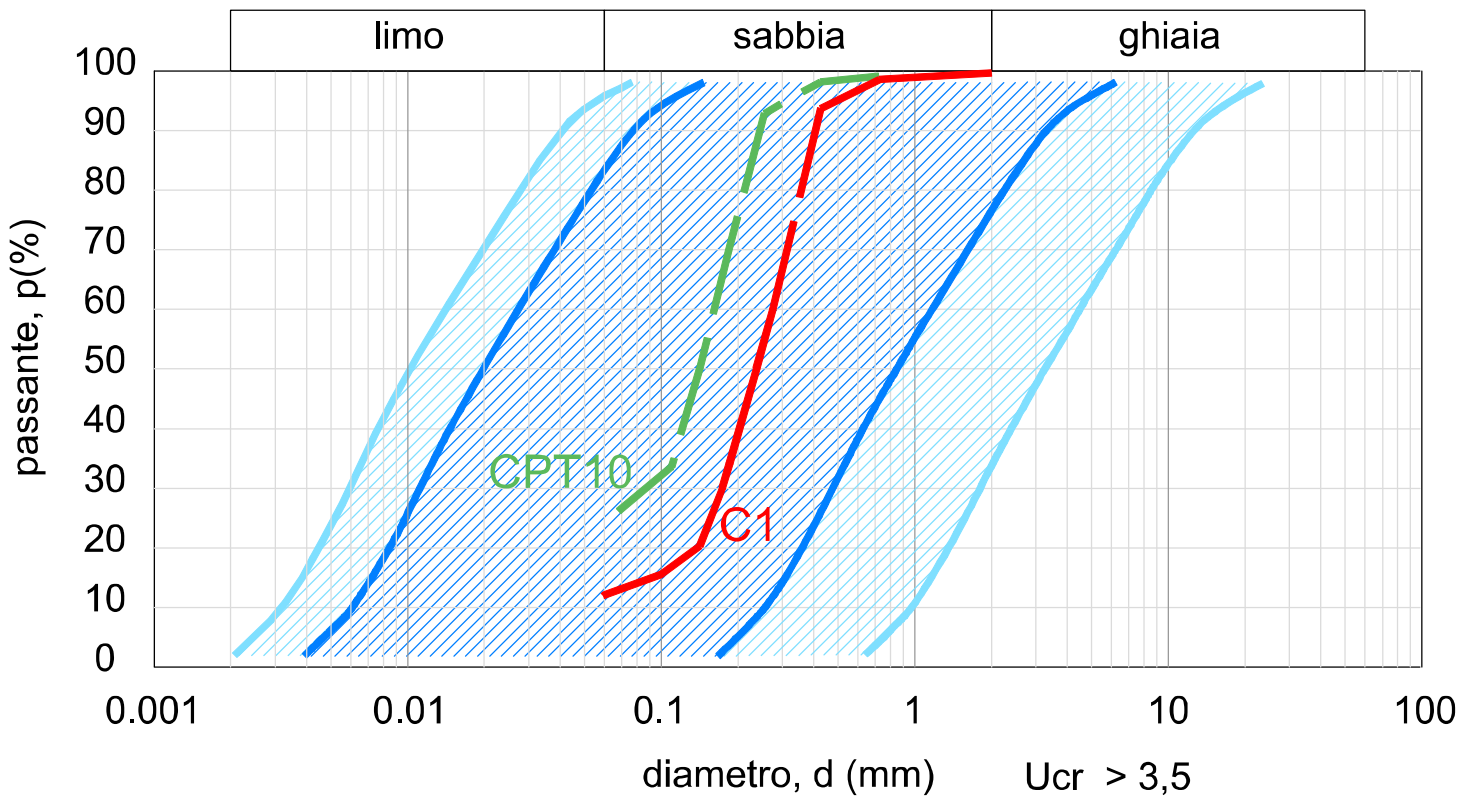
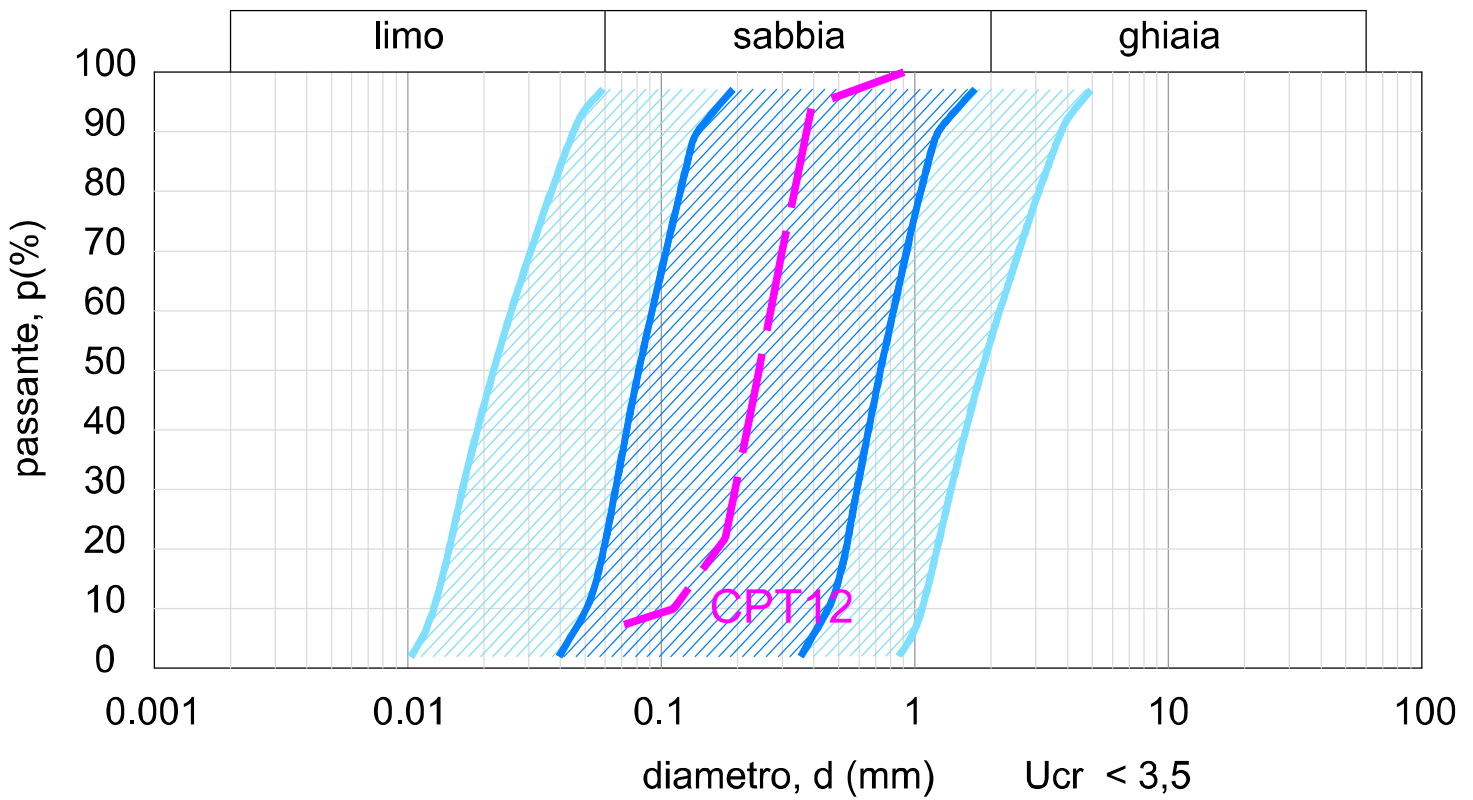
● Elevata amplificazione - F.A. da 2,4 a 2,6

