

Oggetto: Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata relativa alla zona C2 (scheda 5.7) in variante al P.R.G. Vigente ai sensi art. 3 L.R. 46/88
Attuazione dell'Accordo ai sensi dell'Art. 18 L. 20/2000
(Rep. n. 81930 Notaio F. Ecuba del 11/03/2016 Reg. a Rimini in data 08/04/2016 n.3529 , trascritto il 12/04/2016 art. 3002)

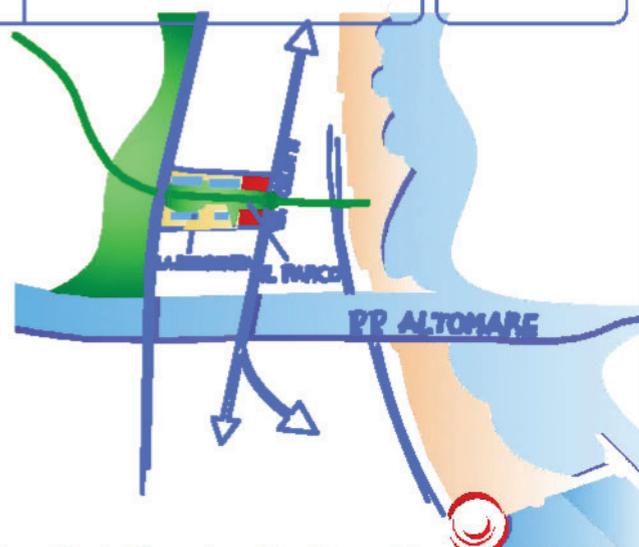
Proprietà:

Località: Rivabella di Rimini – Via Coletti

Indagine Geologica

Data: AGGIORNAMENTO MAGGIO 2023

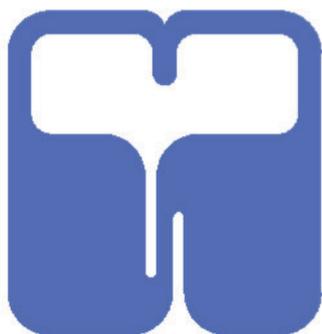
Progettista	A cura di :	Elaborato
Dott. Ing. Elio Giuliano Amati	Dott. Geol. Fabio Vannoni	3



Studio tecnico "PLANNING" Ingg. Ass. di Elio Ing. Amati, Marco Ing. Ricci, Vilmer Ing. Zavatta –

AUTOCAD licenza n° 053-70008383

Sul presente elaborato grava il DIRITTO DI PROPRIETÀ, per cui ne è vietata la riproduzione anche parziale, cessione a terzi, la diffusione, se non dietro nostra espressa autorizzazione scritta. Ogni violazione sarà perseguita ai sensi delle vigenti leggi civili e penali.



I N D I C E

1	PREMESSA.....	pag. 2
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	pag. 3
	2.1. Considerazioni generali.....	pag. 3
	2.2. Modello geologico.....	pag. 4
3	ANALISI GEOLOGICA.....	pag. 7
	3.1. Inquadramento geografico e geomorfologia.....	pag. 7
	3.2. Geologia e stratigrafia.....	pag. 7
	3.3. Idrografia e idrogeologia.....	pag. 7
	3.3.1 Valutazioni idrologiche per opere di regimazione.....	pag.10
	3.3.2 Pericoli e tutele di natura idraulica e idrogeologica.....	pag.10
4	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	pag.14
	4.1. Prove in sito – Prove penetrometriche statiche CPTUE e CPT.....	pag.14
	4.2. Stratigrafia e litologia.....	pag.14
5	SISMICITA' DELL'AREA.....	pag.16
	5.1. Eventi sismici attesi.....	pag.16
	5.2. Pericolosità sismica.....	pag.20
6	VALUTAZIONI DI MICROZONAZIONE SISMICA.....	pag.22
7	STIMA DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE.....	pag.25
	7.1 Considerazioni generali.....	pag.25
	7.2 Azione sismica - accelerazione massima e magnitudo attese.....	pag.26
	7.3 Metodologia di calcolo.....	pag.26
	7.4 Valutazione del potenziale di liquefazione.....	pag.28
	7.5 Comparazione con le risultanze delle verifiche nelle Studio di MS3 Rimini.....	pag.28
8	EDIFICABILITA' DELL'AREA E PROBLEMATICHE CONNESSE.....	pag. 30
	8.1. Considerazioni generali.....	pag. 30
	8.2. Altre problematiche legate alla edificazione e alla urbanizzazione dell'area di intervento.....	pag. 31
	8.3. Caratteristiche dei terreni superficiali di sottofondo per sovrastrutture stradali.....	pag. 32
9	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	pag. 33

ALLEGATI NEL TESTO

- ALLEGATO N. 1 - Inquadramento geografico
- ALLEGATO N. 2 - Profilo stratigrafico
- ALLEGATO N. 3 - Planimetria con ubicazione prove in sito
- ALLEGATO N. 4 - Prove in sito
- ALLEGATO N. 5 - Dati pluviometrici
- ALLEGATO N. 6 - Verifiche di liquefacibilità

1 PREMESSA

Su incarico e per conto della Sig.ra AMATI Alessandra ed altri si redige il presente studio geologico a supporto di Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata relativo alla zona C2 (Scheda 5.7) in variante al P.R.G. vigente ai sensi dell' art. 3 Legge Regionale n. 46/88, Attuazione dell'Accordo ai sensi dell' art. n. 18 L.R. 20/2000 (Rep. 81930 Notaio F. Ecuba dell' 11/03/2016 Reg. a Rimini in data 08-04-2016 n. 3529 trascritto il 12-04-2016 art. 3002) su area sita in via Coletti nel comune di Rimini.

L'area di studio è compresa nella Tavola 256 S.E. Rimini alla scala 1: 25.000, (allegato n. 1) inoltre è individuabile negli Elementi 111 (Rivabella) e 112 (Rimini) del Foglio 256 (RIMINI) della Carta Tecnica Regione Emilia Romagna (allegato n. 1).

L'indagine Geologica è realizzata in ottemperanza alla Circolare regionale n. 1288 del 11/02/1983 a titolo "Indicazioni metodologiche sulle indagini geologiche da produrre a corredo dei Piani Urbanistici Comunali". Inoltre essa è redatta in linea con il paragrafo 6.2.1. ("Caratterizzazione e modellazione geologica del sito") delle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018 (GU Serie Generale n.42 del 20-02-2018 - Suppl. Ordinario n. 8), relativa Circolare n. 7 del 21-01-2019 a cura del Consiglio Superiore Lavori Pubblici. La relazione geologica è stata articolata nelle seguenti fasi:

- rilevamento geolitologico, geomorfologico e delle condizioni idrogeologiche;
- ricostruzione del modello geologico 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 (<http://geo.regione.emilia-romagna.it>);
- realizzazione di n. 2 penetrometrie statiche C.P.T.E con punta elettrica;
- definizione delle caratteristiche geolitologiche dell'area;
- valutazione degli elementi di pericolosità geologica;
- valutazioni per la microzonazione sismica finalizzata alla pianificazione territoriale ed urbanistica;
- Individuazione delle problematiche di carattere geomorfologico, geologico e idrogeologico in rapporto alla propensione ad interventi di urbanizzazione ed edificazione dell'area;

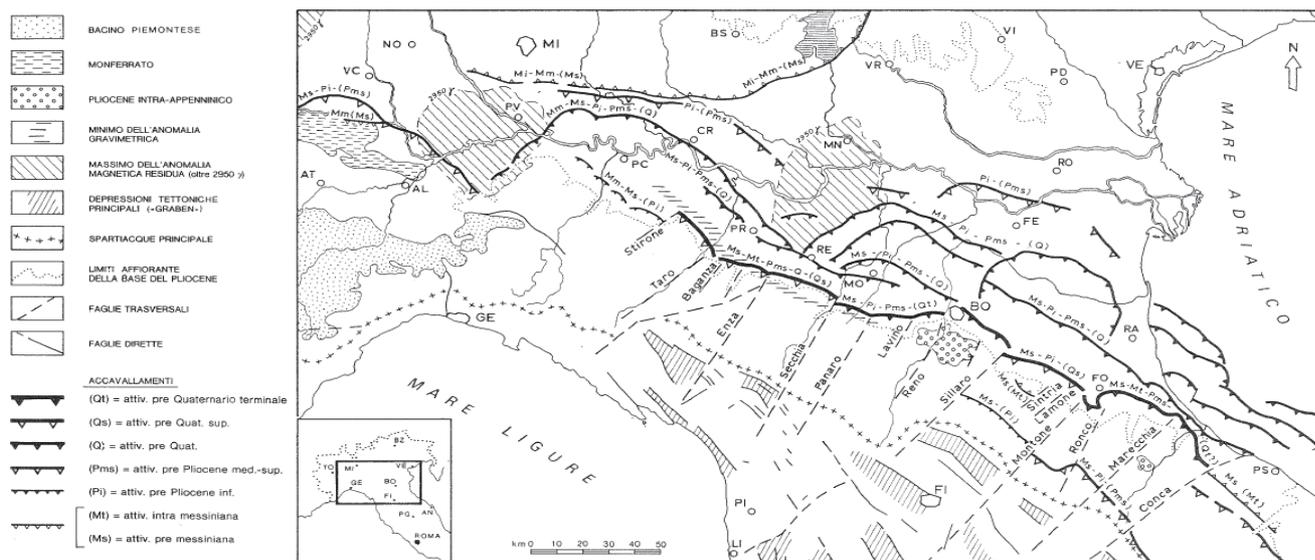
Tale studio è finalizzato sia alla valutazione da parte dell'Ufficio Difesa del Suolo della Provincia di Rimini ai sensi dell'art. 5 della L.R. 19/2008 e degli aspetti urbanistico – ambientali sia, al pari di tutti gli atti di pianificazione urbanistica, alla riduzione del rischio sismico così come specificato nell'art. 2, comma 4, dell'allegato alla L.R. 20/2000. Al proposito la Giunta Regionale ha prodotto la delibera n. 476 del 12 aprile 2021 a titolo "Aggiornamento dell'Atto di Coordinamento Tecnico Sugli Studi Di Microzonazione Sismica per la Pianificazione Territoriale e Urbanistica (Artt. 22 e 49, L.R. N. 24/2017) di cui alla Deliberazione Della Giunta Regionale 29 Aprile 2019, N. 630", integrata successivamente dalla Delibera della Giunta Regionale n. 564 del 26/04/2021 a titolo "Integrazione della propria Deliberazione n. 476 del 12 Aprile 2021 mediante approvazione dell'allegato A "Atto di Coordinamento Tecnico Sugli Studi di Microzonazione Sismica per la Pianificazione Territoriale e Urbanistica (Artt. 22 e 49, L.R. N. 24/2017)".

Per ottemperare ed assolvere alla normativa ed agli scopi suindicati si dichiara di aver preso visione della pianificazione territoriale urbanistica comunale e di quella sovraordinata esistenti e delle eventuali prescrizioni di carattere geologico.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

2.1 Considerazioni generali

Il bordo appenninico esterno e la attuale fascia costiera sono il prodotto del sistema ad embrici e accavallamenti che regola il sollevamento e lo sviluppo della catena appenninica. Secondo le ricerche dell'AGIP (Pieri e Groppi, 1981; Subsurface Geological Structure of the Po Plane. Publ. 414 P.F. Geodinamica. CNR, 23 p.) la Pianura Padana meridionale costituisce una stretta fascia allungata parallelamente ai rilievi del bordo appenninico. 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 denominata "Avanfossa appenninico - adriatica" (Ori G.G., Roveri M. e Vannoni F., 1986; "Plio - Pleistocene Sedimentation in the Appenninic - Adriatic Foredeep Adriatic Sea". In: P.A. Allen, P. Homewood and G. Williams (eds.), Foreland Basins, International Association of Sedimentologists Special Publication, 8: 183 - 198, 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 - pleistocenica della zona di studio.

La tettonogenesi della nostra area inizia nel Tortoniano, in corrispondenza di una fase tettonica molto accentuata ad occidente, quando la fascia romagnolo - marchigiana interna, ubicata sul fronte della catena, costituisce una depressione fortemente articolata in piccoli bacini con sviluppo parallelo all'asse appenninico ("Bacini minori intrappenninici").

Il bordo appenninico esterno, in cui ricade l'area in studio, e l'avanfossa appenninico-adriatica propriamente detta iniziano a delinarsi durante il Messiniano migrando nella fascia esterna e trovano il loro massimo sviluppo nel pliocene inferiore quando la tettonogenesi appenninica raggiunge il suo acme e la catena si estende ormai su tutta l'area. Durante il pliocene medio - superiore la distensione, legata all'avanzamento del fronte estensionale tirrenico, comincia ad interessare la parte più interna della catena mentre i principali fronti compressivi sono ubicati nella fascia romagnolo - marchigiana esterna determinandone il sollevamento e la parziale emersione.

Nel pleistocene inferiore - medio i fronti compressivi migrano in Adriatico. Si hanno movimenti differenziali verticali delle aree che continuano anche nel "Pleistocene glaciale" influenzando lo sviluppo e la tipologia della sedimentazione. Durante tutto il Quaternario l'area marchigiana - romagnola subisce notevoli e ripetuti cambiamenti climatici (glaciazioni); queste variazioni e il progressivo sollevamento originano più generazioni di depositi alluvionali terrazzati visibili nelle vallate dei torrenti locali. L'incisione dei depositi suddetti si realizza progressivamente nel corso dell'Olocene quando il ringiovanimento dei versanti determina il modellamento dei caratteri morfologici attuali.

2.2 Modello geologico dell'area

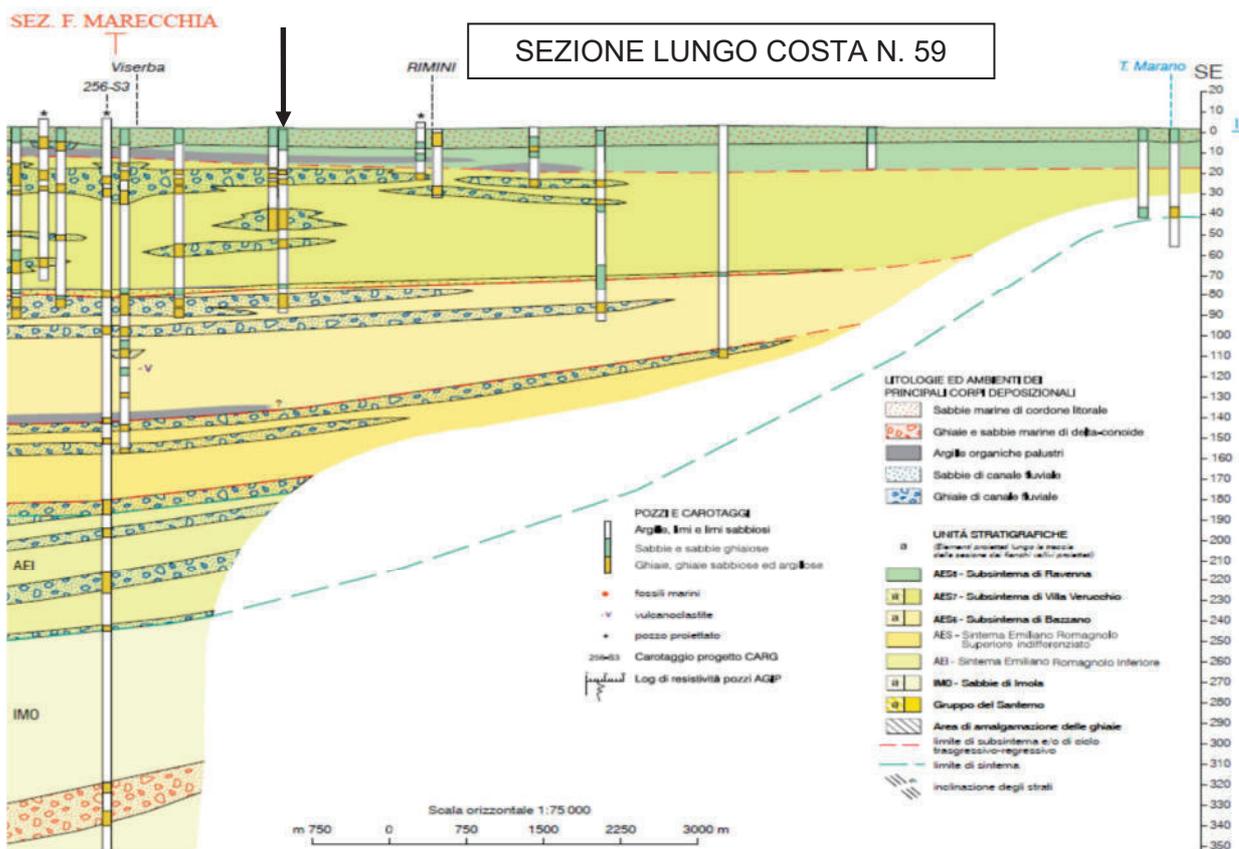
Il D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche sulle costruzioni) entrato in vigore dal 22/03/2018 nella progettazione geotecnica (capitolo n. 6) riprende il concetto di modello geologico del sito (già evidenziato nel D.M. 14-01-2008). Al paragrafo 6.2.1 si specifica che *"La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento"*.

Una ricostruzione del modello geologico generale dell'area è possibile attraverso il rilievo geologico - morfologico di superficie e la consultazione della Carta Geologica della Regione Emilia Romagna. L'area ricade in un settore di territorio a ridosso della fascia costiera romagnola. Una ricostruzione del modello geologico è possibile attraverso la consultazione della Carta delle Sezioni Geologiche e Prove Geognostiche della Pianura Emiliana Romagnola.

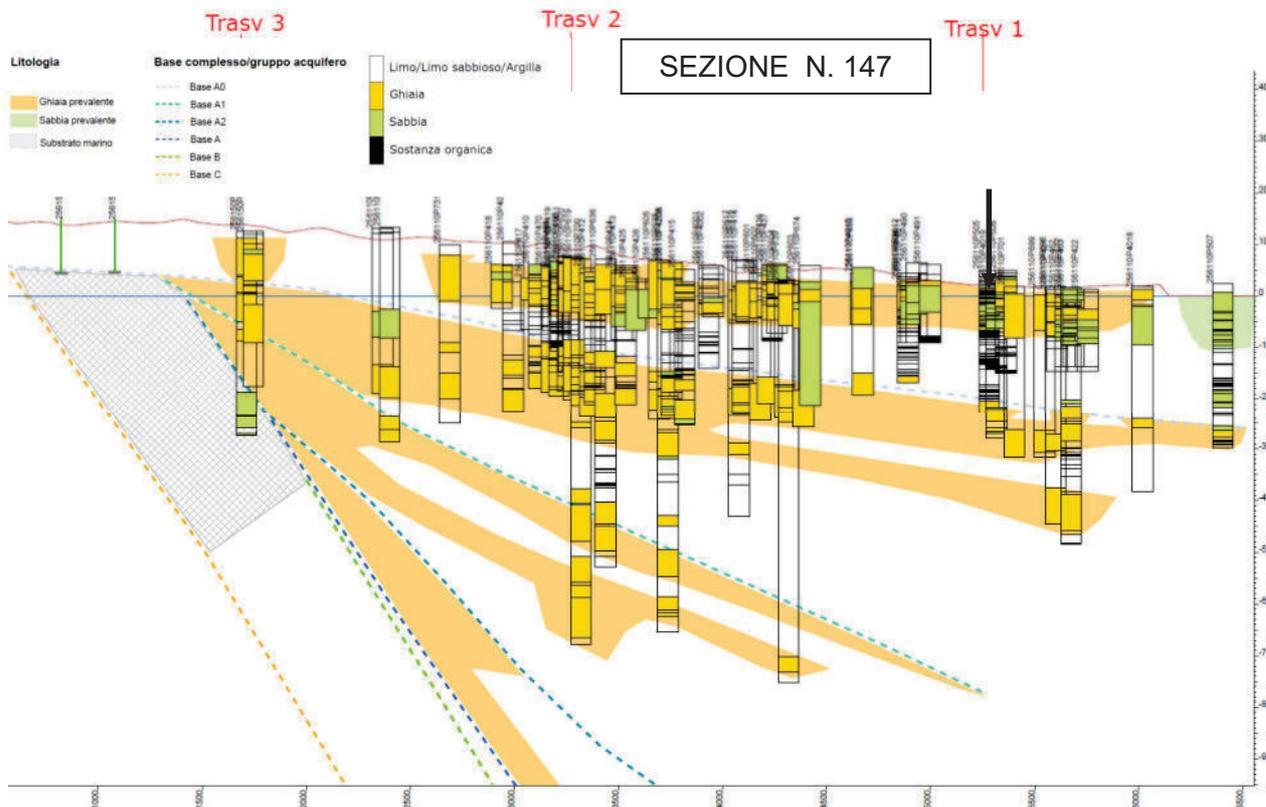
Per quanto attiene la caratterizzazione geolitologica, si è fatto riferimento sia alla sezione geologica profonda n. 59 (o "Sezione Costiera") e alla n. 147 (perpendicolare all'asse costiero) ricostruite dal Servizio Geologico della Regione Emilia Romagna nell'ambito del progetto CARG, che ai dati stratigrafici profondi provenienti da studi di geologia del sottosuolo della conoide del Fiume Marecchia. La ubicazione della sezione geologica è riportata nello stralcio planimetrico seguente.



La "Sezione Costiera" n. 59 corre sull'area oggetto di Piano Particolareggiato ed arriva ad indagare uno spessore di oltre 300 mt tramite correlazioni con stratigrafie di pozzi profondi e sondaggi.



La Sezione n. 147 si colloca circa 500 mt a SE ed interessa profondità inferiori.



Dalle informazioni litostratigrafiche disponibili è possibile desumere una dominanza di depositi litorali e alluvionali grossolani sabbiosi e ghiaiosi.

Dalle sezioni si rileva nel primo sottosuolo la presenza del prisma sabbioso litorale; successivamente di orizzonti ghiaiosi di spessore apprezzabile all'interno del Subsistema di Villa Verucchio "AES7" tra i -25 e i -40; al tetto del Subsistema di Bazzano "AES6" alla profondità di -65 / -70 mt. Inoltre altri orizzonti sono presenti sia all'interno del Sintema Emiliano – Romagnolo superiore indifferenziato che in quello inferiore.

Il profilo stratigrafico di un sondaggio presente circa 450 mt ad est del lotto e tratto dalla banca dati geologica della Regione Emilia Romagna (P517 in allegato n. 2; per ubicazione vedi stralcio planimetrico a pagina n. 3) mostra la presenza degli orizzonti ghiaiosi sopraccitati all'interno del Subsistema di Villa Verucchio.

Il limite basale della conoide deposizionale, lungo la verticale, viene individuato ad oltre 230 mt di profondità, sui depositi formazionali marini. I depositi continentali appartenenti alla Unità idrostratigrafica "A" e "B" (pleistocene medio – superiore; Regione Emilia Romagna, ENI – AGIP, 1998 Riserve idriche della Regione Emilia Romagna a cura di G. di Dio) giacciono con assetto stratigrafico suborizzontale o drappeggiato sui terreni di origine marina del substrato plio - plestocenico (Unità idrostratigrafica "C" rappresentata in loco dalle Sabbie Gialle di Imola "IMO" e dalla Formazione delle Argille Grigio – azzurre "FAA") coinvolto negli accavallamenti che rappresentano le strutture tettoniche sepolte citate nel paragrafo precedente e pertanto in netta discontinuità stratigrafica rispetto ai terreni sovrastanti.

Tale ricostruzione è supportata anche dalla "Carta delle Isobate delle Coperture" (tavola B11.a) allegata al PSC di Rimini qui di seguito riportata in stralcio. In particolare la isobata -250 della base del Sintema Emiliano – Romagnolo Inferiore corre a mare dell'area in studio.



Pertanto questi dati ci forniscono il quadro geologico generale omogeneo almeno per la fascia di territorio esteso lungo la linea di costa. Il modello geologico è quello di uno spessore consistente di sedimenti deposti in dominio continentale in giacitura suborizzontale o drappeggiata al di sopra dei terreni di origine marina che rappresentano il substrato e costituiscono le strutture tettoniche sepolte legate all'orogenesi appenninica.

3 ANALISI GEOLOGICA

3.1 Inquadramento geografico e geomorfologia

L'area oggetto di Piano Particolareggiato è sita in località Rivabella nella parte settentrionale dell'area urbanizzata di Rimini. Il comparto si colloca alla quota altimetrica media di ml +2.0 s.l.m., dista circa 130 mt dalla linea di costa ed è compreso tra la via Coletti, a mare, e la Linea Ferroviaria Rimini – Ravenna, a monte.

L'aspetto morfologico generale è quello pianeggiante tipico delle zone costiere, originato dall'interazione tra processi continentali (alluvionali) e marini (litorali). Le caratteristiche unità morfologiche del paesaggio costiero quali cordoni e dune sabbiosi sono scomparse lasciando spazio ad estese aree urbanizzate e ad un diffuso appiattimento degli arenili a seguito dell'intensa attività turistico - balneare.

La estensione lineare del tratto costiero consente una 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. La larghezza dell'arenile dipende dalla migrazione delle foci nel tempo e dalla presenza di manufatti trasversali quali porti, moli e barriere che modificano e condizionano il regolare sviluppo delle correnti. Nel caso specifico il Porto Canale di Rimini ha inciso sensibilmente sull'accrescimento dell'arenile considerata la prevalenza di correnti lungo - costa da sud est.

La regressione marina dell'ultimo millennio ha creato lo scenario attuale dove l'avanzata della spiaggia sul mare è stata nettamente prevalente ("L'Erosione Marina tra i Litorali di Cervia e Pesaro"; Antoniazzi A., 1976) almeno fino all'ultimo decennio. Infatti successivamente si sono manifestate oscillazioni dell'arenile anche con arretramenti significativi fino alla realizzazione delle scogliere parallele alla costa nel tratto costiero a nord del Deviatore del Fiume Marecchia.

Data la morfologia sub pianeggiante (la pendenza media dell'area è compresa tra il 0.2 e 0.4%) non si riscontra alcuna evidenza di fenomeni gravitativi all'interno dell'area.

3.2 Geologia e stratigrafia

Dal punto di vista geologico l'area di indagine è posta nel territorio di affioramento della formazione del Pleistocene sup.- olocene denominata "a4s" della Carta Geologica d'Italia (sabbie e ghiaie delle spiagge attuali). Alcune centinaia di metri di distanza (a monte) avviene il passaggio ai depositi alluvionali terrazzati del pleistocene - olocene ("a4" nella Carta Geologica d'Italia) appartenenti alla porzione distale del sistema di conoidi alluvionali del Fiume Marecchia (Zaghini M. e Toni G., 1988 - Idrogeologia e Geotecnica della Conoide del Fiume Marecchia).

La carta Geologica della Regione Emilia Romagna inquadra l'area nel Subsintema di Ravenna (AES8; *Pleistocene superiore -Olocene*); in particolare la fa ricadere all'interno di una unità di rango gerarchico inferiore (Unità di Modena "AES8a"; *età post-romana – Olocene*) composta da depositi deltizi, litorali e marini organizzati in successioni cicliche di vario ordine gerarchico.

I terreni presenti sono costituiti più in superficie da sabbie, sabbie limose e ghiaie di origine marina e mista (continentale e litorale); più in profondità sono presenti limi argillosi e argille limose di deposizione alluvionale. In particolare la successione stratigrafica locale del primo sottosuolo è la seguente:

SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE (AES)

Comprende depositi alluvionali, deltizi, litorali e marini. Nel sottosuolo della pianura è costituito da una successione di cicli trasgressivo-regressivi formati da argille, limi, sabbie e ghiaie di ambiente 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.

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 Fiume 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 200 mt (sottosuolo della pianura). Età: Pleistocene medio-Olocene.

Subsintema di Ravenna (AES8) Pleistocene superiore - Olocene.

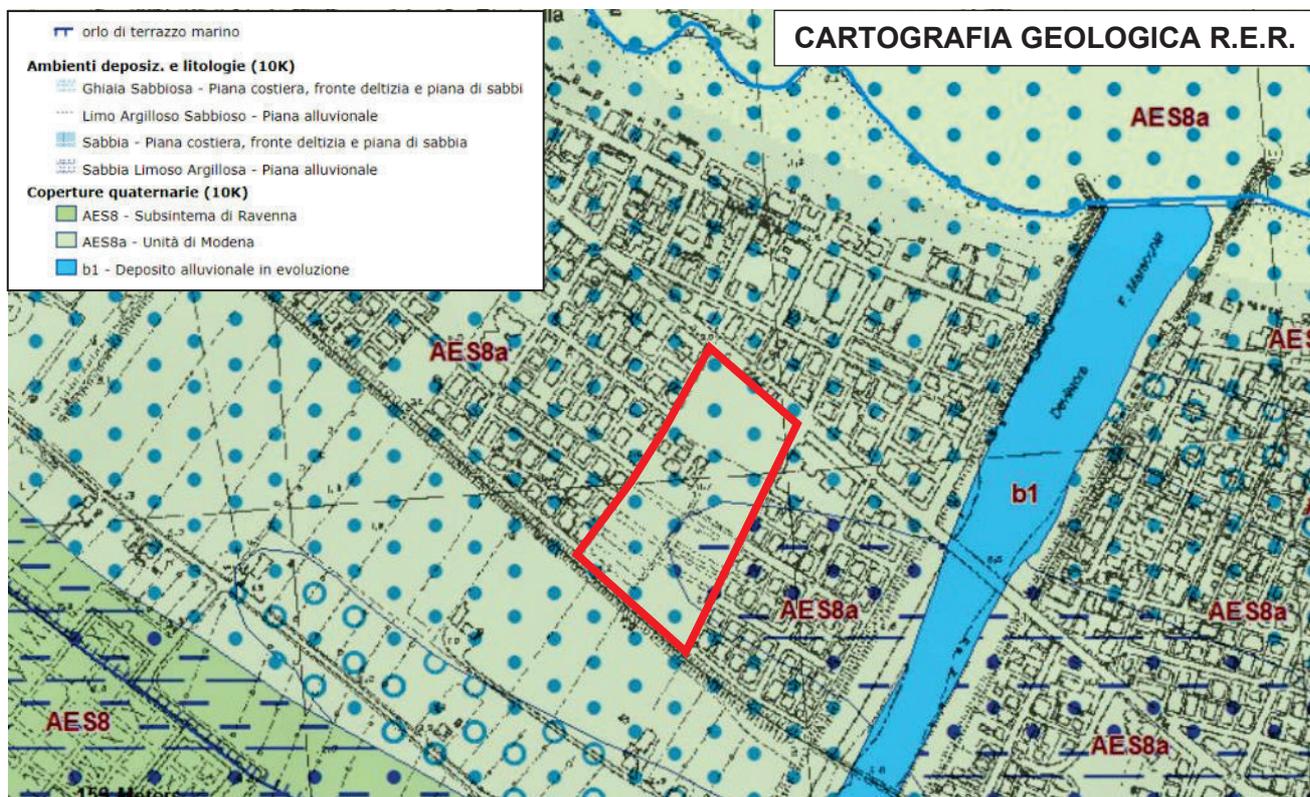
Depositi fluviali intravallivi e di piana alluvionale, di piana di sabbia litorale e, nel settore a mare, di prodelta e transizione alla piattaforma. Nella valle del Fiume Marecchia i depositi fluviali sono organizzati in 3 ordini di terrazzo con inclinazione media di 5-6 per mille. Limite superiore coincidente con il piano topografico, dato da suoli variabili da non calcarei a calcarei. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno, al tetto, colore bruno scuro e bruno scuro giallastro (10YR, 2,5Y), spessore dell'orizzonte decarbonatato da 0,3 ad 1 m e contengono reperti archeologici di età dal Neolitico al Romano. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. Limite inferiore coincidente, in affioramento, con una superficie di erosione fluviale o con il contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo al tetto di AES7. Subsintema contenente un'unità di rango gerarchico inferiore (AES8a) che, dove presente, ne costituisce il tetto stratigrafico. Spessore massimo di 20-25 metri.

L'area in studio è posta circa 250 mt a monte dalla zona di affioramento della presente unità.

Unità di Modena (AES8a) Età: post-romana (IV-VI sec. d.C.-Attuale; datazione archeologica). Olocene

Ghiaie, sabbie, limi ed argille di canale fluviale, argine e piana inondabile; sabbie e ghiaie di cordone litorale e di barra di foce; argille e limi di prodelta e di transizione alla piattaforma. Limite superiore sempre affiorante e coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro (2,5Y) al tetto, privo di reperti archeologici romani, o più antichi, non rimaneggiati e caratterizzato da una buona preservazione delle forme deposizionali originarie (es. argini e bacini interfluviali). Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intravallive e dal contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo (o scarsamente calcareo) di epoca romana (o più antica) nelle aree di pianura. Include, concettualmente, i depositi fluviali in evoluzione b1 che però, in accordo con la tradizione della cartografia geologica preesistente, sono stati cartografati separatamente. Spessore massimo 3-4 metri.

L'area in studio è posta nel territorio di affioramento della presente unità.

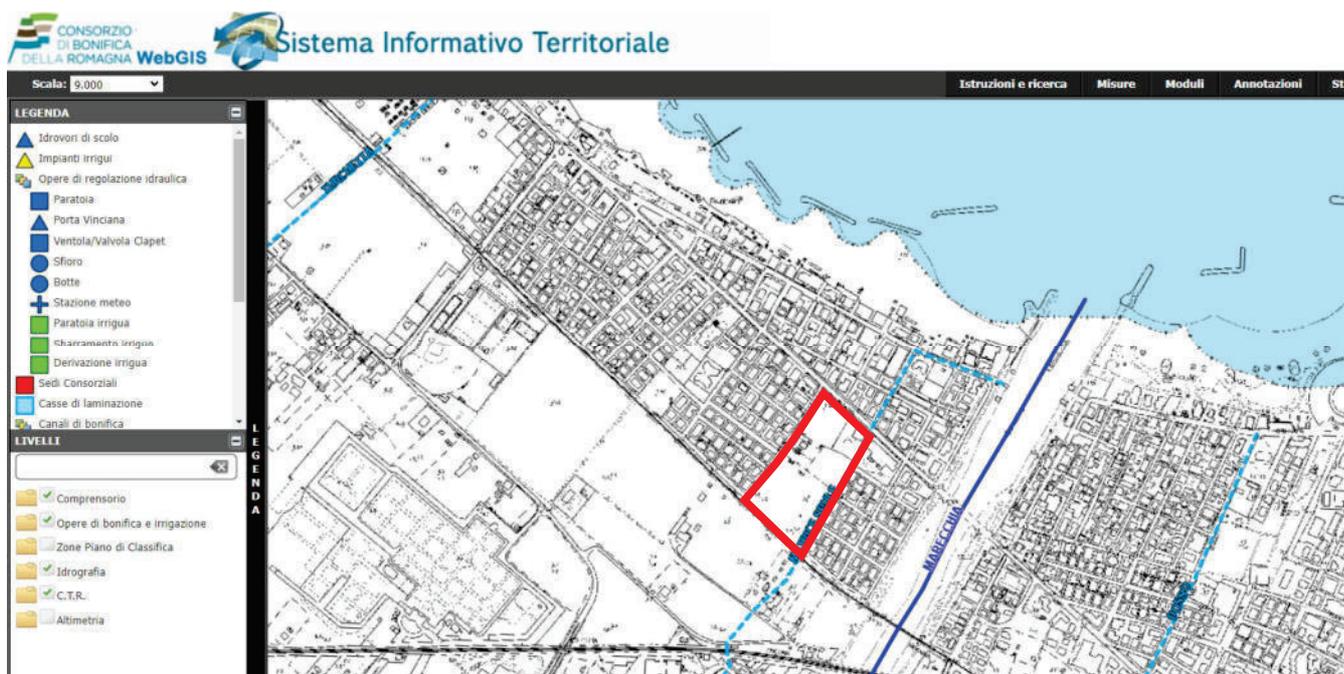


3.3 Idrografia e idrogeologia

Il territorio comunale di Rimini è attraversato da alcuni corsi d'acqua tra i quali, i più importanti sono il Torrente Ausa e il Fiume Marecchia. Il deviatore del Fiume Marecchia dista circa 200 mt dalla zona oggetto di Piano Particolareggiato.

La rete idrografica di superficie è costituita da una serie di fossi, di scoli e piccoli corsi d'acqua con bacino idrografico modesto e tombinati. Nell'area urbanizzata l'originario reticolo idrografico riveste una importanza ormai trascurabile rispetto alla regimazione antropica sotterranea (sistema fognario) delle acque superficiali che convoglia le acque meteoriche fino al mare.

Se si eccettuano i suddetti elementi la idrografia superficiale dell'area urbanizzata risulta assente in quanto l'originario reticolo idrografico ha lasciato il posto alla quasi totale regimazione antropica delle acque superficiali con il tombinamento dei corsi d'acqua secondari. Pertanto l'originario reticolo idrografico riveste una importanza ormai trascurabile rispetto al tombinamento dei vari corsi d'acqua e dei fossi e scoli consorziali (canali di bonifica; vedi figura a pagina successiva) collegati alla rete fognaria sotterranea quali il Matrice Spule che scorre in sotterraneo in adiacenza al lato sud orientale del comparto (vedi stralcio cartografico tratto dal Consorzio di Bonifica di seguito riportato).



Dal punto di vista idrogeologico i terreni superficiali sabbiosi e limosi, dotati di discreta permeabilità, rappresentano un acquifero sede di falda con livello freatico caratterizzato da oscillazioni minime.

All'epoca in cui è stata effettuata la campagna geognostica (giugno 2022) si è riscontrata la presenza della falda a profondità compresa tra -1.80 e -2.0 mt dal piano di campagna. Nelle altre quattro prove realizzate nell'area e riportate a titolo correlativo la falda nel periodo di marzo 2002 è stata rilevata alla profondità compresa tra -1.35 e -2.25 mt dal piano di campagna.

In sintesi da questi dati nonché in base alla raccolta di testimonianze storiche e alla conoscenza idrogeologica locale derivata da alcune indagini effettuate sul territorio limitrofo si può ragionevolmente ipotizzare un massimo innalzamento stagionale in condizioni ordinarie a -1.0 mt dal piano di campagna.