○ F.A. non determinato

○ Aree in studio



ALLEGATO N. 9



Possibilità di liquefazione - DGR 2193/2015

Elevata possibilità di liquefazione - Linee guida AGI 2005

ALLEGATO N. 10

REPORT VERIFICHE DI LIQUEFAZIONE

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

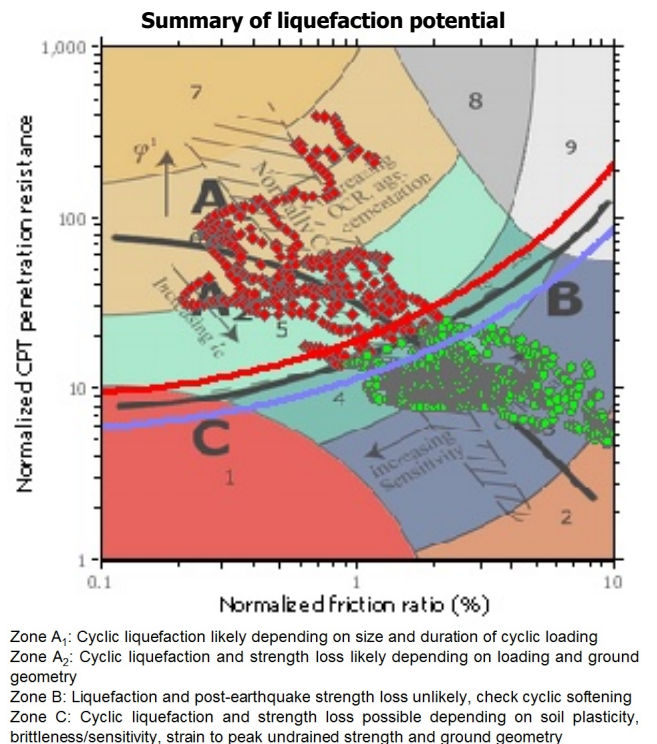
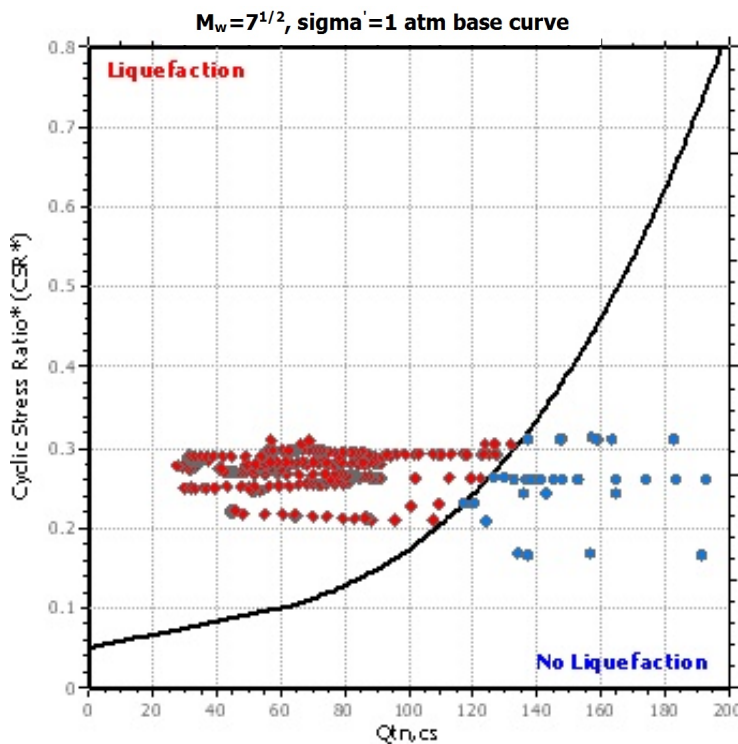
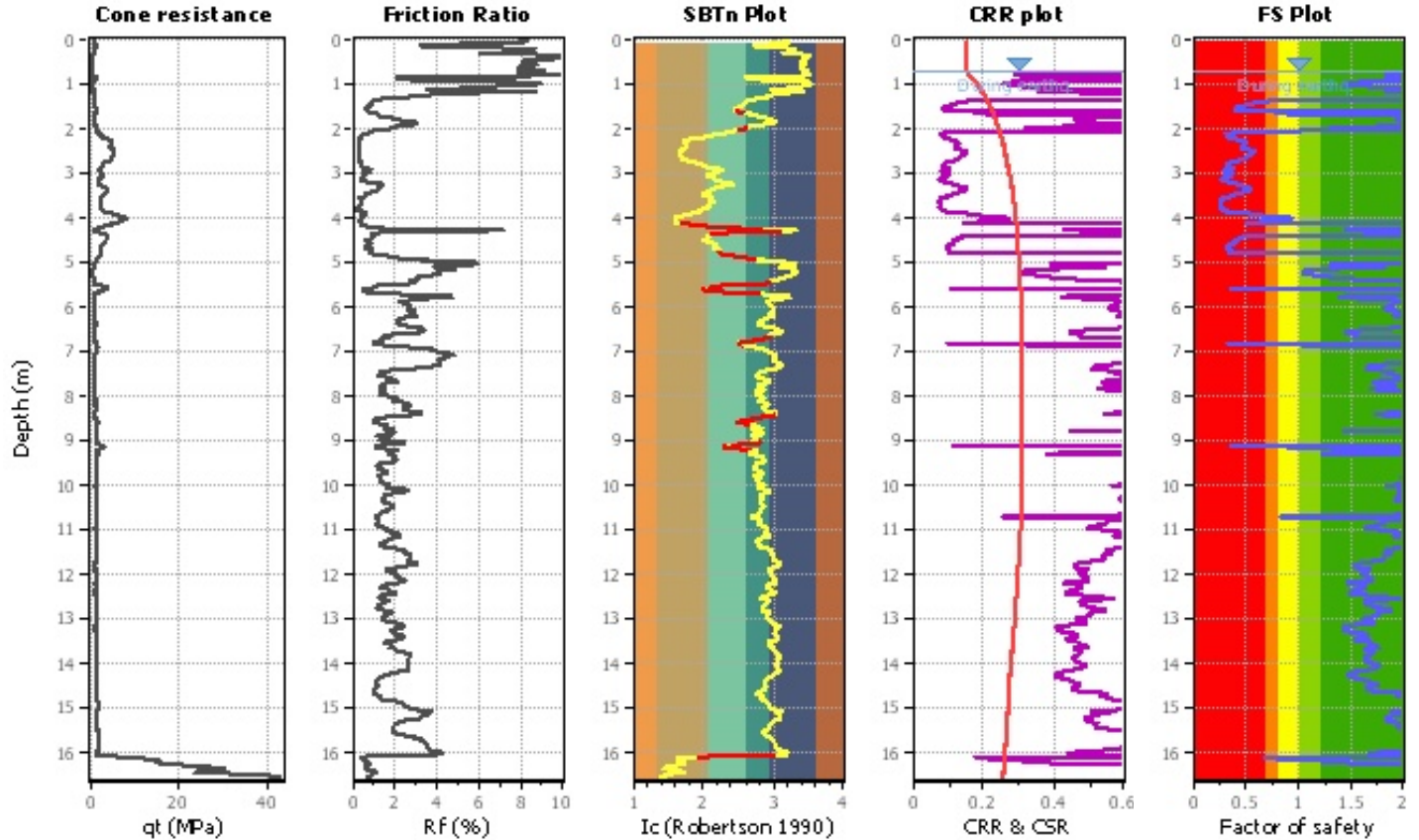
Project title : SOTTOPASSO VISERBA

Location : RIMINI

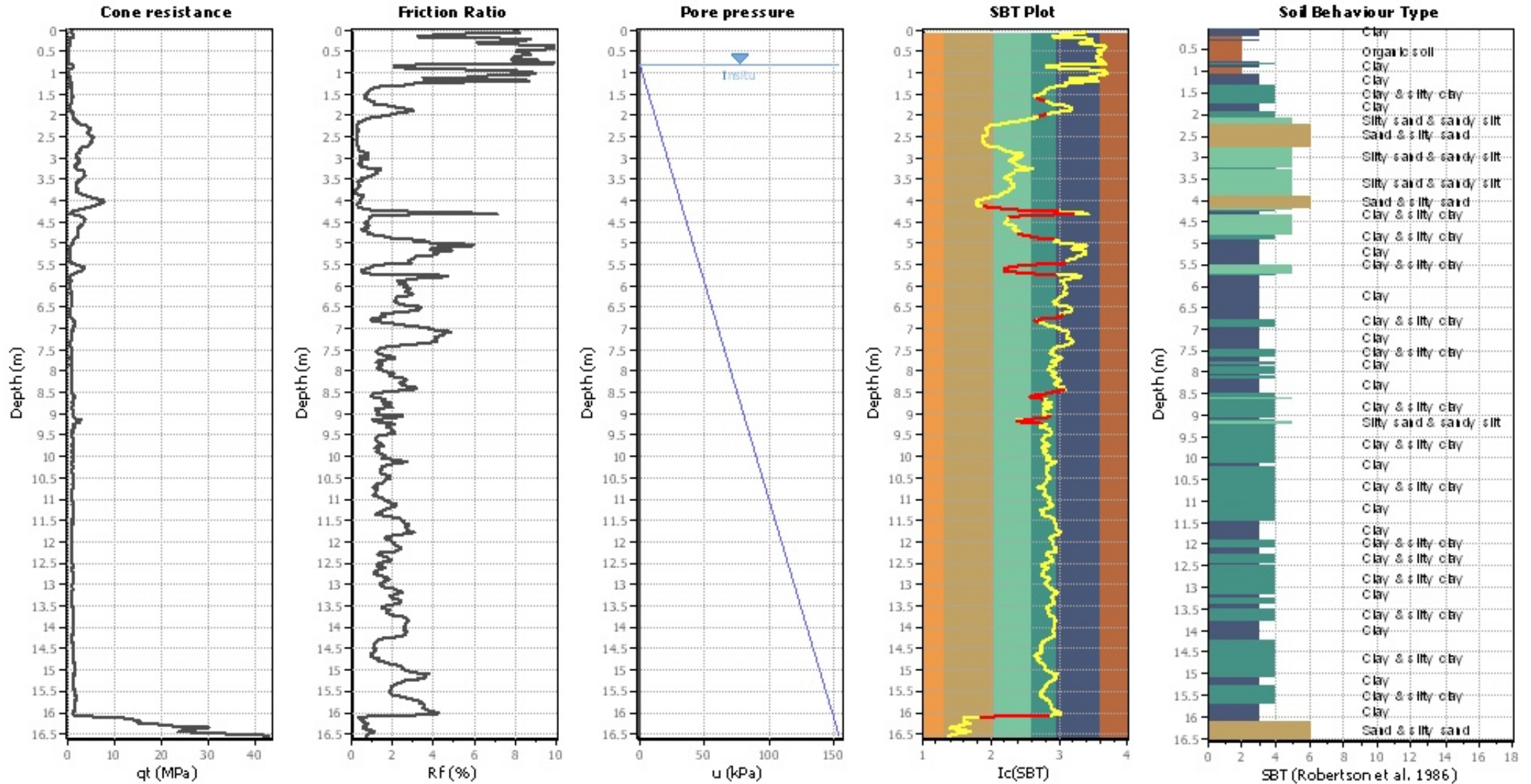
CPT file : CPTU-01

Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	0.80 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	All soils
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	0.70 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.31	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_0 applied:	Yes		



CPT basic interpretation plo



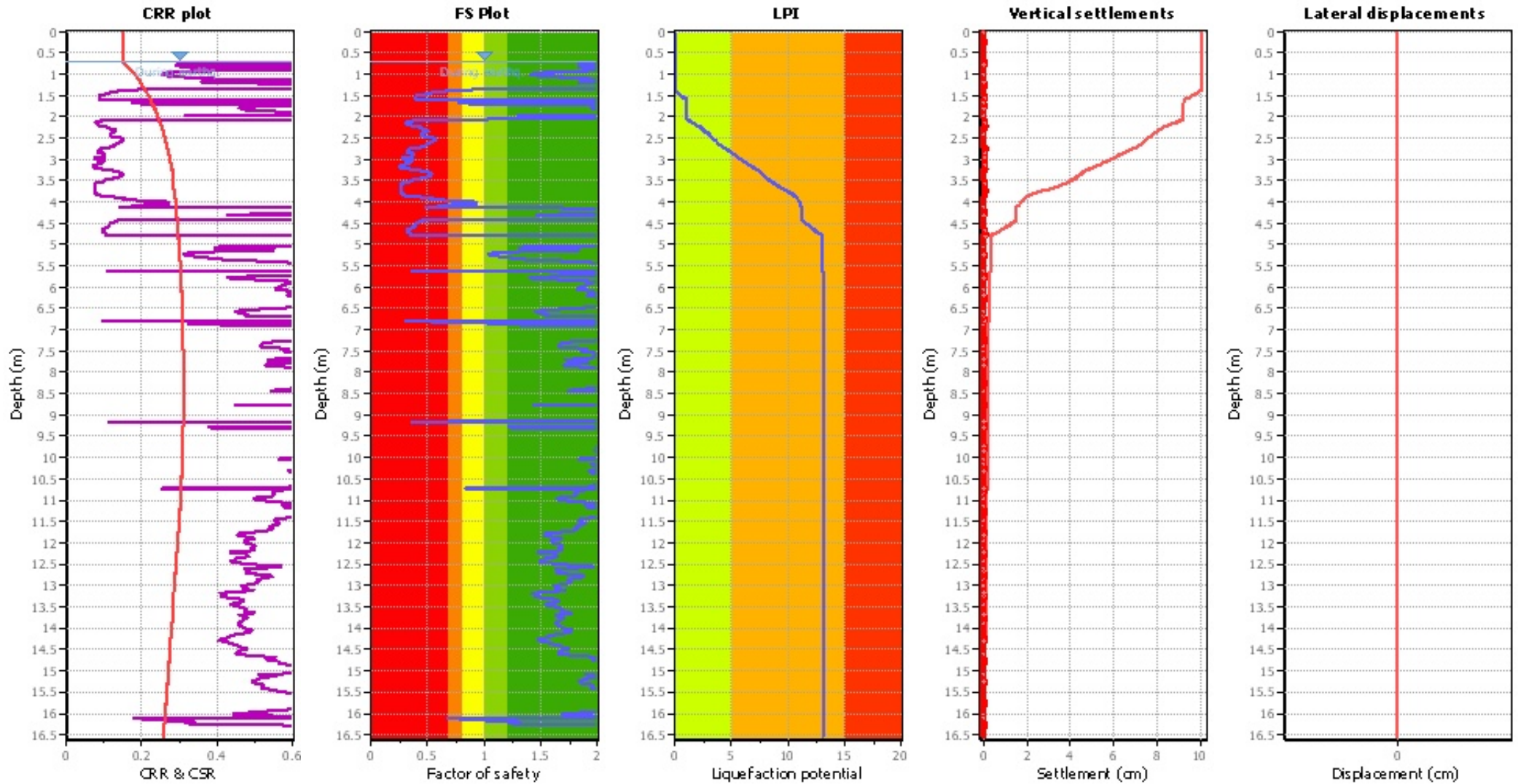
Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	0.70 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K ₀ applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.31	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	0.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