La presenza di depositi grossolani di subalveo del canale deviatore del Fiume Marecchia garantisce una alimentazione cospicua della falda freatica e apporti idrici consistenti in occasione di periodi caratterizzati da intense e prolungate precipitazioni meteoriche. In tali depositi il livello piezometrico, in caso di tali eventi meteorologici eccezionali può innalzarsi giungendo anche a quote di -0.50 mt dal piano di campagna. Tuttavia occorre considerare come tale dato possieda un certo margine di incertezza trattandosi di valutazioni non suffragabili direttamente visto anche il breve periodo a disposizione per l'indagine in rapporto alle oscillazioni stagionali e ai cicli meteorologici pluriennali.

3.3.1 Valutazioni idrologiche per opere di regimazione

Per il progetto delle fognature e di opere di scolo delle acque bianche supplementari alla rete fognaria esistente si possono utilizzare dati aggiornati in base alla distribuzione delle precipitazioni che negli ultimi anni ha subito una variazione consistente nel trend evolutivo con una generale diminuzione in frequenza.

Conoscendo i dati delle precipitazioni massime, minime e medie e della piovosità massima con durata da una a ventiquattro ore (Stazioni idrografiche site in Provincia di Rimini) si possono ipotizzare le precipitazioni massime (elaborazione statistica di Gumbel a cura del Consorzio di Bonifica) con tempi di ritorno da decennali a monosecolari.

Altezze di pioggia in mm stimate per diversi tempi di ritorno

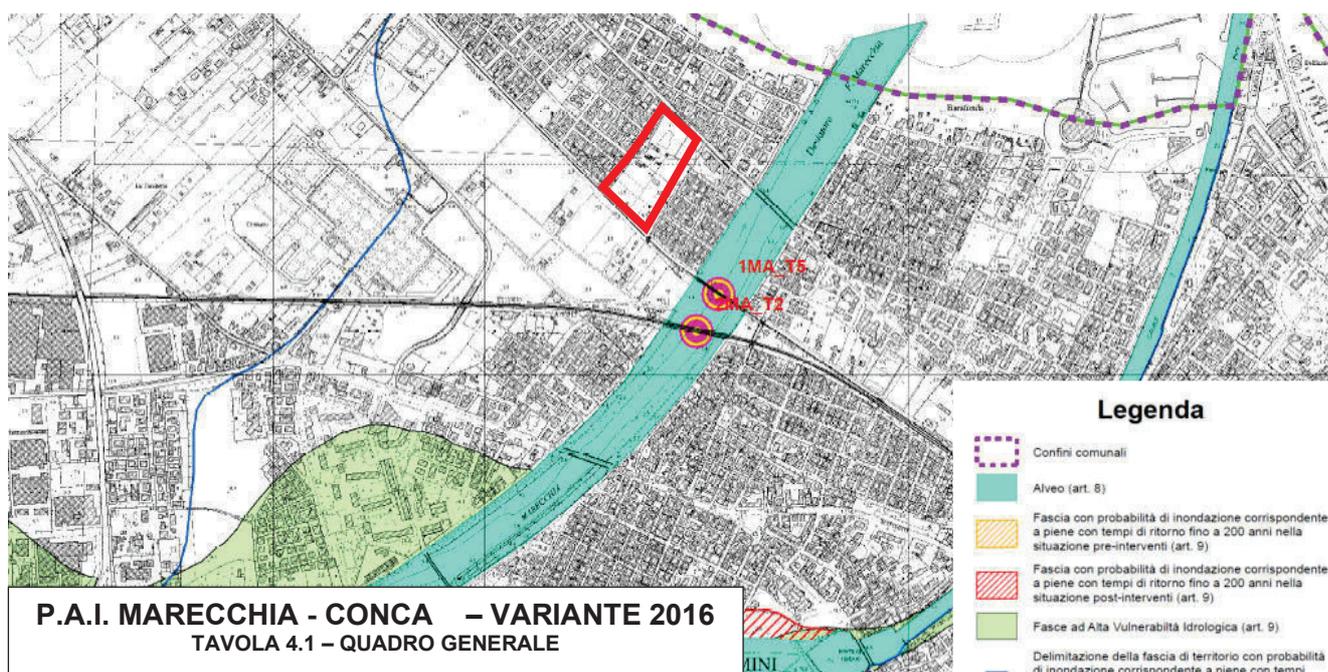
	1 Ora	3 Ore	6 Ore	12 Ore	24 Ore
Tr=100	64,23	89,25	99,48	115,72	143,44
Tr=50	57,64	80,22	89,76	105,00	129,96
Tr=25	51,00	71,13	79,95	94,21	116,37
Tr=10	42,06	58,87	66,74	79,66	98,06

I dati della tabella si riferiscono alla Stazione di Rimini per il periodo 1934 – 1998 e vengono riportati in allegato n. 5. Valutazioni più aggiornate potranno essere effettuate in base ai dati pluviometrici che si riferiscono alle Stazioni meteorologiche locali.

3.3.2 Pericoli e tutele di natura idraulica e idrogeologica

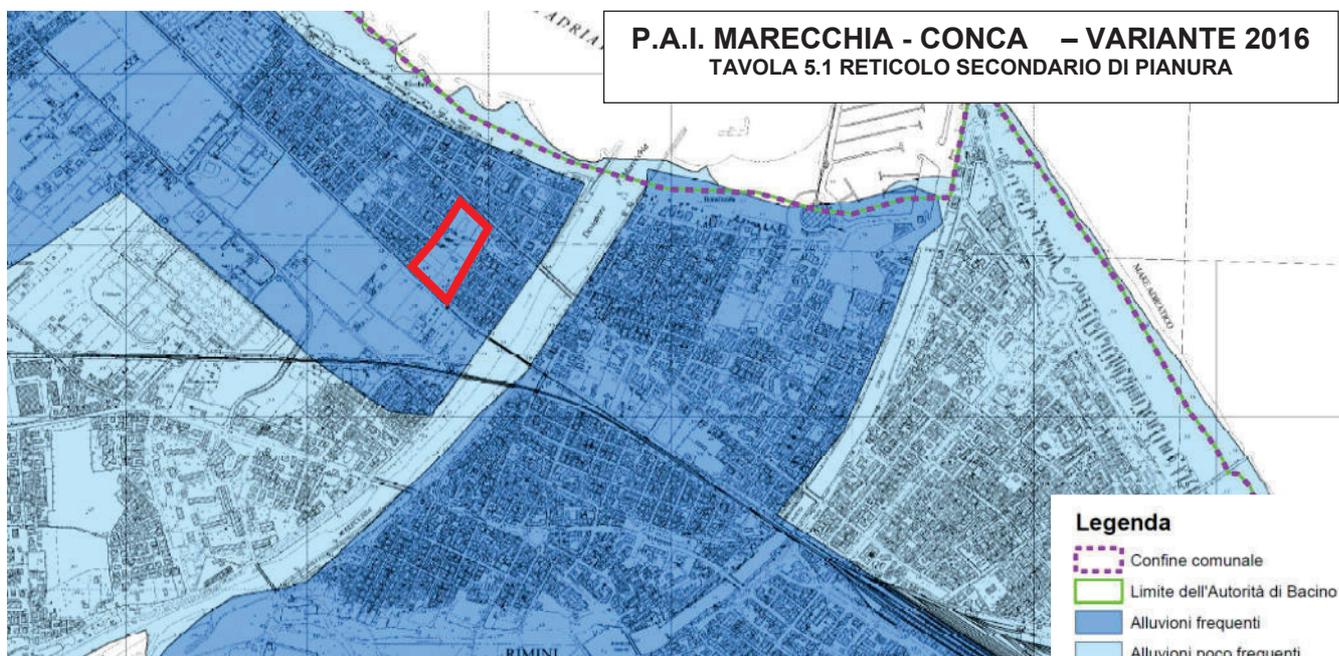
Per quanto attiene al rischio idraulico si fa riferimento allo studio della Autorità Interregionale di Bacino Marecchia Conca (Variante al Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico approvata con DPCM del 25 febbraio 2020 e pubblicato sul BURERT n. 420 del 4 dicembre 2020). In particolare nella Tavola n. 4.1 (vedi stralcio a pagina successiva riguardante il Reticolo Idrografico Principale) del Progetto di Variante del Piano Stralcio si segnala come l'area di edificazione rientri all'interno della fascia con probabilità di inondazione corrispondenti a tempi di ritorno fino a 500 anni ovvero alluvioni rare per eventi estremi (scarsa probabilità – P1) in adiacenza al canale deviatore del Fiume Marecchia.

Lo stralcio che segue della Tavola n. 4.1 del PAI evidenzia come l'area in oggetto non rientra altresì all'interno di alcuna fascia di vulnerabilità idrologica (art. 9 N.d.P.).

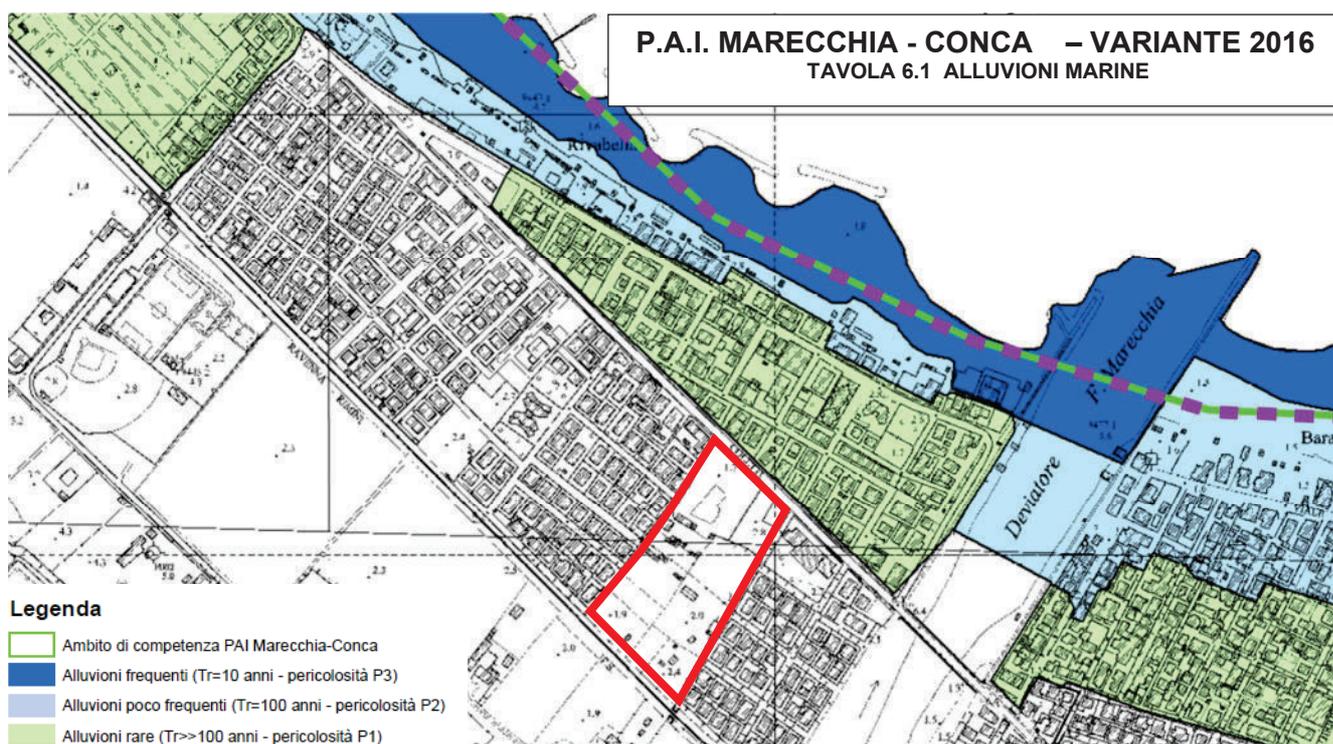


Per quanto riguarda i rischi derivanti dal reticolo idrografico secondario il Comitato Istituzionale dell'Autorità Interregionale del Bacino Conca - Marecchia, ha inserito nello stesso Progetto di Variante del "Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del Bacino dei Fiumi Marecchia e Conca (PAI)", anche le "Mappe di pericolosità del reticolo secondario di pianura".

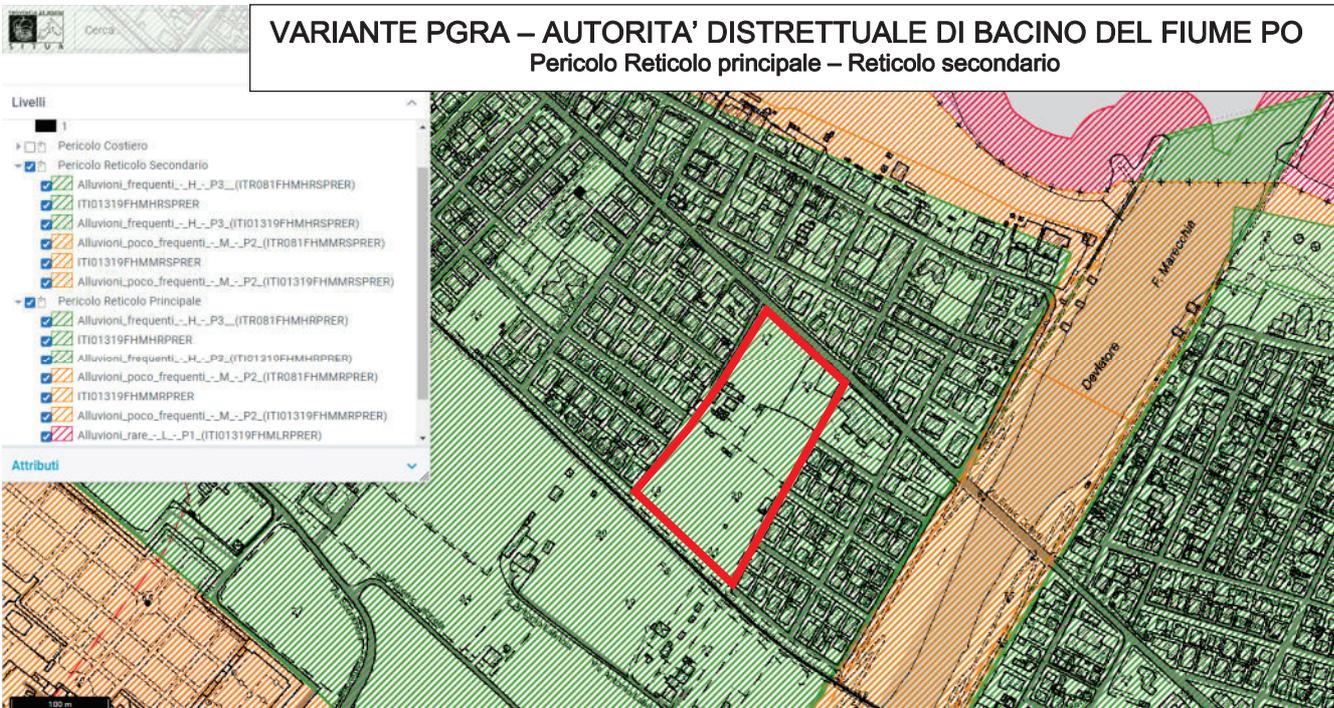
Nella Tavola n. 5.1 relativa al reticolo secondario di pianura l'area oggetto di intervento si colloca all'interno di un territorio caratterizzato da "alluvioni frequenti" (elevata probabilità - P3; vedi stralcio cartografico successivo), trattate dagli artt. 20 e 21 delle Norme di Piano che coordinano il Piano Stralcio con le Mappe di pericolosità e del rischio di alluvione del P.G.R.A.



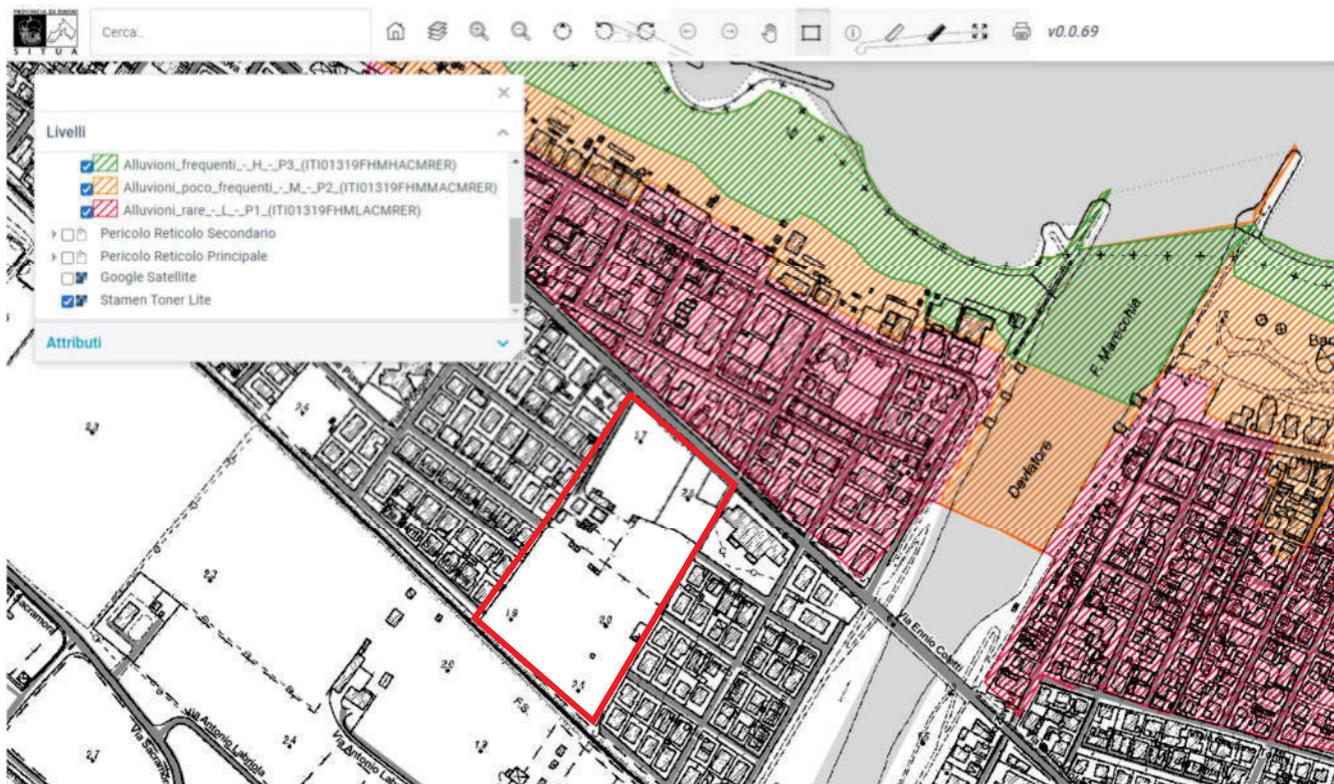
Nelle mappe di pericolosità relative all'ambito costiero marino (vedi stralcio in figura a pagina successiva) si può constatare come l'area ricada al di fuori dell'ambito interessato da alluvioni rare per eventi estremi (scarsa probabilità - P1), che è individuabile a mare di via Coletti, dove sono ricomprese le aree inondabili per mareggiate con tempi di ritorno superiori ai 100 anni.