SBT legend

1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

Liquefaction analysis overall plot



Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (earthq.):	0.70 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K_0 applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.31	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	0.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

F.S. color scheme

- Almost certain it will liquefy
- Very likely to liquefy
- Liquefaction and no liq. are equally likely
- Unlike to liquefy
- Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

- Very high risk
- High risk
- Low risk

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

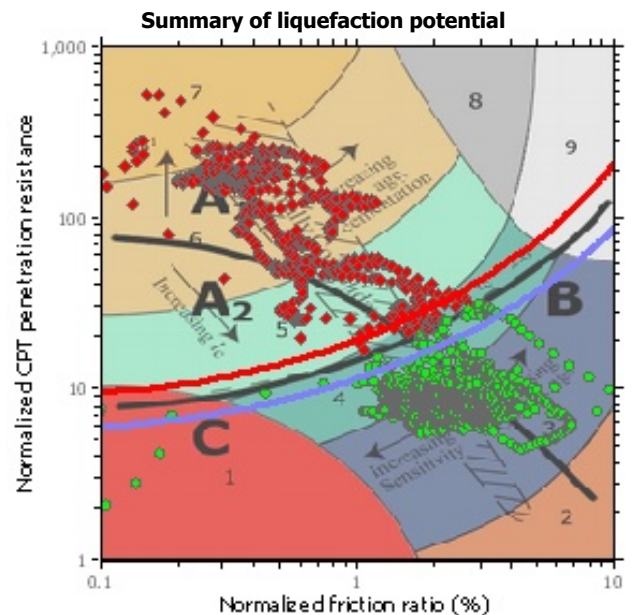
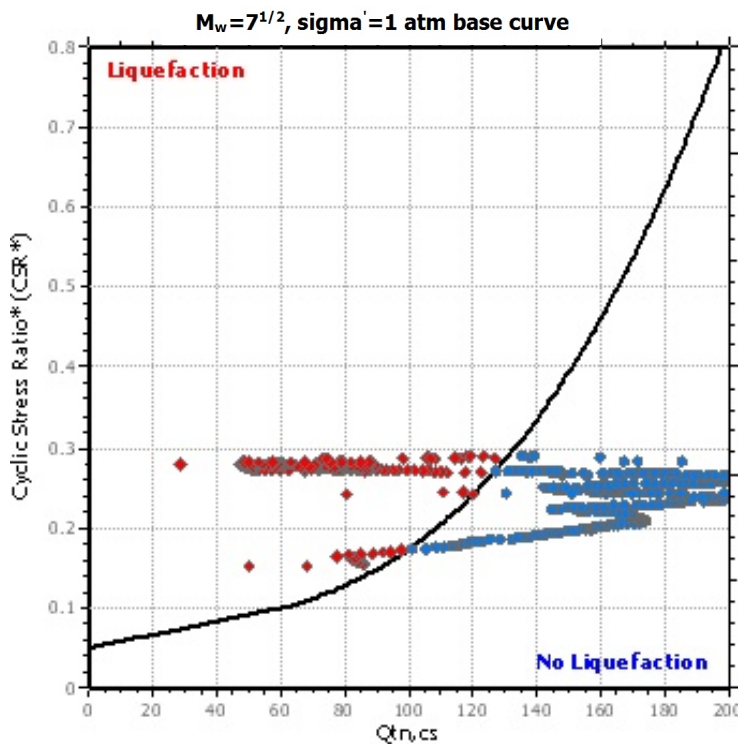
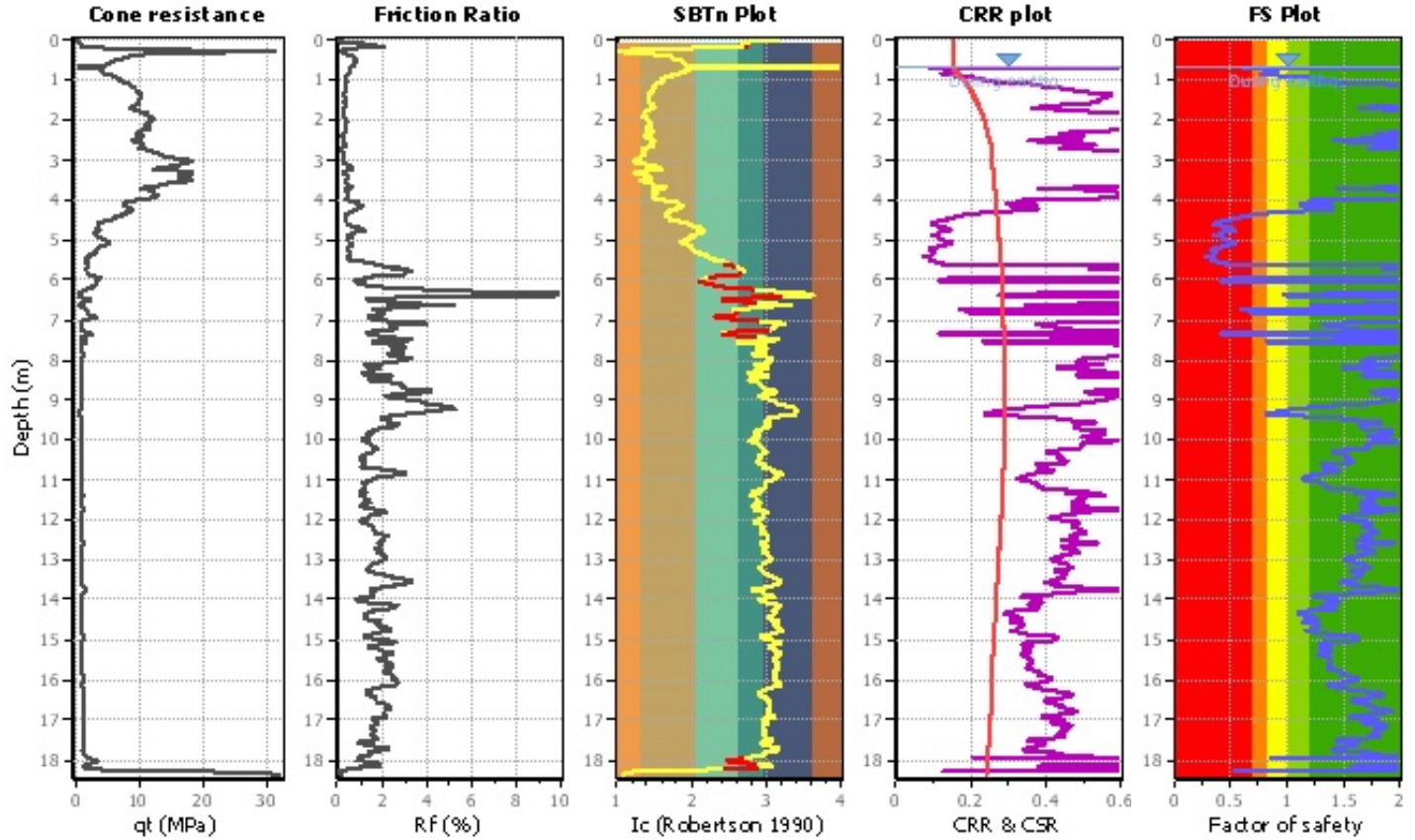
Project title : SOTTOPASSO VISERBA