Presso l'autorità Distrettuale di Bacino del Fiume Po con Deliberazioni di Conferenza Istituzionale Permanente n.7 e n.8 del 20 dicembre 2019 e Attestazione di pubblicazione del Segretario Generale è stato esaminato l'aggiornamento delle mappe della pericolosità e del rischio del PGRA (Art.6 della Direttiva 2007/60). Per quanto riguarda il reticolo idrografico principale e quello secondario la perimetrazione ricalca la cartografia del PAI (vedi figura a pagina successiva) ed in particolare il grado di pericolo di allagamento da reticolo idrografico minore segnala, allo stesso modo del PAI, "Alluvioni frequenti – P3".

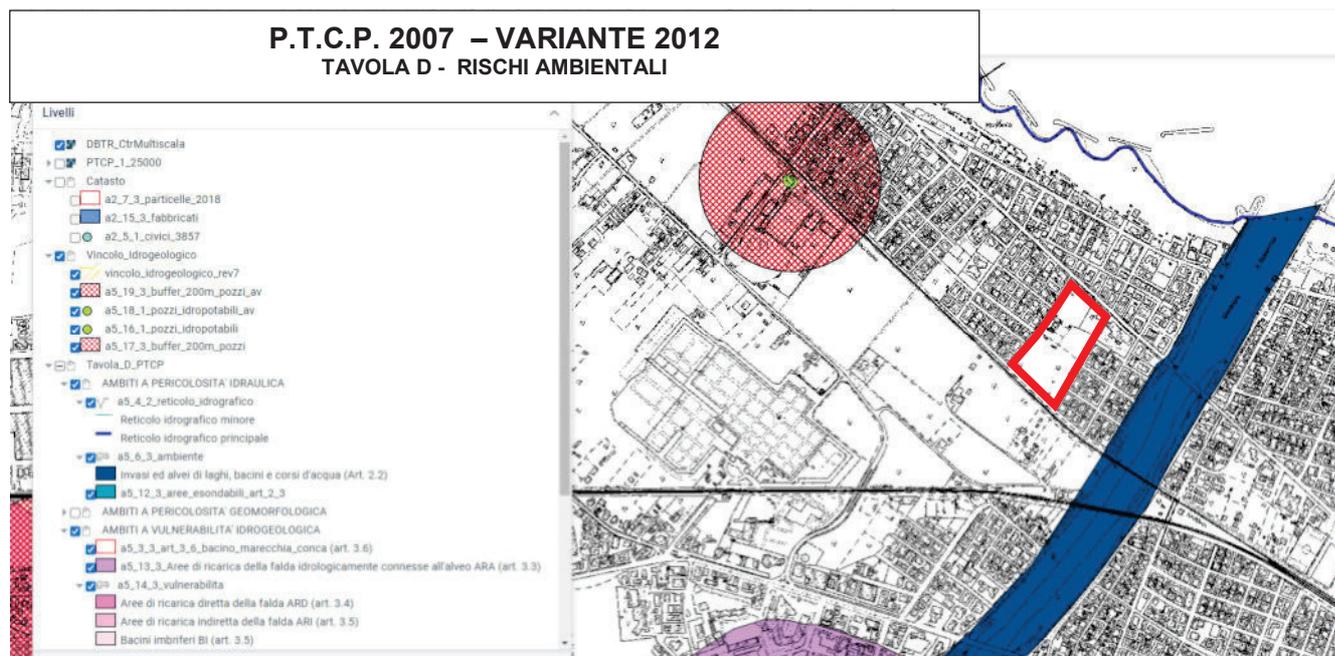


Lo stesso discorso vale per le alluvioni costiere ovvero si riscontra la corrispondenza con la perimetrazione riportata nel PAI.

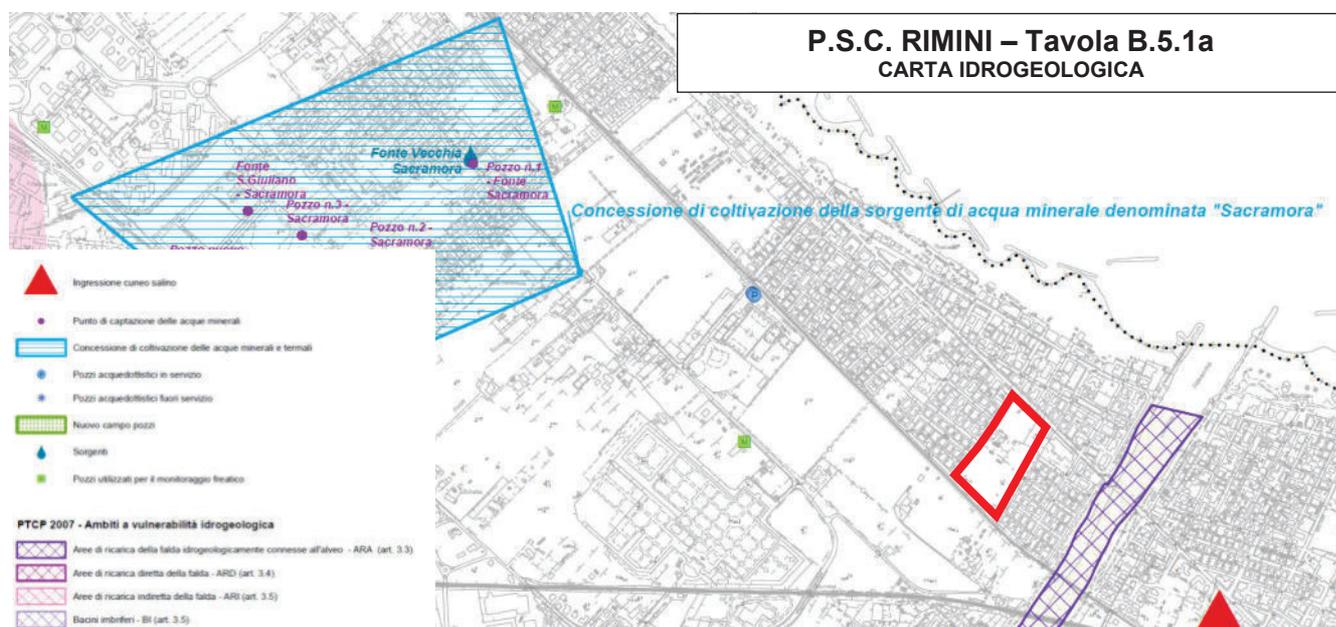


In base a quanto riportato nel Decreto 131/2021 a firma del Segretario Generale dell'Autorità di Bacino Distrettuale del Po, art. 3 comma 3, per le aree relative al PGRA contenute nella Variante al PAI 2016 e per quelle ulteriori introdotte con la Variante al PGRA in itinere si applicano le disposizioni di cui al titolo IV delle NTA della Variante al PAI 2016 riferendosi agli art. 20 e 21 sopraccitati.

Dal punto di vista del rischio idrogeologico, per la zona oggetto d'intervento, al riguardo delle caratteristiche di vulnerabilità dell'acquifero superficiale si fa riferimento a quanto espresso nel P.T.C.P. 2007 variante 2012 (Tavola D Rischi Ambientali; recepita dal PSC di Santarcangelo di Romagna) evidenzia come la zona ricada al di fuori di qualsiasi ambito di vulnerabilità idrogeologica. parte all'interno di "bacini imbriferi" (art. 3.5) e solamente in una piccolissima porzione a nord in "aree di ricarica indiretta della falda". Ciò è confermato all'interno del PSC di Santarcangelo di Romagna.



Infine anche la Carta Idrogeologica del PSC – RUE di Rimini (Tavola B.5.1a del Sistema ambientale e Naturale; vedi stralcio in figura successiva) con stesura del gennaio 2011 non riporta alcun vincolo di natura idraulica o idrogeologica nell'area oggetto di P.P. ed anche la fascia ARA ovvero "Area di ricarica diretta della falda idrogeologicamente connessa all'alveo" (articolo 3.3.) è limitata alla fascia Deviatore Marecchia e dista oltre 150 mt.



4 INDAGINI GEOGNOSTICHE

4.1 Prove in sito - penetrometrie statiche CPTUE e CPT

Come strumento principale di indagine geognostica, per ottenere una copertura sufficientemente estesa all'intera area oggetto di variante, per la conoscenza stratigrafica del primo sottosuolo si è ritenuto sufficiente realizzare n. 2 penetrometrie CPTUE con ausilio di penetrometro statico attrezzato a punta elettrica e piezocono con mezzo semovente "Pagani" con peso complessivo di 20 ton.

La prova con piezocono viene eseguita con una attrezzatura per prove penetrometriche statiche nella quale la punta elettrica è strumentata per la misura in forma continua di quanto sotto indicato:

- resistenza alla penetrazione statica q_c della punta conica e resistenza per attrito laterale f_s ;
- pressione idrostatica del terreno, inclusa la sovrappressione dall'avanzamento della punta;

La prova si esegue infiggendo a velocità costante nel terreno una punta conica tramite un dispositivo di spinta che agisce su una batteria di aste cave, alla cui estremità inferiore è connessa la punta. La profondità raggiunta è di 25.0 mt

A supporto e titolo correlativo si riportano anche quattro penetrometrie statiche CPT realizzate nello stesso comparto e tratte dalla banca dati del PSC – RUE del comune di Rimini (vedi allegato n. 4; ubicazione in allegato n. 3).

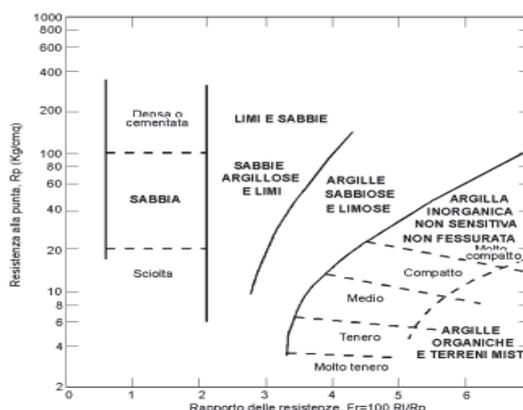
Le caratteristiche dello strumento utilizzato i grafici e le tabelle analitiche delle penetrometrie sono riportati in allegato n. 4. L'ubicazione dei sondaggi penetrometrici è riportata in allegato n. 3.

4.2 Stratigrafia e litologia

La campagna geognostica ha permesso di individuare e raggruppare i terreni costituenti il primo sottosuolo, sinteticamente, in n. 5 litotipi anche in base alle caratteristiche geotecniche.

Attraverso metodologie orientative (BEGEMANN, 1965; SCHMERTMANN, 1978) è possibile avere una connotazione sulla litologia dei terreni incontrati lungo la verticale delle prove. Il metodo di BEGEMANN considera il rapporto tra q_c (R_p = resistenza di punta) e f_s (R_l = resistenza di attrito laterale locale) come parametro indicativo delle variazioni litologiche. In particolare l'Autore suggerisce le seguenti correlazioni:

Rapporto R_p/R_l	Litologia
$R_p/R_l < 15$	Argilla organica e torba
$15 < R_p/R_l < 30$	Limo e/o argilla inorganica
$30 < R_p/R_l < 60$	Limo sabbioso e sabbia limosa
$R_p/R_l > 60$	Sabbie o sabbia più ghiaia



Il metodo di SCHMERTMANN considera come indicativo della litologia della verticale indagata la resistenza di punta q_c (R_p nel diagramma nella pagina precedente) in funzione del rapporto delle resistenze Fr (con $Fr\% = 100 f_s/q_c$).

Per l'identificazione dei tipi litologici, oltre alle classiche carte di classificazione precedentemente riportate, ci si è avvalsi di metodologie fondamentalmente basate sul rapporto dei parametri R_p e R_l e dell'indice I_c (soil behaviour index) di Robertson et al. (1986) e Robertson (1990), riferito all'identificazione litologica in termini di Soil Behaviour Type (SBT) e Soil Behaviour Type normalizzato (SBTn) rispettivamente, ovvero, al comportamento meccanico in situ del terreno piuttosto che alla classificazione per mezzo di criteri basati sulla distribuzione granulometrica e la plasticità del materiale determinate su campioni indisturbati.

Di notevole aiuto nella discriminazione della quota di passaggio tra i vari litotipi è stata la valutazione della pressione interstiziale U_2 in rapido aumento o diminuzione al passaggio a terreni a buone caratteristiche drenanti o viceversa in rapida diminuzione passando a terreni semipermeabili o impermeabili.

Sulla base delle esperienze empiriche di G. Sanglerat e di altri Autori si sono inoltre ricavate, in prima approssimazione, dalla resistenza alla penetrazione delle prove penetrometriche, le caratteristiche geomeccaniche dei terreni oggetto di analisi.

Considerata la omogeneità e la semplicità della successione stratigrafica locale si ritiene di omettere una rappresentazione schematica in sezione dei rapporti stratigrafici tra le unità.

N O T A

Le quote di seguito riportate si riferiscono al piano campagna nel punto in cui ciascuna penetrometria è stata effettuata.

DESCRIZIONE LITOTIPI PRESENTI IN STRATIGRAFIA

LITOTIPO	Descrizione
V	Livello superficiale Sabbie limose sciolte, suolizzate, limi argillo-sabbiosi e/o materiali di riporto antropico con variabili caratteristiche geotecniche, generalmente scarse. Consistenza limitata ed elevata compressibilità.
C	Limi argillosi e limi con argilla compressibili Prevalenti limi argillosi nerastri torbosi con sottili livelli sabbioso - limosi da poco a mediamente consistenti, sottoconsolidati e ad elevata compressibilità, di origine fluvio - palustre con resti di fossili continentali, radici e frustoli carboniosi.
AL - S	Alternanze Di sabbie, mediamente addensate, limi con variabile contenuto in argilla, e limi con argilla torbosi da poco a med. consistenti. Livelli discontinui e di spessore variabile di sabbia densa e ghiaietto sabbioso. Origine mista alluvionale e con parziale e/o totale rielaborazione da parte dei processi litorali.
L	Limi con argilla e limi argillosi mediamente consistenti Di origine alluvionale mediamente consistenti e dotati di contenuta compressibilità. Presenza di sottili e discontinui livelli sabbioso - limosi
H	Sabbie limose e limi sabbiosi con livelli limo - argillosi intercalati, mediamente addensate ed a contenuta compressibilità. Strutture arginali e/ o di rotta d'argine del Fiume Marecchia a geometria lenticolare caratterizzate da scarso spessore e continuità laterale.

STRATIGRAFIA PER VERTICALE DI INDAGINE

Litologia di Riferimento	Profondità da mt a mt					
	CPTU1	CPTU2	CPT64	CPT68	CPT69	CPT70
V	0.0 - 1.0	0.0 - 1.0	0.0 - 1.20	0.0 - 1.20	0.0 - 1.20	0.0 - 1.0
C	/	/	/	1.20 - 2.40	1.20 - 2.40	/
AL - S	1.0 - 7.60	1.0 - 7.60	1.20 - 7.60	2.40 - 7.80	2.40 - 7.60	1.0 - 8.80
C	7.60 - 13.10	7.60 - 13.50	7.60 - 11.80	7.80 - 12.20	7.60 - 12.20	8.80 - 13.0
L	13.10 - 25.0 t.p.	13.50 - 25.0 t.p.	11.80 - 20.0 t.p.	12.20 - 20.0 t.p.	12.20 - 20.0 t.p.	13.0 - 20.0 t.p.
H	18.80 - 19.20	/	/	/	/	/

5 SISMICITA' DELL'AREA

5.1 Eventi sismici attesi

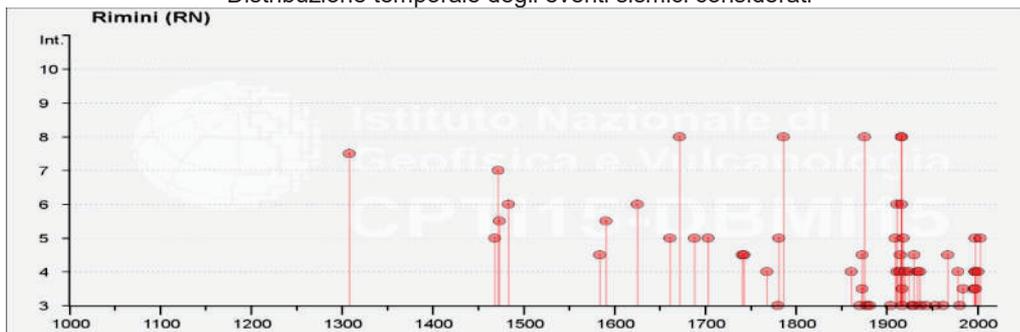
Facendo riferimento alle osservazioni macrosismiche di terremoti al di sopra della soglia del 5° grado di danno censiti nel Catalogo Parametrico dei terremoti Italiani, di seguito si riepiloga in breve la storia sismica della provincia di Rimini, ricavata mediante consultazione del database dell'INGV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