Location : RIMINI

CPT file : CPTU-02

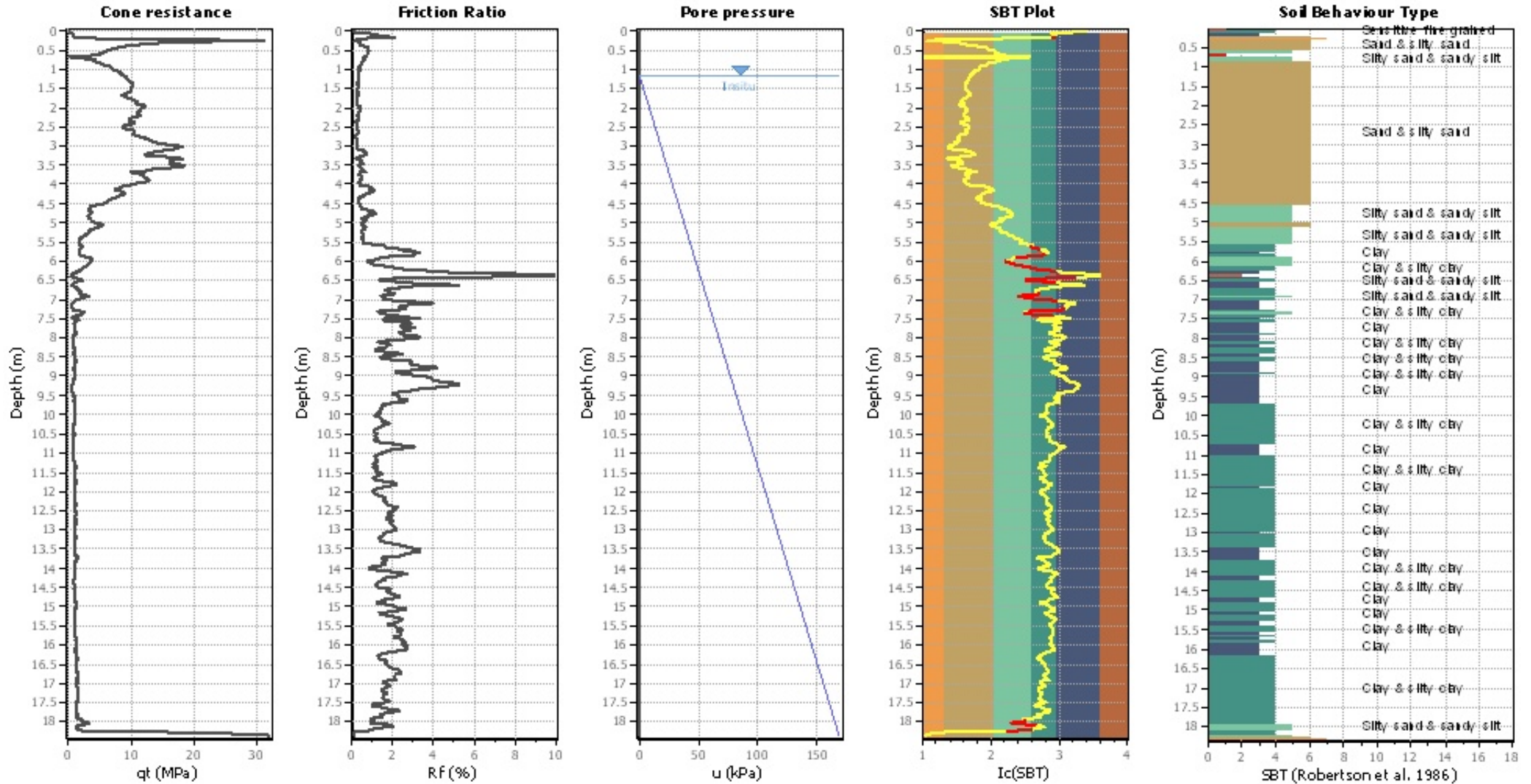
Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	1.20 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	All soils
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	0.70 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.31	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_0 applied:	Yes		



Zone A₁: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading
 Zone A₂: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

CPT basic interpretation plo



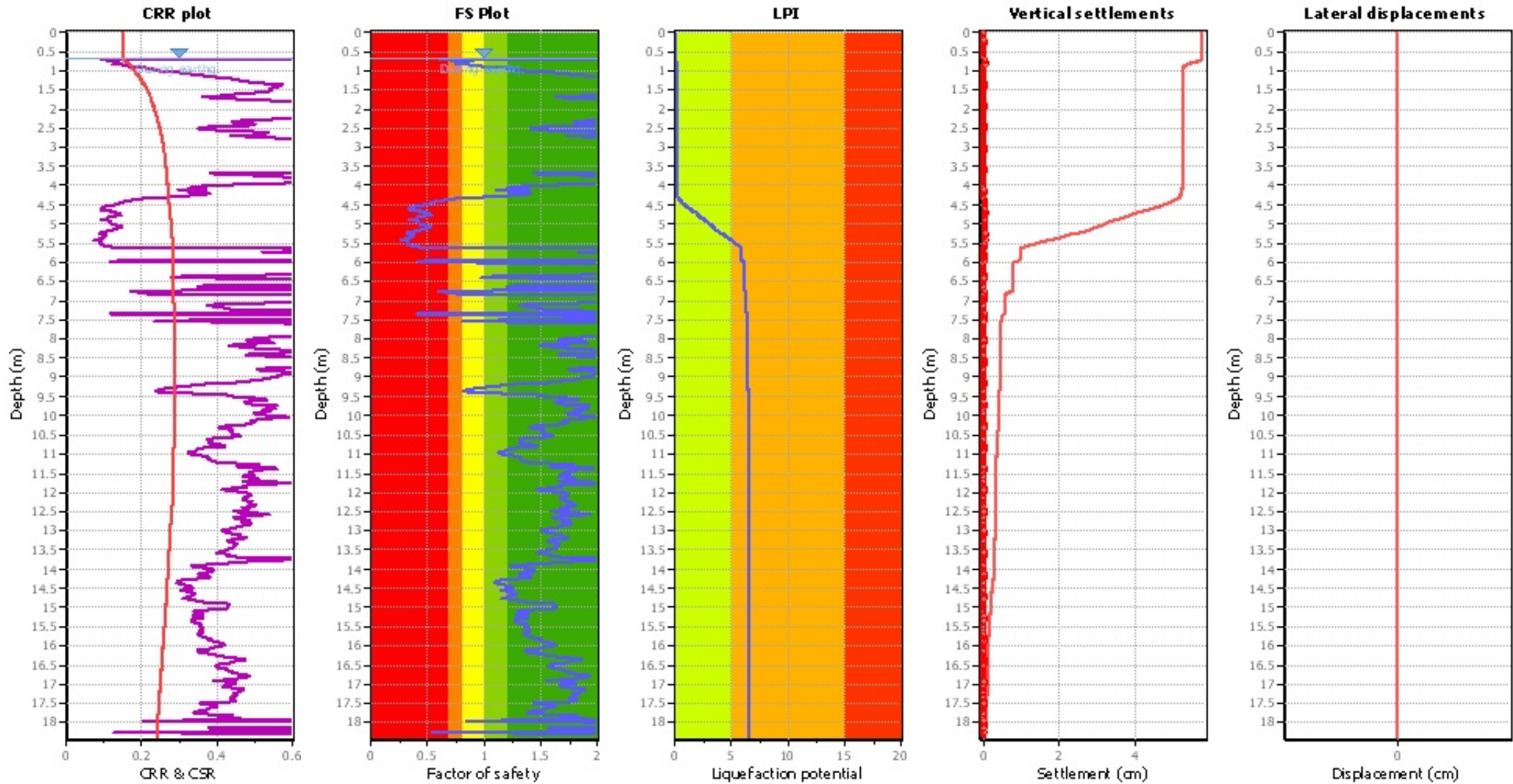
Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	0.70 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K_0 applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.31	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.20 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

SBT legend

1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

Liquefaction analysis overall plot



Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	0.70 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K ₀ applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.31	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.20 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

F.S. color scheme

- Almost certain it will liquefy
- Very likely to liquefy
- Liquefaction and no liq. are equally likely
- Unlike to liquefy
- Almost certain it will not liquefy

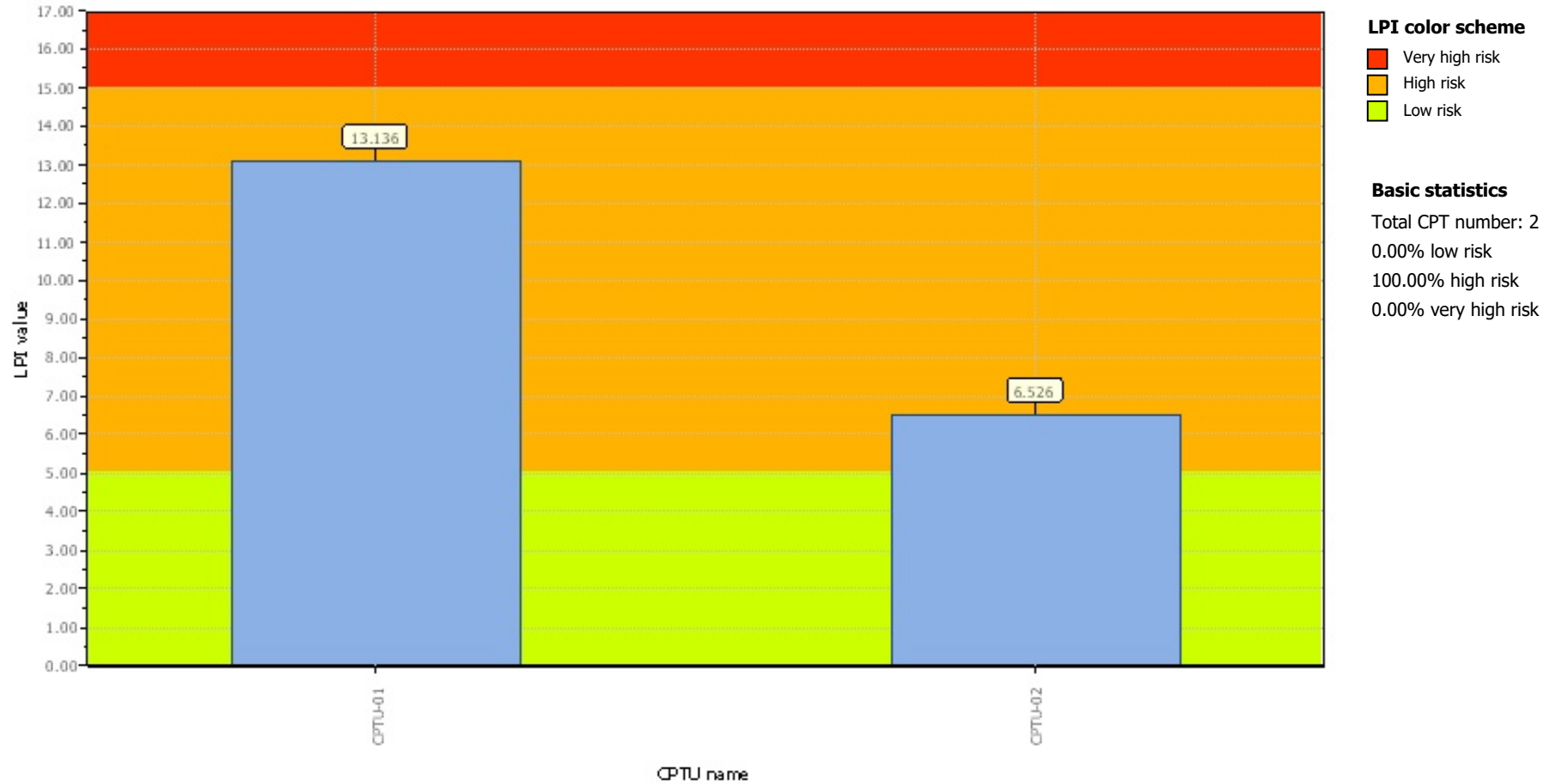
LPI color scheme

- Very high risk
- High risk
- Low risk

Project title : SOTTOPASSO VISERBA

Location : RIMINI

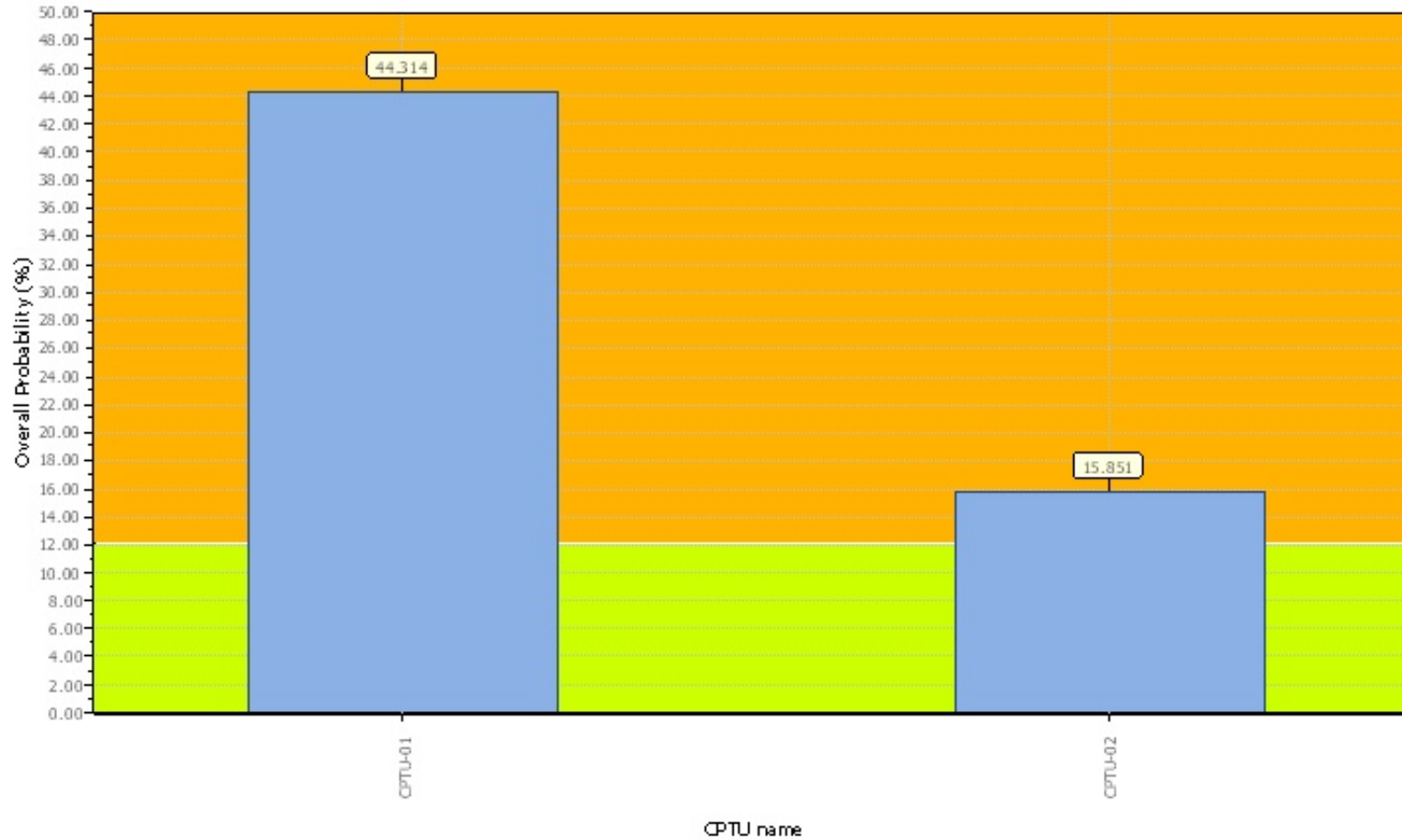
Overall Liquefaction Potential Index report