Seismic history of Rimini																	
PlaceID		IT_41984															
Coordinates(lat, lon)		44.059, 12.568															
Municipality		Rimini															
Province		Rimini															
Region		Emilia-Romagna															
No. of reported earthquakes		78															
Intensity	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw	Intensity	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw	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	8	1916 08 16 07 06 14.00	Riminese	257	8	5.82						
5	1468 06 06 10 30	Romagna	3	4	3.7	2	1916 11 16 06 35	Alto Reatino	40	8	5.5						
7	1472	Rimini	1	7	5.1	3	1917 04 26 09 35 59.00	Alta Valtiberina	134	9-10	5.99						
5-6	1473 02 02	Rimini	1	5-6	4.4	3-4	1917 12 02 17 39	Appennino forlivese	32	6-7	5.09						
6	1483 08 11 19 40	Romagna	14	8	5.69	5	1918 11 10 15 12 28.00	Appennino forlivese	187	9	5.96						
F	1511 03 26 15 30	Friuli-Slovenia	120	9	6.32	4	1920 09 07 05 55 40.00	Garfagnana	750	10	6.53						
4-5	1584 09 10 20 30	Appennino forlivese	17	9	5.97	4	1924 01 02 08 55 13.00	Senigallia	76	7-8	5.48						
5-6	1591 07 10	Romagna	6	6-7	5.13	2	1926 01 01 18 04 03.00	Carniola interna	63	7-8	5.72						
6	1625 12 05	Rimini	1	6	4.63	3	1928 05 30 20 01	Senigallia	17	5	5.02						
5	1661 03 22 12 50	Appennino forlivese	79	9	6.05	3	1929 04 10 05 44	Bolognese	87	6	5.05						
8	1672 04 14 15 45	Riminese	92	8	5.59	4-5	1930 10 30 07 13	Senigallia	268	8	5.83						
5	1688 04 11 12 20	Romagna	39	8-9	5.84	4	1934 11 30 02 58 23.00	Adriatico settentrionale	51	5	5.3						
F	1695 02 25 05 30	Asolano	107	10	6.4	4	1936 10 18 03 10	Alpago Cansiglio	269	9	6.06						
F	1703 01 14 18	Valnerina	197	11	6.92	3	1937 11 26 21 58 30.00	Costa pesarese	7	5	4.16						
5	1703 02 02 11 05	Aquilano	69	10	6.67	3	1943 10 03 08 28 29.00	Ascolano	170	8	5.67						
4-5	1741 04 24 09 20	Fabrianese	135	9	6.17	3	1953 12 14 07 11 06.00	Appennino forlivese	48	5-6	4.7						
4-5	1743 02 20	onio settentrionale	84	9	6.68	2	1961 05 08 22 45 51.00	Forlivese	40	5	4.37						
4	1768 10 19 23	Appennino forlivese	45	9	5.99	3	1962 01 23 17 31	Costa pesarese	49	5	4.35						
3	1780 05 25	Romagna	5	5-6	4.4	NF	1962 08 30 06 27 07.00	Montefeltro	23	6-7	4.76						
5	1781 04 04 21 20	Faentino	96	9-10	6.12	4-5	1967 12 30 04 19	Emilia Romagna orientale	40	6	5.05						
8	1786 12 25 01	Riminese	90	8	5.66	F	1972 11 30 11 25 27.45	Costa pesarese	30		4.52						
4	1861 10 16	Romagna	10	6-7	5.13	4	1978 12 05 15 39 04.00	Romagna	34	4-5	4.61						
3	1870 10 30 18 34	Forlivese	41	8	5.61	3	1980 11 23 18 34 52.00	Irpina-Basilicata	1394	10	6.81						
4-5	1873 03 12 20 04	Appennino marchigiano	196	8	5.85	2	1983 11 09 16 29 52.00	Parmense	850	6-7	5.04						
3-4	1873 06 29 03 58	Alpago Cansiglio	197	9-10	6.29	3-4	1984 04 29 05 02 59.00	Umbria settentrionale	709	7	5.62						
NF	1874 10 07	molese	60	7	4.96	NF	1986 12 06 17 07 19.77	Ferrarese	604	6	4.43						
8	1875 03 17 23 51	Costa romagnola	144	8	5.74	NF	1993 11 07 23 21 11.72	Cesenate	36	4-5	3.95						
3	1878 03 12 21 36	Bolognese	31	6	4.84	3-4	1996 10 15 09 55 59.95	Pianura emiliana	135	7	5.38						
3	1881 09 28	Cesena	24	6-7	4.71	4	1997 09 26 00 33 12.88	Appennino -marchigiano	760	7-8	5.66						
3	1904 11 17 05 02	Pistoiese	204	7	5.1	5	1997 09 26 09 40 26.60	Appennino -marchigiano	869	8-9	5.97						
5	1909 01 13 00 45	Emilia Romagna orientale	867	6-7	5.36	4	1997 10 14 15 23 10.64	Valnerina	786		5.62						
NF	1909 08 25 00 22	Crete Senesi	259	7-8	5.34	3-4	1998 04 05 15 52 21.01	Appennino-marchigiano	395		4.78						
4	1911 02 19 07 18 30.00	Forlivese	181	7	5.26	2	1999 01 25 22 45 58.08	Appennino forlivese	97	5	4.36						
6	1911 03 26 13 51	Riminese	9	5	5.04	2-3	2000 05 08 12 29 56.20	Faentino	126	5	4.67						
NF	1913 11 25 20 55	Appennino parmense	73	4-5	4.65	2-3	2000 05 10 16 52 11.60	Faentino	151	5-6	4.82						
4	1914 10 27 09 22	Lucchesia	660	7	5.63	4	2000 08 01 02 34 31.00	Montefeltro	84	5-6	4.27						
4-5	1915 01 13 06 52 43.00	Marsica	1041	11	7.08	2	2001 11 26 00 56 55.46	Casentino	211	5-6	4.63						
8	1916 05 17 12 50	Riminese	132	8	5.82	5	2003 12 07 10 20 33.04	Forlivese	165	5	4.18						
6	1916 06 16 01 27	Riminese	17	6	4.82	NF	2006 10 21 07 04 10.01	Anconetano	287	5	4.21						

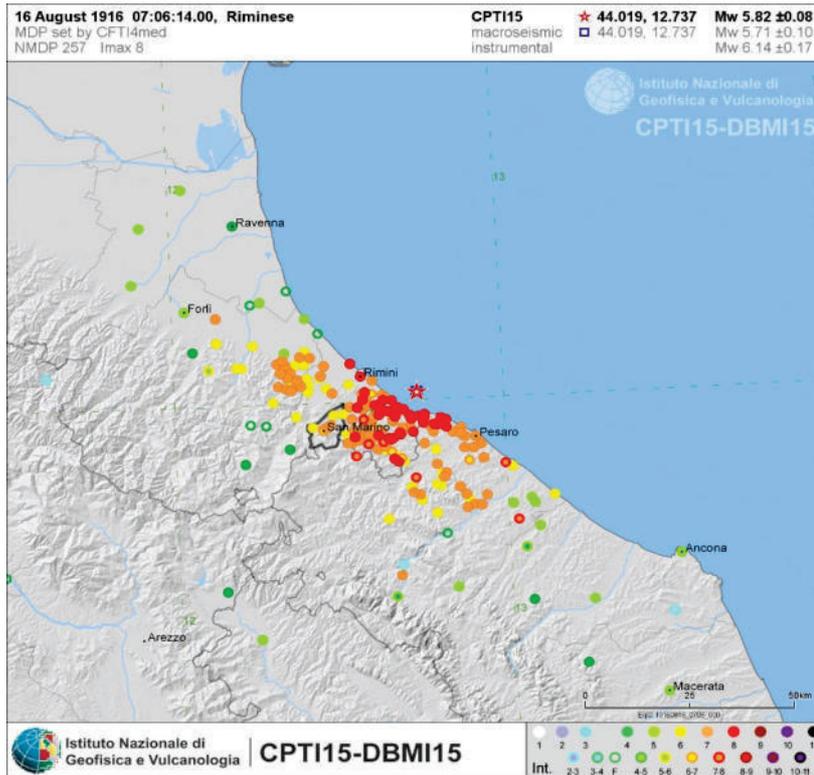
Estratto della tabella esplicitiva riportante i parametri che costituiscono il formato sintetico del database

Parametro	Descrizione	Provenienza
NMDP	Numero di punti, numero di osservazioni macrosismiche disponibili per il terremoto	CPTI11 (N)
Io	Intensità macrosismica epicentrale, espressa in scala MCS, Mercalli-Cancani-Sieberg	CPTI11
Mw	Magnitudo momento	CPTI11 (Maw)

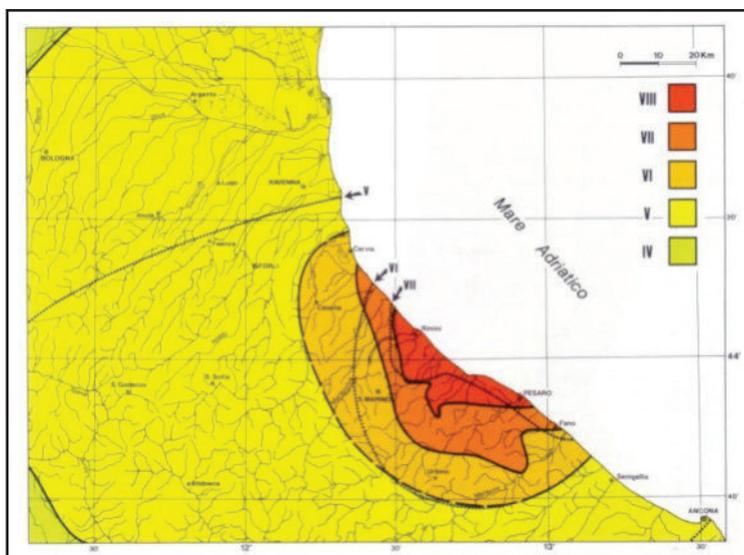
Distribuzione temporale degli eventi sismici considerati



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

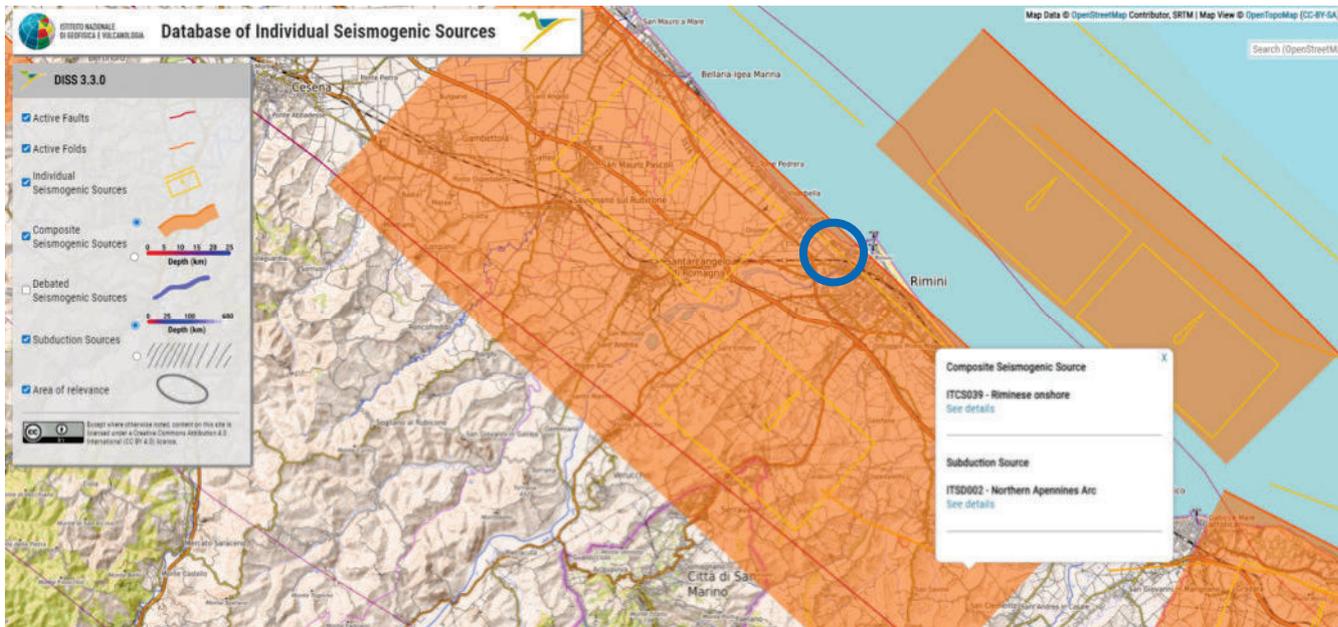


Carte delle isosisme in cui le aree colorate dal rosso al verde corrispondono a parti di territorio colpite da effetti di severità decrescente. (DISS3/INGV). Terremoto 17 maggio – 16 agosto 1916

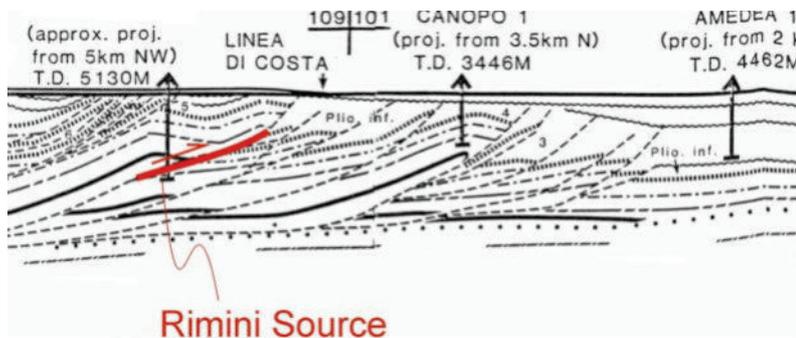


Sulla scorta di tali cataloghi nonché di più approfondite informazioni storico-scientifiche e di studi su modelli geodinamici e crostali l'INGV ha sviluppato un database delle sorgenti sismogenetiche attive denominato DISS3, contenente potenziali fonti per i terremoti più grandi di 5,5 M in Italia e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

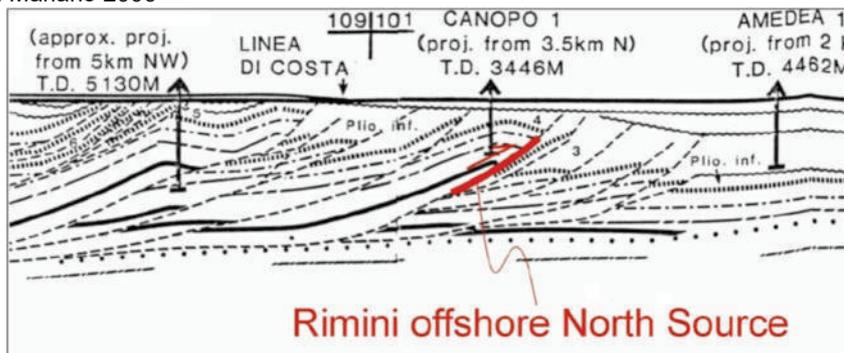
L'area d'intervento, risulta direttamente interessata dalla sorgente sismogenetica ITCS039 (denominata "Riminese On-Shore", Basili, R., U. Fracassi and S. Mariano 2006) e molto prossima alla ITCS030, posizionata nello specchio marino frontostante, così come censite e caratterizzate nel database INGV_DISS3, 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

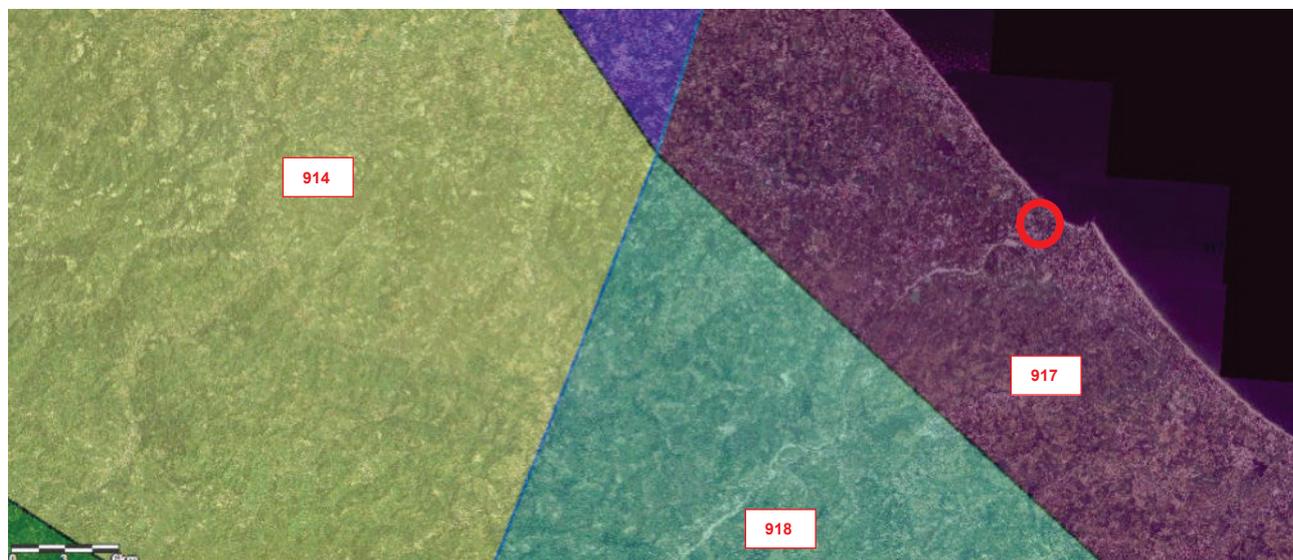


Di conseguenza diviene necessario definire un valore di magnitudo di riferimento "Mwmax" (magnitudo momento), analogamente ai valori di accelerazione massima, in funzione della possibilità che si possano verificare, sia pure con probabilità molto basse, eventi con magnitudo pari o superiore a quelli 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-CPTI15 in cui oltre ai valori di riferimento per ciascun evento vengono stimati anche i relativi ambiti di incertezza.

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 $Mw_{max2} = 6.14$, 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.

Zonazione "ZS9" definita dal "Gruppo di Lavoro per la redazione della Mappa della Pericolosità Sismica" dell'INGV



Nel mese di marzo 2017 la *Commissione Tecnica per la Microzonazione Sismica* (organo tecnico del dipartimento della Protezione Civile) ha rilasciato le "Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazione (LQ) Versione 1.0".

In tale documento sono contenute nuove indicazioni per la stima della magnitudo da utilizzare nelle valutazioni del rischio di liquefazione e a proposito del metodo della disaggregazione, proposto da Spallarossa e Barani (2007) per altri scopi, dice: "... la stima di Mw tramite disaggregazione può comportare una sottostima. Inoltre, tra i risultati delle analisi di disaggregazione sono generalmente utilizzati quelli con valore medio senza che esista una formale giustificazione tecnico-scientifica per questa scelta." Pertanto in quest'ottica è possibile che il valore medio di 5.5 proposto dal metodo della disaggregazione per l'area costiera riminese risulti poco cautelativo.

Infatti secondo il DISS 3.2 (INGV) la struttura sismogenetica ITCS039 "Riminese onshore" è capace di generare terremoti $Mw=5,9$ mentre la struttura sismogenetica ITCS030 "Riminese offshore" è capace di generare terremoti $Mw=6,1$. Inoltre secondo la più recente versione del catalogo italiano dei terremoti storici (INGV: CPTI15 e DBMI15) i forti terremoti che hanno interessato Rimini (1672, 1785, 1875, 1916) hanno tutti magnitudo stimata maggiore di 5,5 (da 5,6 a 5,9). Infine secondo il nuovo metodo proposto nelle citate linee guida della Commissione Tecnica DPC (v. Appendice A1, contributo di Albarello, UniSI; allegato n. 1) la magnitudo di riferimento suggerita per le verifiche del rischio liquefazione a Rimini è 6,14.

Pertanto, considerati gli studi dell'INGV, la zonazione ZS9, le indicazioni I.C.M.S., e le "linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazione" in relazione alle finalità e tipologie di opere e di intervento previste nell'areale di studio per le analisi di calcolo si ritiene di proporre una **magnitudo momento max pari a MW=6.14**.

5.2 Pericolosità sismica

Per completare il quadro di pericolosità sismica dell'area ci si avvale del database ITHACA "ITHACA" dell'ISPRA, creato per la raccolta e la facile consultazione di tutte le informazioni disponibili riguardo le strutture tettoniche attive in Italia, con particolare attenzione ai processi tettonici che potrebbero generare rischi naturali. Il progetto si occupa in modo particolare delle faglie capaci, definite come faglie attive che potenzialmente possono creare deformazione in superficie. Il database delle faglie capaci (vedi figura successiva) è uno strumento fondamentale sia per analisi di pericolosità ambientale / sismica che per la pianificazione territoriale.



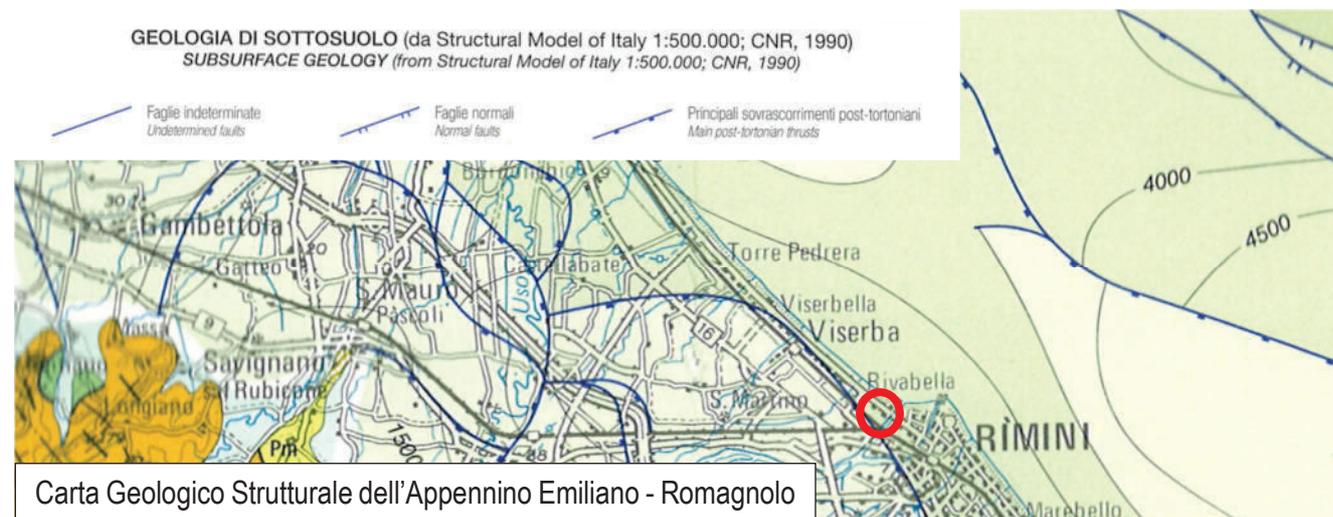
Il database riporta l'ipotesi di una faglia capace a "cinematismo inverso" (Rimini - Ravenna) in vicinanza al comparto, a mare di via Coletti, appartenente alle strutture sepolte del sottosuolo padano e al contempo ne riporta le caratteristiche nella scheda a pagina seguente.

DESCRIZIONE DELLA FAGLIA

GENERAL IDENTIFICATION			
Fault Code	9379B		
Fault Name	Rimini - Ravenna		
Region Name	Emilia Romagna		
Tectonic Environment	ND		
System Name	Ravenna - Comacchio System		
Synopsis			
Rank	Primary		
GEOMETRY AND KINEMATICS			
Segmentation	Single Segment		
Average Strike (°)	125		
Dip (°)	Undefined		
Dip Direction	SW		
Fault Length (km)	14.2		
Mapping Scale	1:250000		
Fault Depth (m)			
Kinematics	Reverse		
ACTIVITY			
Surface Evidence	ND		
Last Activity	Early Pleistocene		
Applied Technique	Instrumental seismicity		
Lithology	alluvial deposits		
SLIP PARAMETERS			
Recurrence Interval (yr)			
Slip Rate (mm/yr)			
Max Credible Rupture Length (km)	14.00		
Max Credible Slip (m)			
Time Since Last Event (yr)			
Max Known Magnitude (Mw)	6.4		
Max Known Intensity (MCS)			
Known Seismic Events			
FINAL REMARKS			
Capability Consensus	Low reliability		
Study Quality	LOW		
Notes	e' giusto indicare AV in assenza di indicazioni certe?		
Fault Trace Reference			
Last Update			
REFERENCES			
Authors	Title	Reference	Year
CERRINA FERONI A., MARTELLI L., MARTINELLI P., OTTRIA P.	Carta geologico strutturale dell'Appennino Emiliano Romagnolo alla scala 1:250000 Regione Emilia-Romagna - CNR 2002		
REGIONE EMILIA-ROMAGNA, ENI-AGIP, a cura di DI DIO G. (1998)	Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna.	S.ELCA, Firenze	1998

Occorre tuttavia sottolineare che, come si può rilevare dalla scheda, la affidabilità delle informazioni riguardo lo stato di attività della faglia stessa sia bassa al pari della qualità dello studio che ne porta ad identificare i parametri sismici.

Per quanto riguarda la Geologia di sottosuolo la Carta Geologica Strutturale dell'Appennino Emiliano-Romagnolo alla scala 1:250.000 segnala la presenza di un sovrascorrimento post – tortoniano a monte della Linea Ferroviaria rimini – Ravenna in corrispondenza dell'area che corrisponderebbe alla faglia capace riportata in precedenza. Tali thrust tuttavia risultano collocati ad alcune migliaia di metri di profondità, dando luogo a strutture per definizione “cieche”.



Pertanto sulla base di questi dati si può affermare che nell'area di indagine non vi sono strutture affioranti legate all'orogenesi appenninica certe di una certa rilevanza; anche la attendibilità riguardo al grado di attività di quella "capace" ipotizzata dagli studi è bassa.

In conseguenza di ciò si può affermare che nel territorio oggetto di studio, almeno sulla base delle conoscenze scientifiche attuali, non vi siano situazioni accertate riconducibili a "zone di faglia attiva capace" in grado di condizionare in maniera consistente la pericolosità sismica locale soprattutto in termini di deformazioni/fagliazioni superficiali.

6 VALUTAZIONI DI MICROZONAZIONE SISMICA

La microzonazione sismica (MS), cioè la suddivisione dettagliata del territorio in base al comportamento dei terreni in caso di terremoto, è uno degli strumenti più efficaci per la riduzione del rischio sismico, in quanto permette, fino dalle prime fasi della pianificazione urbanistica, di valutare la pericolosità sismica nelle aree urbane e urbanizzabili, indirizzare i nuovi interventi verso zone a minore pericolosità e programmare interventi di mitigazione del rischio nelle zone in cui sono presenti particolari criticità.

A tal fine, la L.R. n. 24/2017 "Disciplina regionale sulla tutela e uso del territorio" e la L.R. 19/2008 "Norme per la riduzione del rischio sismico", richiedono l'esecuzione di studi di microzonazione sismica per la redazione e l'approvazione dei piani urbanistici comunali e che le scelte urbanistiche e gli interventi sul territorio siano compatibili con la pericolosità sismica locale.

Dando seguito a quanto sopra la Regione Emilia-Romagna ha ritenuto di procedere, ai sensi degli articoli 22, comma 2, e 49 della L.R. n. 24/2017, con Delibera della Giunta Regionale n. 476 del 12 aprile 2021 a titolo "Aggiornamento dell'Atto di Coordinamento Tecnico sugli Studi di Microzonazione Sismica per la Pianificazione Territoriale e Urbanistica (Artt. 22 e 49, L.R. N. 24/2017) di cui alla Deliberazione Della Giunta Regionale 29 Aprile 2019, N. 630", integrata successivamente dalla Delibera della Giunta Regionale n. 564 del 26/04/2021 a titolo "Integrazione della propria Deliberazione n. 476 del 12 Aprile 2021 mediante approvazione dell'allegato A, "Atto di Coordinamento Tecnico sugli Studi di Microzonazione Sismica per la Pianificazione Territoriale e Urbanistica (Artt. 22 e 49, L.R. N. 24/2017)".

Il Comune di Rimini dispone già di uno studio di microzonazione sismica definibile come "Microzonazione sismica livello 3" in attuazione dell'art. 11 della Legge 24-06-2009 n. 77. Pertanto nelle more di approvazione da parte degli organi competenti si produce di seguito uno stralcio delle carte di interesse ai fini della normativa sopraccitata.

In dettaglio le Carte che riportano i fattori di amplificazione dell'Intensità di Housner (che individua lo spettro di risposta in pseudovelocità ed ha le dimensioni di uno spostamento), sono denominate Tavola 8a e 9a (vedi figure a pagina successiva) denominate rispettivamente FH 0.1 – 0.5 s e FH 0.5 – 1.0 s dove FH è il rapporto espresso in termini di Intensità di Housner (SI/SI0) per prefissati intervalli di periodi dove SI0 è l'Intensità di Housner al suolo di riferimento e SI sono le corrispondenti grandezze di Intensità di Housner alla superficie del sito.

Nella tavola 8a nell'intervallo di periodo da 0.1 a 0.5 secondi l'area di interesse ricade nelle zone "ZSlq" e "ZRlq" ovvero "zone di suscettibilità per le liquefazioni" e "zone di rispetto per le liquefazioni" con fattore di amplificazione F.A. per effetto stratigrafico compreso tra 1.48 e 1.66. Nella Tavola 9a nell'intervallo di periodo da 0.5 a 1.0 secondi l'area ricade nelle stesse zone di suscettibilità e rispetto con fattore di amplificazione F.A. per effetto stratigrafico compreso tra 2.04 e 2.27.

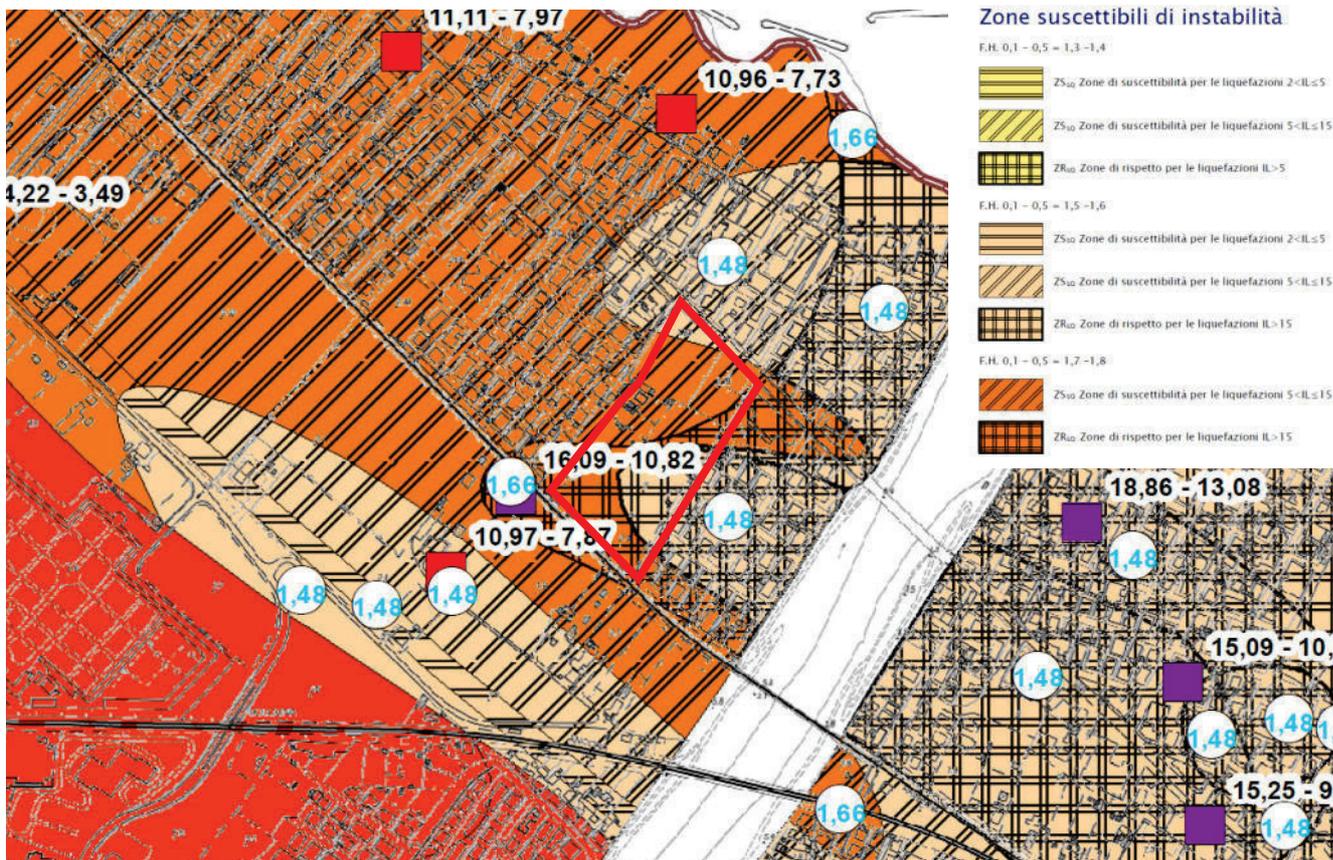


Tavola 8a F.H. 0.1 – 0.5 s - CARTA DI MICROZONAZIONE SISMICA LIVELLO 3

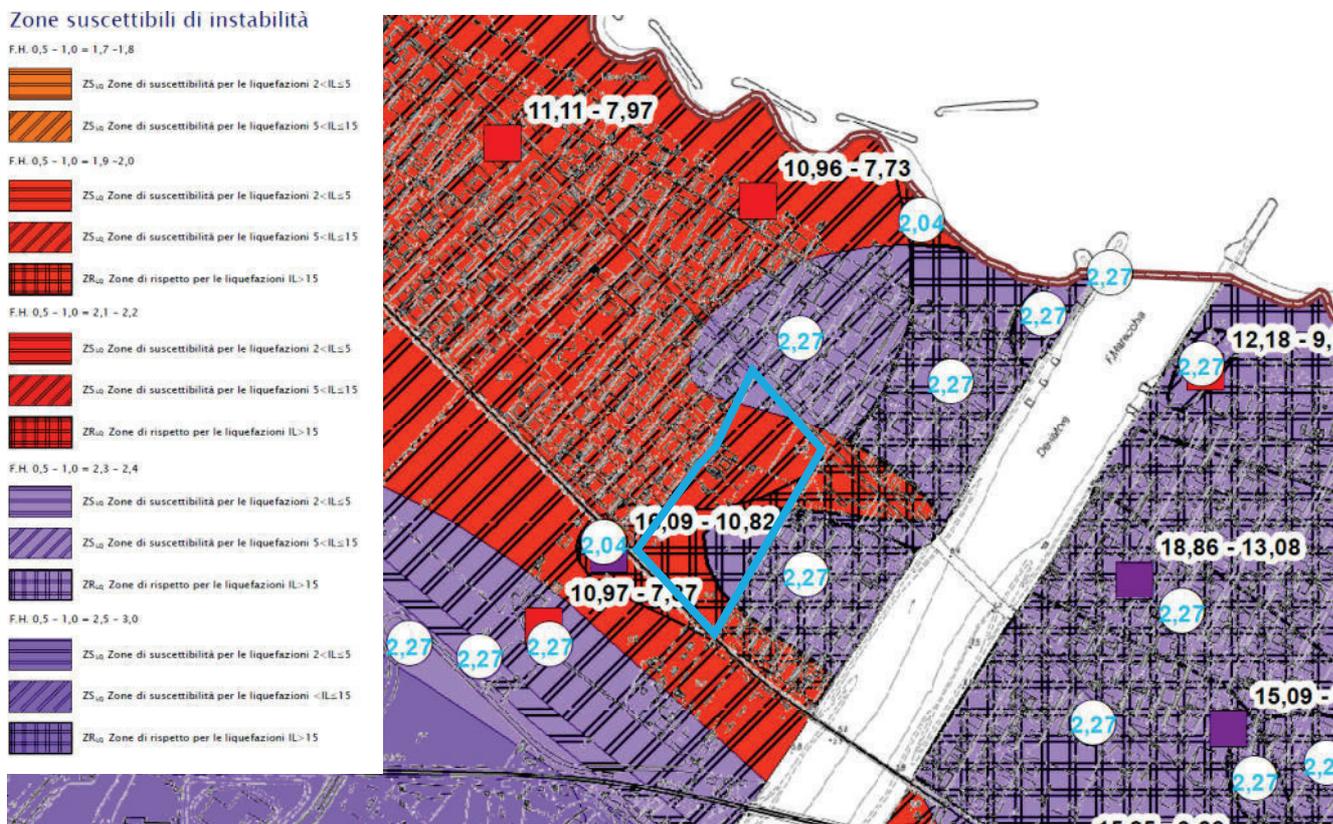


Tavola 9a F.H. 0.5 – 1.0 s - CARTA DI MICROZONAZIONE SISMICA LIVELLO 3

Nella Tavola 7a ovvero la carta che individua i fattori di amplificazione della accelerazione "P.G.A.", riportata di seguito, segnala per l'area di interesse le stesse zone di suscettibilità e rispetto delle precedenti cartografie con fattore di amplificazione F.A. per effetto stratigrafico compreso tra 1.42 e 1.52.

In particolare la verticale di calcolo collocata nei pressi dell'area oggetto di piano particolareggiato evidenzia un "rischio di liquefazione molto elevato" con un IPL > 15; l'area nella sua estensione ricade a cavallo di due aree di cui la prima, in adiacenza a via Coletti, con $5 < IPL < 15$ e la seconda, in adiacenza alla Linea ferroviaria, con $IPL > 15$.

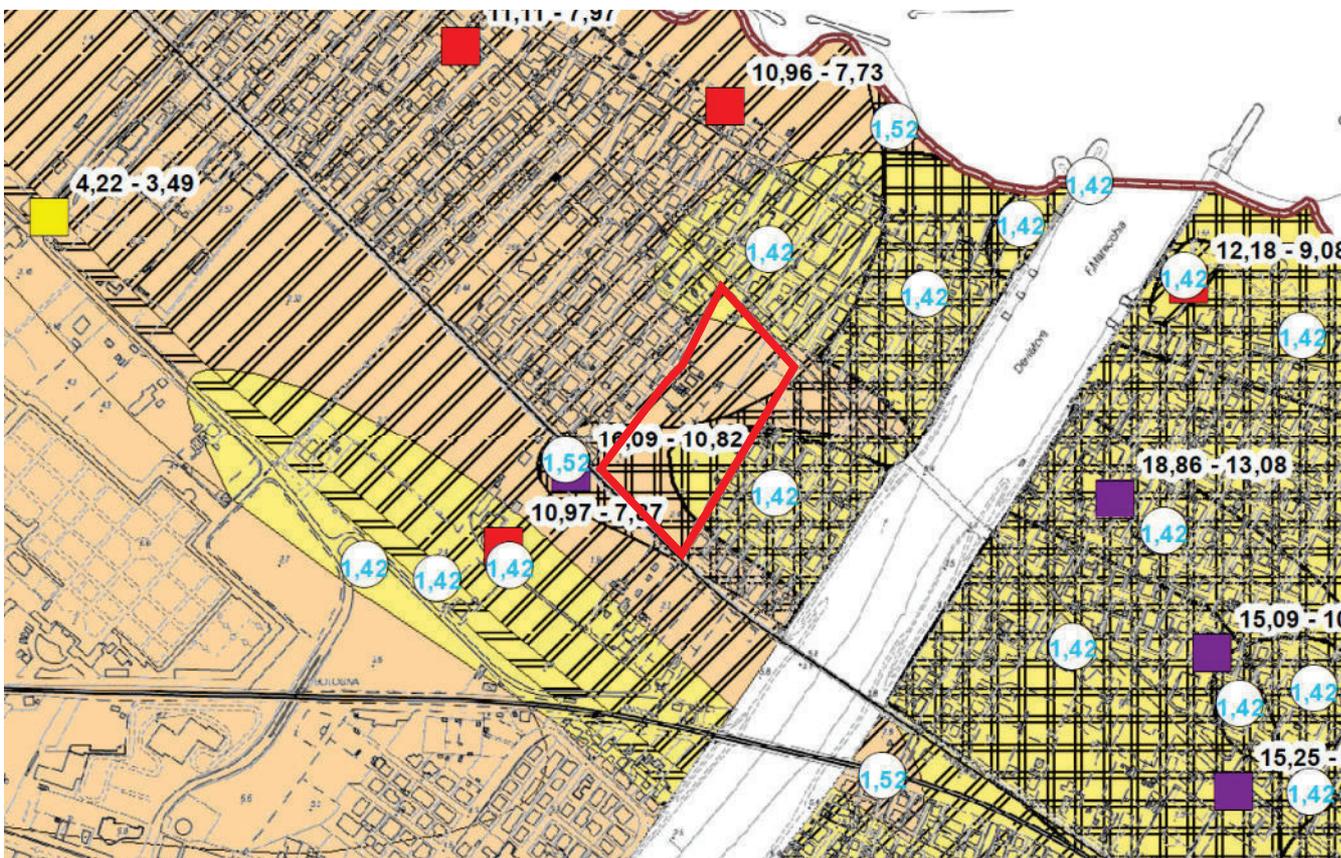


Tavola 7a F.A. PGA - CARTA DI MICROZONAZIONE SISMICA LIVELLO 3

Valore puntuale dell'Indice del Potenziale di Liquefazione IPL

Il primo valore numerico associato alla prova CPTU o CPTe è riferito al corrispondente Indice del Potenziale di Liquefazione. Il secondo è riferito al corrispondente cedimento post-sismico (in cm).