Project title : SOTTOPASSO VISERBA

Location : RIMINI

Overall Probability for Liquefaction report



Probability color scheme

- Very High Probability
- High Probability
- Low Probability

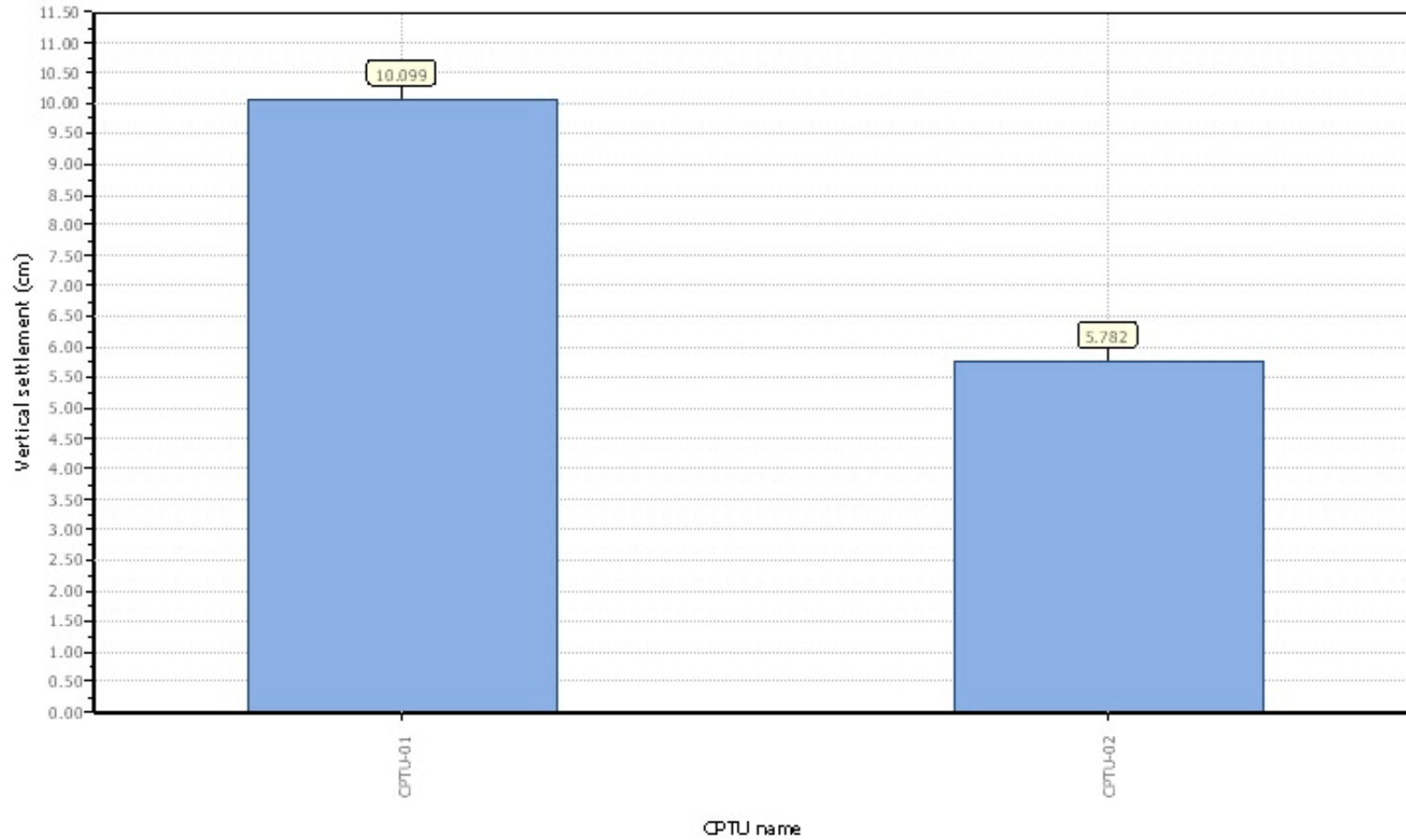
Basic statistics

Total CPT number: 2
0.00% low probability
100.00% high probability
0.00% very high probability