- 0,37 - 0,49 Rischio di liquefazione potenzialmente basso ($0 < IPL \leq 2$)
- 4,52 - 4,79 Rischio di liquefazione potenzialmente moderato ($2 < IPL \leq 5$)
- 8,5 - 5,78 Rischio di liquefazione potenzialmente elevato ($5 < IPL \leq 15$)
- 18,29 - 13,2 Rischio di liquefazione potenzialmente molto elevato ($IPL > 15$)

Elementi cartografici

- Limiti amministrativi

Etichette relative ai fattori di amplificazione

- Amplificazione per effetto stratigrafico
- Amplificazione per effetto stratigrafico e topografico

Zone suscettibili di instabilità

- F.A. PGA = 1,1 - 1,2
 - ZS_{1,2} Zone di suscettibilità per le liquefazioni $2 < IL \leq 5$
 - ZS_{1,2} Zone di suscettibilità per le liquefazioni $5 < IL \leq 15$
- F.A. PGA = 1,3 - 1,4
 - ZS_{1,4} Zone di suscettibilità per le liquefazioni $2 < IL \leq 5$
 - ZS_{1,4} Zone di suscettibilità per le liquefazioni $5 < IL \leq 15$
 - ZR_{1,4} Zone di rispetto per le liquefazioni $IL > 15$
- F.A. PGA = 1,5 - 1,6
 - ZS_{1,6} Zone di suscettibilità per le liquefazioni $2 < IL \leq 5$
 - ZS_{1,6} Zone di suscettibilità per le liquefazioni $5 < IL \leq 15$
 - ZR_{1,6} Zone di rispetto per le liquefazioni $IL > 15$

7 STIMA DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

7.1 Considerazioni generali

I litotipi costituenti la successione stratigrafica del primo sottosuolo sono di origine litorale e alluvionale. Tali depositi se sottoposti ad intense e prolungate sollecitazioni cicliche (come in caso di sisma) possono ipoteticamente collassare e fluidificarsi; ciò accade quando le deformazioni di taglio superano valori di soglia per cui si innesca un aumento repentino delle pressioni interstiziali. I parametri litomeccanici che condizionano il fenomeno della liquefazione sono: composizione e uniformità granulometrica, grado di addensamento, stato di consolidazione e tensionale a cui sono sottoposti in natura i terreni, presenza di falda, spessore dei depositi potenzialmente liquefacibili.

Nel caso specifico le penetrometrie eseguite (vedi allegato n. 4) e le prove in sito riportate a titolo correlativo permettono di valutare la stratigrafia superando la profondità di 20.0 mt dal piano di campagna oltre la quale la pressione litostatica tende sicuramente ad inibire il fenomeno. Özocak A., Sert S. (2010 – Evaluation of liquefaction risk by a revised LPI approach. *Proc. of the 2nd Int. Symp. on Cone Penetration Testing*, Huntington Beach, CA, USA, May 2010), sulla base di evidenze sperimentali successive ai terremoti di Adapazari (Turchia) del 1999 e sulla base delle curve limite per manifestazioni di liquefazioni in superficie di Ishihara (1985), hanno proposto di assumere per terremoti di magnitudo "usuale" la profondità critica di 10 m.

In base alla ricostruzione stratigrafica si possono fare le seguenti assunzioni:

- Il litotipi sabbiosi "AL-S", di origine litorale, presenti fino a -7.60/8.80 mt dal piano di campagna, rientrano totalmente o parzialmente nel fuso granulometrico dei sedimenti incoerenti potenzialmente suscettibili al fenomeno della "liquefazione".
- Il litotipi H a consistente contenuto sabbioso pur se presente ad elevate profondità rientra totalmente o parzialmente nel fuso granulometrico dei sedimenti incoerenti potenzialmente suscettibili al fenomeno della "liquefazione".
- I litotipi C e L a consistente contenuto limo – argilloso risultano ricadere al di fuori dei fusi granulometrici dei sedimenti potenzialmente suscettibili al fenomeno della "liquefazione" secondo quanto indicato al punto n. 4 del paragrafo 7.11.3.4.2 - D.M. 17 gennaio 2018 (riferimento fig. 7.11.1) e secondo quanto ipotizzato da vari autori (Seed - Idris 1967, Kishide 1970, Tsuchida, 1970).

Pertanto in accordo con le teorie degli autori sopracitate e delle considerazioni di carattere stratigrafico la verifica della suscettibilità alla liquefazione (vedi allegato n. 5) è significativa fino alla profondità in cui sono presenti i litotipi (AL-S e H) potenzialmente liquefacibili non trascurando, tuttavia, gli orizzonti sabbiosi e gli effetti di degradazione delle porzioni più compressibili dei depositi coerenti (litotipo C).

La possibilità del verificarsi del fenomeno consiglia una verifica di calcolo può essere effettuata con metodologie di tipo storico – empirico in cui il coefficiente di sicurezza è scelto con adeguato margine a discrezione del progettista.

Nel caso specifico, rimanendo nell'ambito della pianificazione, ad avvalorare i dati dello studio di microzonazione sismica di III° livello del Comune di Rimini si riportano di seguito dei calcoli effettuati in corrispondenza delle due verticali CPTU tenendo conto della azione sismica individuata nello stesso studio.

7.2 Azione sismica - accelerazione massima e magnitudo attese

Per definire il moto sismico di riferimento ed i parametri ad esso collegati si avvale dello studio di "Microzonazione sismica livello 3" citato nel capitolo precedente, allo stato attuale nelle more di approvazione da parte degli organi competenti.

Sulla scorta delle elaborazioni di tale studio il tratto costiero è stato suddiviso secondo 10 zone rappresentative (vedi figura successiva), caratterizzate da modelli di sottosuolo e profili di Vs caratteristici, con individuazione del bedrock sismico, utilizzati per le successive modellazioni di RSL, al fine di addivenire alle azioni sismiche di progetto per la stima dei fattori di amplificazione attesi ed indispensabili per le analisi di liquefazione.

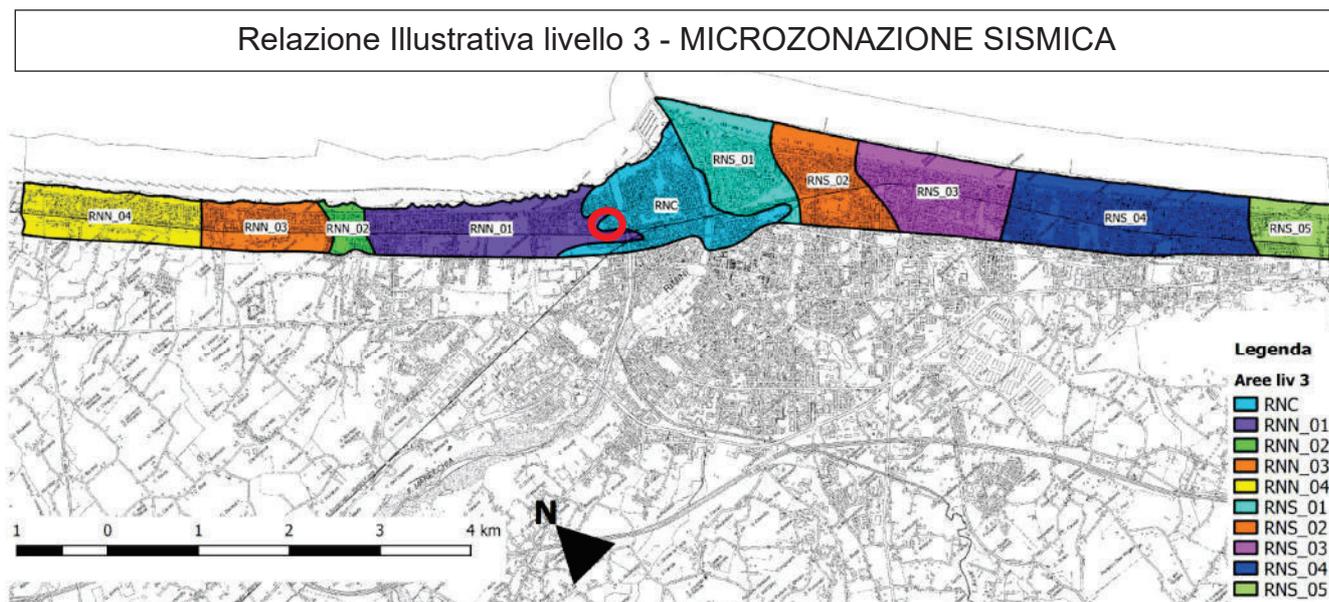


Figura 5.2- Zone a comportamento dinamico rappresentativo per le RSL lungo il tratto costiero studiato.

L'area oggetto di piano particolareggiato ricade a cavallo delle zone a comportamento dinamico RNN_01 e RNC. All'interno dello studio di microzonazione in ossequio alle direttive approvate con 630/2019, come aggiornata dalla DGR 476/2021 e successiva integrazione DGR 564/2021, per ciascuna area di verifica sono state calcolate le relative "PGA" al suolo libero ovvero per la zona RNN_01 $PGA = 0.28$ e per la zona RNC $PGA = 0.259$. Poiché l'area ricade in gran parte all'interno della zona RNN_01 nelle verifiche si assume in valore più conservativo di 0.28

Con l'adozione dei metodi semplificati di verifica a liquefazione, in relazione alle condizioni di pericolosità sismica generale ed alla stima dei carichi ciclici ipotizzabili, nello studio si assume M_w (magnitudo momento) di riferimento pari a $M_w=6.16$.

7.3 Metodologia di calcolo

Al fine di verificare la possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione, seguendo la normativa regionale (DGR 476 del 12-04-2021) che prevede l'impiego di procedure individuate nell'Ingegneria Geotecnica Sismica quali "metodi semplificati". Tali metodi sono basati su prove geotecniche di tipo corrente e sulla valutazione, ad ogni quota z del deposito compresa nei primi 20 m, del coefficiente di sicurezza $F_L = (CRR/CSR) \times MSF$ dove:

- $CRR_{M=7.5, \sigma_v=1atm} = \tau_{ult} / \sigma'_{v0}$ 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;
- $CSR = \tau_{media} / \sigma'_{v0} = 0,65 (a_{max} / g) (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0}) r_d$ 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_{max} 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.

I risultati dello studio sono presentati riportando l'andamento del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione $FL(z)$ per ciascuna delle verticali esplorate fino alla profondità critica z_{crit} da piano campagna (di norma si assume $z_{crit} = 20m$), o fino alla profondità oltre la quale si esclude l'occorrenza di liquefazione. Per ogni verticale deve anche essere valutato l'indice del potenziale di liquefazione IL.

L'indice del potenziale di liquefazione, IL è definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz \quad \text{in cui} \quad w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}} \right)$$

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):

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

Se il fattore $FL > 1,0$ la liquefazione è da escludere e, comunque, fino ad $FL \leq 1.2$ può determinare un incremento della pressione dei pori limitato con effetti minori e maggiormente circoscritti e localizzati; 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.

L'analisi è stata eseguita utilizzando la formulazione di "Robertson" che è uno dei metodi più accreditati dal mondo accademico e scientifico (specificamente raccomandato nelle Linee Guida AGI 2005), versione aggiornata 2009, sviluppato sia sulla prova CPTU-E che CPT meccanica. Esso è basato su un proprio fattore caratteristico di scala della magnitudo (MSF) e propri coefficienti riduttivi (Rd - 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, 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 ad 1.2, come peraltro suggerito dalla bibliografia di settore (NCEER, 1997/2001 - Robertson 2007 - Juang 2011), soglia riferita ad una probabilità di accadimento estremamente bassa pari a circa $PL = 15\%$ (conformemente alla trattazione probabilistica di Juang 2011) e all'occorrenza caratterizzata da fenomeni di limitata pressione dei pori senza completamento della liquefazione, comportanti effetti superficiali molto limitati (tab. 9.5 - Quaderni per la progettazione_Giulio Riga, 2011).

7.4 Valutazione del potenziale di liquefazione

I calcoli (vedi allegato n. 6) sono stati effettuati con l'utilizzo delle verticali indagate in corrispondenza delle prove CPTE discretizzando la stratigrafia secondo strati di 10 cm. Ciò avvalendosi di formule semplificate rapportabili a parametri probabilistici. Dall'elaborazione delle prove CPTE, sulla base di relazioni che legano la resistenza alla punta (qc) e quella di attrito laterale locale (Fs), la formulazione di Robertson (2009) ricava i parametri di comportamento del terreno "Ic" così come i valori di FC (fine content).

Le condizioni al contorno adottate nel calcolo sono le seguenti:

Accelerazione massima al suolo P.G.A. da studio MCS Rimini a max = 0.28
Magnitudo momento da studio MCS3 Rimini Mw = 6.16
Soggiacenza falda dal piano di campagna massimo innalzamento ordinario stagionale Hw = -1.0 mt (vedi paragrafo 3.4)
Piano di riferimento nel calcolo = condizione di "free field" al piano campagna

Come indicatore di rischio complessivo oltre al valore di Fs per ciascun singolo strato, viene stimato anche il potenziale di liquefazione "IL" o "IPL" lungo la colonna stratigrafica 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/o fino a quelle profondità in cui considerazione di carattere geologico e idrogeologico hanno permesso di escludere l'occorrenza di liquefazione. In base al valore stimato dell'indice del potenziale di liquefazione "IL" si definiscono le seguenti classi di pericolosità seguendo ambiti di severità crescente:

IPL = 0 FL ≥ 1.2	0 < IPL < 2	2 < IPL < 5	5 < IPL < 15	15 < IPL
Non liquefacibile	Potenziale Basso	Potenziale moderato	Potenziale Alto	Potenziale molto alto

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

Tali indicatori, illustrati nell'ambito delle verifiche (Allegato n. 6), 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 a probabilità elevata ("very high" in tabella "Overall probability" in allegato n. 7) del fenomeno per PL>54%.

Invece il valore di PL riferito al singolo strato ed al relativo FS può essere definito attraverso la

formulazione di Juang et Al. 2011 $P_L = 1 - \Phi \left[\frac{0.102 + \ln(F_s)}{0.276} \right]$ per cui a valori di FS=1.00 - 1.20 - 1.25 corrisponde una probabilità di accadimento rispettivamente pari a PL=35.6% - 15% - 12%.

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

Valori di PL	Classe	Probabilità di liquefazione
$0,85 \leq PL < 1,00$	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

da Juang 2000-2008 modificato, Facciorusso 2008

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:

Gli scenari di danno stimabili con il parametro LSN risultano significativamente condizionati dal rapporto tra strati liquefacibili/non liquefacibili e la relativa deformabilità.

LSN Range	Predominant performance
0 – 10	Little to no expression of liquefaction, minor effects
10 – 20	Minor expression of liquefaction, some sand boils
20 – 30	Moderate expression of liquefaction, with sand boils and some 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 structures
>50	Severe damage, extensive evidence of liquefaction at surface, severe total and differential settlements affecting structures, damage to services.

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

Viene altresì proposta una stima indicativa della resistenza residua offerta dai terreni (vedi ultime due colonne "Su/ $\sigma'vc$ " residual strength" e "Sr/ $\sigma'vc$ remoulded undrained shear stress" nella tabella in allegato n. 7) a seguito del potenziale innesco di fenomeni di mobilità ciclica/liquefazione nei terreni incoerenti (Seed, 1987 - Boulanger, 2008) e di degradazione ciclica nei livelli coesivi (Robertson, 2008) per le condizioni sismiche di progetto.

In allegato n. 5 viene altresì riportata una stima di massima dei cedimenti permanenti post-sismici attesi ΔH nei terreni granulari saturi liquefacibili, cumulativa sia per terreni incoerenti che coesivi. Ishihara e Yoshimine (1992) in relazione ai cedimenti stimati ed al grado di danneggiamento/effetti sul suolo attesi identificano tre ambiti di riferimento secondo cui: $\Delta H < 10$ cm "Light to no damage" - $10 < \Delta H < 30$ cm "Medium damage" - $\Delta H > 30$ cm "Extensive damage".

Visti i valori di resistenza alla liquefazione si ritiene che, nel caso specifico, il potenziale di liquefazione dei terreni sia alto (Iwasaki et Al., 1982- Sonmez, 2003 - Facciorusso, 2008 - Juang, 2011), presentando un $12.41 \leq IPL \leq 12.51$ con una probabilità complessiva di innesco dei fenomeni di liquefazione "alta" ($40.43 \leq PL \leq 40.99$).

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. Queste ultime risultano quindi condizionate dalla presenza in superficie di orizzonti di spessore apprezzabile di sabbie maggiormente addensate, in grado di offrire una resistenza ciclica superiore e mitigare/inibire la propagazione del fenomeno verso l'alto. E' in quest'ottica infatti che le performance, anche in termini di LSN vicino o superiore a 30 (26.1 – 37.8) e di rapporto tra spessore degli orizzonti liquefacibili/non liquefacibili, farebbero propendere ad una "espressione da moderata a severa" dei fenomeni di liquefazione.

Inoltre l'analisi complessiva dei cedimenti postsismici (ΔH) attesi evidenzia valori superiori a 10 cm (14.7 – 15.5 cm); pertanto in base alla teoria di Ishihara e Yoshimine ci si dovrebbe attendere danneggiamenti medi.

In conclusione, in base di tutte le suddette considerazioni, si ritiene che nel caso specifico il potenziale di liquefazione dei terreni (in base alla classificazione di Iwasaki et Al. 1982 rivista ed aggiornata da Sonmez 2003) sia "alto", con una probabilità complessiva di innesco dei fenomeni di liquefazione "alta" e che ci si debbano attendere effetti da "moderati a severi" dei fenomeni di liquefazione.

7.5 Comparazione con le risultanze delle verifiche nello studio di MS3 Rimini

Riassumendo per avere un raffronto con i risultati dello studio di microzonazione sismica di III° livello si sono effettuati dei calcoli riportano di seguito dei calcoli effettuati in corrispondenza delle due verticali CPTU tenendo conto della azione sismica più conservativa individuata per l'area settentrionale (RNN_01 PGA = 0.28) nello stesso studio.

Rispetto alla verticale CPTE più vicina (IPL = 16.09, vedi pagina 23), utilizzata per la MS III° livello in fase di pianificazione, che dista alcune decine di metri ed è collocata ad ovest della linea ferroviaria, le prove effettuate all'interno del comparto hanno permesso di fornire una valutazione dei parametri caratteristici del terreno propri nel sito di intervento.

Pertanto si ritiene di affermare che i valori di IL/IPL pari a 12.41 e 12.51 rappresentino il pericolo reale "alto" del comparto a cui fare riferimento per le valutazioni del rischio di liquefacibilità a livello di pianificazione urbanistica.