Project title : SOTTOPASSO VISERBA

Location : RIMINI

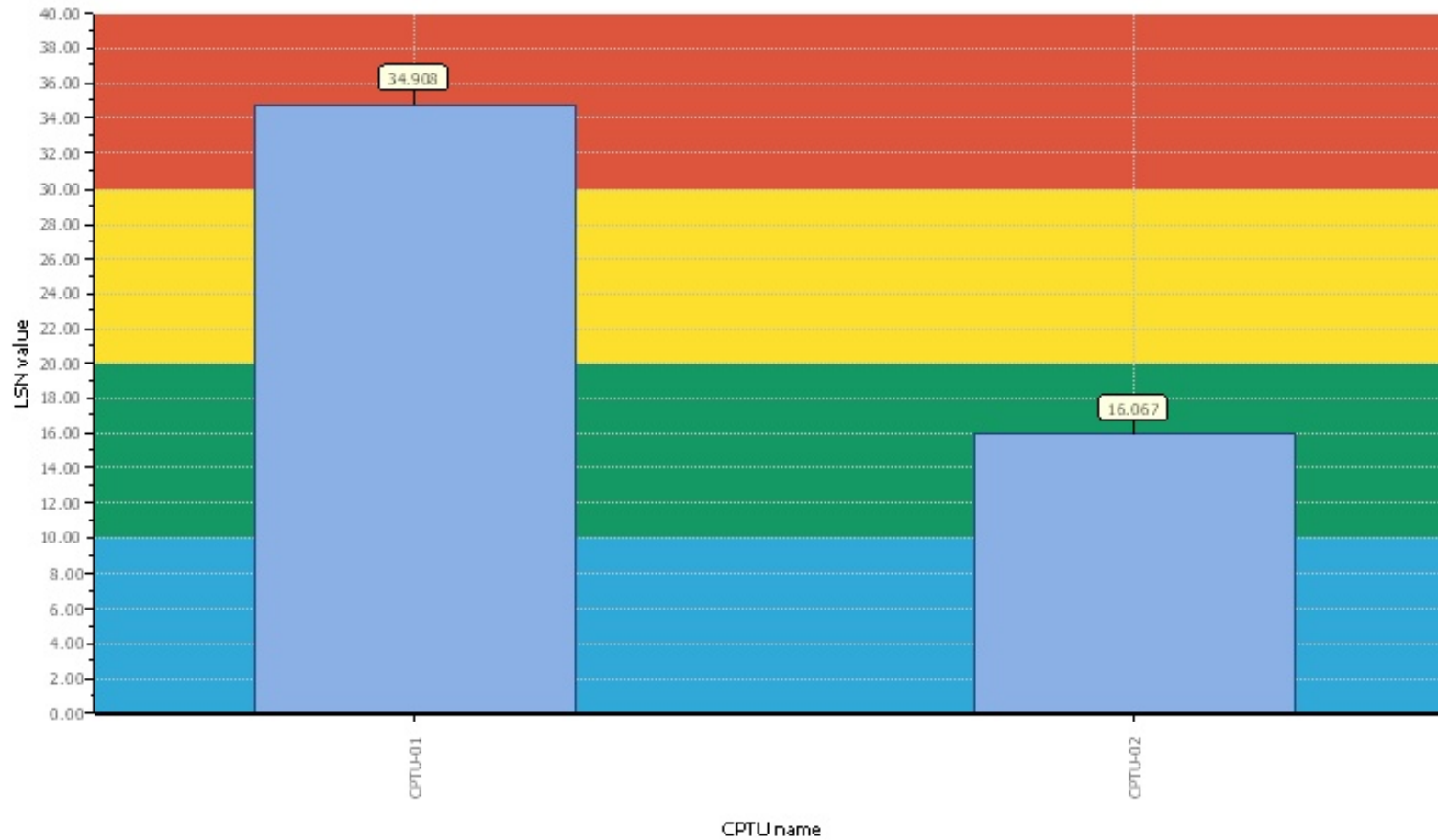
Overall vertical settlements report



Project title : SOTTOPASSO VISERBA

Location : RIMINI

Overall Liquefaction Severity Number report



LSN color scheme

- Severe damage
- Major expression of liquefaction
- Moderate to severe exp. of liquefaction
- Moderate expression of liquefaction
- Minor expression of liquefaction
- Little to no expression of liquefaction

Basic statistics

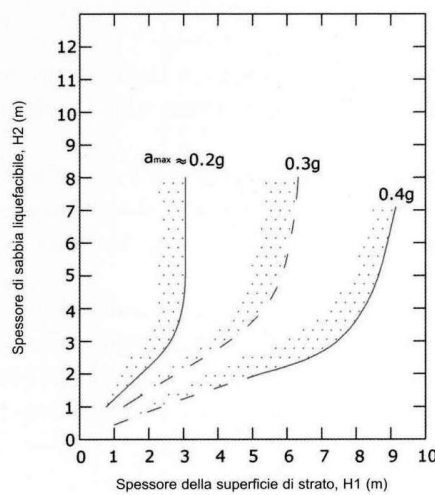
- Total CPT number: 2
- 0.00% little liquefaction
- 50.00% minor liquefaction
- 0.00% moderate liquefaction
- 50.00% moderate to major liquefaction
- 0.00% major liquefaction
- 0.00% severe liquefaction

ALLEGATO N. 11

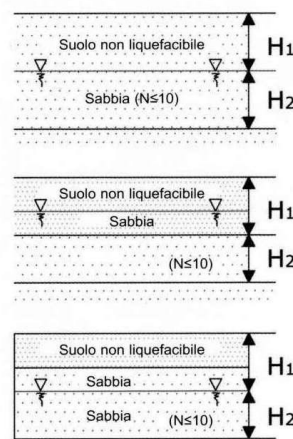
MANIFESTAZIONI SUPERFICIALI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

Valutazione delle manifestazioni superficiali in funzione del rapporto fra lo spessore dello strato superficiale non liquefacibile e quello sottostante liquefacibile

Accelerazione [gal] 1 gal = 1 cm/s ²	Condizione	Propagazione della liquefazione verso l'alto	Manifestazioni superficiali
200	$h_1 \geq 3 \text{ m e } h_2 < 3 \text{ m}$	IMPEDITA	NO
	$h_1 \leq 3 \text{ m e } h_2 > 3 \text{ m}$	NON IMPEDITA	SI
300	$h_1 < 5 \text{ m e } h_2 > 4 \text{ m}$	NON IMPEDITA	SI
	$h_1 > 5 \text{ m e } h_2 < 4 \text{ m}$	IMPEDITA	NO
400 - 500	$h_1 < 7 \text{ m e } h_2 > 3 \text{ m}$	NON IMPEDITA	SI
	$h_1 > 7 \text{ m e } h_2 < 3 \text{ m}$	IMPEDITA	NO

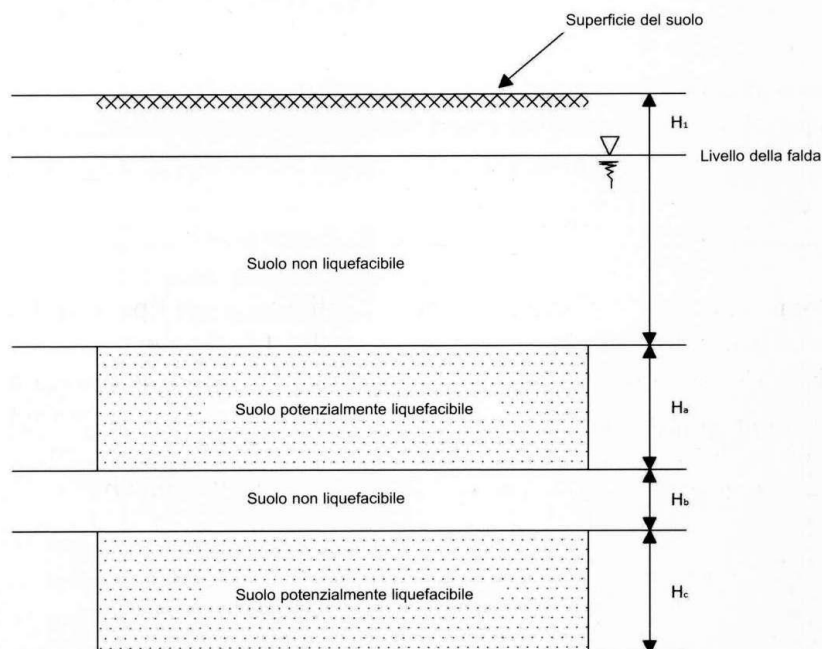


(a)



(a)

Relazione fra lo spessore dello strato liquefacibile e lo spessore dello strato sovrapposto (Ishihara, 1985)



$$\text{se } h_b \leq h_c \quad h_2 = h_a + h_b + h_c$$

$$\text{se } h_b > h_c \quad h_2 = h_a$$

Diagramma schematico per la determinazione di h_1 e h_2

Studio di Geologia
via del marinaio, 32 – Rimini 47900
tel: 0541/722574
339/1361650

Allegato n. 12

Rif: 2249

Scala 1 : 2000

dicembre 2016

CARTA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE E DEI CEDIMENTI SISMICI ATTESI

LEGENDA

Cptu1



Prova penetrom. CPTu – 2016

Ipl 3.56

Ipl = potenziale di liquefazione

Cd 6.5

Cd = cedim. post sismico atteso (cm)

Area Variante Urbanistica