Tuttavia quanto individuato a livello di pianificazione non esclude che in fase di progettazione esecutiva, ai sensi del paragrafo 7.11.3.4.3 delle NTC 2018, si possa valutare "l'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione" da parte del progettista. Nel fare ciò egli potrà avvalersi della azione sismica da individuarsi con approccio semplificato o con Analisi di Risposta Sismica Locale scegliendo la metodologia più opportuna in funzione della entità e della importanza delle opere da realizzare.

8 EDIFICABILITA' DELL'AREA E PROBLEMATICHE CONNESSE

8.1 Considerazioni generali

Il presente studio geologico è realizzato a supporto di un Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata relativo alla zona C2 (Scheda 5.7) in variante al P.R.G. vigente.

Da quanto emerso dal rilevamento geologico e geomorfologico generale e dalla campagna geognostica condotta, si ritiene non sussistano problemi di edificabilità nell'area pianeggiante oggetto di piano particolareggiato ai margini della quale sorgono, a nord ovest ed a sud est, aree già urbanizzate ed edificate nonché occupate da manufatti che incidono anche in maniera rilevante sui terreni di fondazione del sottosuolo.

Dal rilevamento geologico e geomorfologico generale, dalle indagini geognostiche e geofisiche, dall'analisi e verifiche delle problematiche geologiche, dalle verifiche normative della pianificazione geologica sovraordinata, è possibile formulare quanto di seguito:

- Si tratta di piana alluvionale subpianeggiante, che declina verso mare con debolissima inclinazione, dove non si evidenziano riscontri morfologici che possono indicare movimenti gravitativi in atto o potenziali;
- Non sussiste pericolo di esondabilità per tempi di ritorno fino a 200 anni da parte del reticolo idrografico principale ovvero da parte del Deviatore Fiume Marecchia. L'area di edificazione rientra all'interno della fascia con probabilità di inondazione corrispondenti a tempi di ritorno fino a 500 anni ovvero alluvioni rare per eventi estremi (scarsa probabilità – P1). Il comparto tuttavia si colloca all'interno di un territorio caratterizzato da "alluvioni frequenti" (elevata probabilità – P3) da parte del Reticolo Idrografico Secondario;
- In relazione sia alle problematiche geologico-tecniche che agli scenari di possibile amplificazione sismica locale, descritti nel paragrafo 5.2, si ritiene di prestare attenzione alla possibilità di liquefazione dei terreni sabbiosi che è definibile, da verifiche locali condotte, come pericolo "da alto a molto alto".

- La presenza nel primo sottosuolo di terreni con caratteristiche geomeccaniche sufficienti fa sì che per fabbricati con strutture ordinarie si possa ipotizzare, in prima battuta e dal punto di vista statico, l'utilizzo di fondazioni dirette con piano di posa e collocato al di sotto del livello superficiale ad una profondità minima di ml -1.0 dal piano campagna originario in funzione dello spessore che il livello superficiale (litotipo V) localmente possiede. Tuttavia la presenza di un rischio di liquefazione molto alto consiglierebbe, almeno per i fabbricati residenziali, di *"procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non liquefacibile"* con fondazioni profonde. Occorre in ogni caso sottolineare come le ricadute della "pericolosità sismica locale" (intesa nello specifico come "pericolo di liquefazione"), così come individuata nella presente relazione, sul "rischio sismico" passano da una valutazione integrata da parte del progettista di tutti gli elementi che influiscono sul "rischio sismico" stesso e che includono oltre alla pericolosità anche la vulnerabilità e l'esposizione (questi ultimi due legati alle caratteristiche della struttura ed al suo utilizzo). Pertanto a livello di progettazione esecutiva così come inteso dalla vigente normativa sulle costruzioni (NTC 2018) la scelta della tipologia fondazionale o dell'approccio più adeguato rientra all'interno di una valutazione complessiva da parte del progettista stesso sull' *"adeguatezza dei margini di sicurezza nei confronti della liquefazione"* in rapporto alle caratteristiche prestazionali delle opere da realizzare.
- Siccome il Piano Particolareggiato prevede la realizzazione di fabbricati con piano interrato la profondità di imposta ipotizzabile sarà compresa tra -3.0 e -4.0 mt dal piano campagna. In questo caso le fondazioni dovranno essere opportunamente dimensionate e rese "scatolari" in modo da resistere alle sotto spinte idrostatiche della falda freatica in base al massimo innalzamento prevedibile.
- Le opere di scavo per la costruzione del piano interrato andranno ad interferire, probabilmente, con la falda che in zona è vicina alla superficie. Considerata la distanza compresa tra 20 e 30 mt dai fabbricati previsti all'interno del P.P. si ritiene remota la possibilità di dover ricorrere ad opere di sostegno delle pareti di scavo con abbassamento della falda alla profondità minima indispensabile all'operatività di cantiere e per il tempo strettamente necessario al completamento delle opere. Tuttavia la opportunità di adottare sistemi di contenimento provvisori e/o definitivi andrà valutata in fase di progettazione definitiva/esecutiva in funzione delle profondità e dei tempi prevedibili con scavo aperto, con particolare attenzione nelle situazioni più critiche se lo scavo verrà effettuato vicino ad altri manufatti.

Pertanto alla luce di quanto sopra esposto si ritiene non sussistano problemi legati alla realizzazione di opere all'interno del Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata.

8.2 Altre problematiche legate all'urbanizzazione e all'edificazione dell'area di intervento

Per lo smaltimento delle acque di pioggia all'interno dell'area edificata andrà creata una idonea rete fognaria in grado di integrarsi con quella urbana già esistente. In particolare lo Scolo Matrice Spule appare in grado di soddisfare le capacità idrauliche del territorio circostante essendo il recettore finale del sistema di smaltimento delle acque piovane dell'area di intervento.

Un diffuso inerbimento ed una messa a dimora di piante sulle superfici non edificate e destinate a parco forniranno una protezione al suolo da eventuali fenomeni di erosione e degradazione superficiale.

Per la preparazione del piano di posa dei fabbricati, nelle aree ove non siano previsti eventuali scavi, per gli elementi fondali e nelle porzioni di lotto leggermente depresse, ove vi sia la necessità di livellare il piano di imposta dell'edificio alimentare, si procederà ad interventi di regolarizzazione morfologica con riporto di terreno. Per l'opera di rinterro si consiglia di rispettare le seguenti indicazioni:

- decorticazione del cotico vegetale (almeno 60 - 80 cm) con sua distribuzione nelle aree circostanti non edificate del comparto;

- preparazione del terreno di posa mediante rullatura o compattazione idonea;
- costituzione del riporto utilizzando terreni di natura granulometrica idonea di medio impasto privi sia di macerie di grossa pezzatura che di sostanze inquinanti di qualsiasi natura;
- stesura del terreno secondo strati dello spessore non eccedente i 30 cm, compattazione allo stato plastico - consistente con mezzi idonei (es. rulli gommati o a zampa di pecora per terre a grana fine coerenti oppure ruspe per terre a grana grossa) fino a raggiungere una densità ottimale;
- verifica dell'addensamento raggiunto attraverso prove laboratorio e/o in sito.

Per la realizzazione di eventuali parti o manufatti interrati occorrerà tener conto nella progettazione strutturale della presenza della falda freatica in condizioni di massimo innalzamento a -1.0 mt dal piano campagna attuale. Ciò per quantificare le sottospinte idrostatiche utili ai fini del dimensionamento delle platee di fondazione dei manufatti interrati. Occorrerà altresì considerare la presenza frequente di falda ipodermica sospesa e di risalita idrica capillare caratteristica dei terreni fini anche in periodi non caratterizzati da abbondanti precipitazioni meteoriche nonché di possibili allagamenti da parte del reticolo idrografico secondario.

Per evitare fenomeni di dilavamento e di erosione superficiale a seguito di eventi meteorici intensi, con il conseguente deterioramento delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni, si consiglia la protezione delle pareti di scavo con teloni soprattutto in caso di soste prolungate nei lavori.

La realizzazione di piani interrati potrebbero richiedere scavi con profondità rispetto al piano di campagna attuale compresa tra i 3.0 e 4.0 mt di profondità. Con l'abbassamento della falda l'autosostentamento del fronte di scavo, in situazione a breve termine, è garantita con l'adozione di angoli di scarpa di 50°- 60° rispetto all'orizzontale sfruttando le caratteristiche di pseudocoazione dei terreni sabbiosi e di coesione di quelli fini in assenza di incipiente stato di fessurazione. Per scavi superiori ai 3.0 mt si consiglia potrà procedere alla interruzione della continuità dei fronti di sbanco con berme orizzontali in modo tale che i singoli tratti di scavo possiedano dislivelli contenuti. La presenza di acqua con soggiacenza al di sopra del piano di scavo risulta altamente probabile pertanto occorrerà approntare un impianto di pompaggio (drenaggi o pompe sommerse in funzione della quantità di acqua affluita nello scavo) per provvedere all'aggettamento.

8.3 Caratteristiche dei terreni superficiali per sottofondo per sovrastrutture stradali

Il progetto di Piano Particolareggiato prevede la realizzazione di una viabilità pubblica a completamento dell'esistente nonché di una privata per l'accesso ad aree di parcheggio pubblico e privato.

Dalle prove in situ effettuate risulta come i terreni del primo sottosuolo siano di natura litologica eterogenea, prevalente sabbiosa ma subordinatamente anche limo argillosa. Il livello superficiale pertanto possiede valori di modulo di compressibilità molto variabile in funzione sia della natura litologica che delle caratteristiche geomeccaniche e pertanto risulta, in prima approssimazione, non idoneo.

CLASSIFICAZIONE STRADALE SECONDO LA NORMA UNI-CNR 1006

Gruppo	Terreni granulari (passante al 200 A.S.T.M. <35%)						Terreni argillosi-limosi (passante al 200 A.S.T.M. >35%)				
	A1		A3	A2			A4	A5	A6	A7	
Sottogruppo	A1a	A1b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7				A7-5 A7-6
Granulometria:											
passante al 10 A.S.T.M.	50 max	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
passante al 40 A.S.T.M.	30 max	50 max	50 max	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
passante al 200 A.S.T.M.	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min

Frazione passante al setaccio 40:											
Limite di liquidità	-----	-----	-----	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
Indice di plasticità	6 max	6 max	N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min
Indice di gruppo	0	0	0	0	0	4 max	4 max	8 max	12 max	16 max	20 max
Tipo del terreno	Frammenti di pietre e sabbia		Sabbia fine	Sabbia con limo od argilla				Limo		Argilla	
Giudizio come terreno di sottofondo	Terreni eccellenti-buoni						Mediocri e cattivi				

Per la formazione delle strutture stradali di viabilità interna ed esterna nonché dei parcheggi si dovranno utilizzare materiali appartenenti alle classi A-1, A-3 e A-2 nel caso specifico. Pertanto prima di procedere alla realizzazione delle opere stradali e dei parcheggi si consiglia una asportazione del terreno vegetale per almeno 60 nelle porzioni a frazione granulometrica più grossolana (dominante litologica sabbiosa o caratterizzata da terreni di riporto incoerenti) mentre dovrà essere approfondita ad almeno 80 cm nelle porzioni argillose soggette al oscillazioni volumetriche con le variazioni di umidità. In seguito si potrà procedere al rifacimento dello strato di sottofondo a partire da un piano di imposta costipato, con mezzi meccanici idonei, al 95% della densità max. delle prove Proctor (AASHO modificato) e, comunque, a valori non inferiori dell'85%.

Per il dimensionamento della sovrastruttura stradale si potranno adottare metodi quali prove C.B.R. in sito per la verifica della compattezza e analisi di laboratorio per l'utilizzazione di miscele idonee alle necessità locali. In particolare si consiglia un utilizzo di materiali granulari e inerti costipati alla max densità proctor onde inibire la risalita capillare che è consistente soprattutto in terreni argillosi.

9 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Da quanto emerso dal rilevamento geologico e geomorfologico generale e dalla campagna geognostica condotta, si ritiene non sussistano problemi di edificabilità nell'area pianeggiante oggetto di piano particolareggiato ai margini della quale sorgono, a nord ovest ed a sud est, aree già urbanizzate ed edificate nonché occupate da manufatti che incidono anche in maniera rilevante sui terreni di fondazione del sottosuolo.

A seguito delle verifiche e delle valutazioni condotte nella presente relazione è possibile sintetizzare i consigli e le raccomandazioni più importanti di cui i progettisti potranno tener conto in fase di progettazione definitiva/esecutiva delle opere:

- Non sussiste pericolo di esondabilità per tempi di ritorno fino a 200 anni da parte del reticolo idrografico principale ovvero da parte del Deviatore Fiume Marecchia. L'area di edificazione rientri all'interno della fascia con probabilità di inondazione corrispondenti a tempi di ritorno fino a 500 anni ovvero alluvioni rare per eventi estremi (scarsa probabilità – P1). Il comparto tuttavia si colloca all'interno di un territorio caratterizzato da "alluvioni frequenti" (elevata probabilità – P3) da parte del Reticolo Idrografico Secondario;
- La presenza nel primo sottosuolo di terreni con caratteristiche geomeccaniche sufficienti fa sì che per fabbricati con strutture ordinarie si possa ipotizzare, in prima battuta e dal punto di vista statico, l'utilizzo di fondazioni dirette con piano di posa e collocato al di sotto del livello superficiale ad una profondità minima di ml -1.0 dal piano campagna originario in funzione dello spessore che il livello superficiale (litotipo V) localmente possiede. Tuttavia avendo individuato un pericolo di liquefazione molto alto ciò consiglierebbe, almeno per i fabbricati residenziali, di "procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non liquefacibile" con fondazioni profonde.

In ogni caso a livello di progettazione esecutiva così come inteso dalla vigente normativa sulle costruzioni (NTC 2018) la scelta della tipologia fondazionale o dell'approccio più adeguato rientrerà all'interno di una valutazione complessiva da parte del progettista stesso sull' *"adeguatezza dei margini di sicurezza nei confronti della liquefazione"* in rapporto alle caratteristiche prestazionali delle opere da realizzare.

- Siccome il Piano Particolareggiato prevede la realizzazione di fabbricati con piano interrato la profondità di imposta ipotizzabile sarà compresa tra -3.0 e -4.0 mt dal piano campagna. In questo caso le fondazioni dovranno essere opportunamente dimensionate e rese "scatolari" in modo da resistere alle sotto spinte idrostatiche della falda freatica in base al massimo innalzamento prevedibile.
- Le opere di scavo per la costruzione del piano interrato andranno ad interferire, probabilmente, con la falda che in zona è vicina alla superficie. Considerata la distanza compresa tra 20 e 30 mt dai fabbricati previsti all'interno del P.P. si ritiene remota la possibilità di dover ricorrere ad opere di sostegno delle pareti di scavo con abbassamento della falda alla profondità minima indispensabile all'operatività di cantiere e per il tempo strettamente necessario al completamento delle opere. Tuttavia la opportunità di adottare sistemi di contenimento provvisori e/o definitivi andrà valutata in fase di progettazione definitiva/esecutiva in funzione delle profondità e dei tempi prevedibili con scavo aperto, con particolare attenzione nelle situazioni più critiche se lo scavo verrà effettuato vicino ad altri manufatti.

Pertanto alla luce di quanto sopra esposto si ritiene non sussistano problemi legati alla realizzazione di opere all'interno del Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata e di conseguenza, dal punto di vista geologico/geomorfológico ed idrogeologico si esprime parere favorevole di fattibilità relativamente alle opere previste.

Riccione, luglio 2022

Protocollo N.0260767/2023 del 25/07/2023

'Class. ' 010.009001

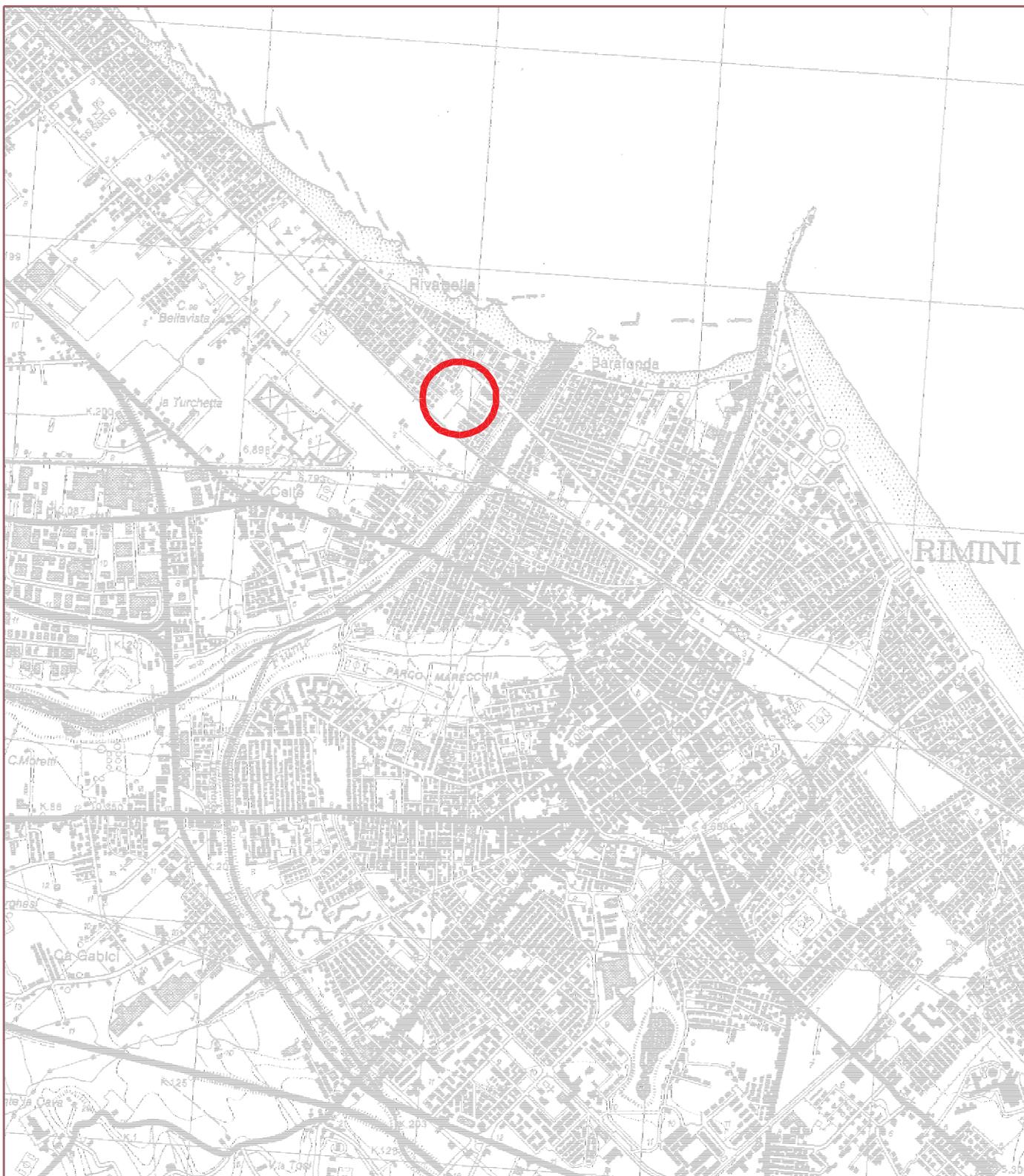
Firmatario: Fabio Vannoni

Allegato N.6: ELAB.3 - INDAGINE GEOLOGICA -AGGIORNAMENTO05 2023.PDF

ALLEGATI

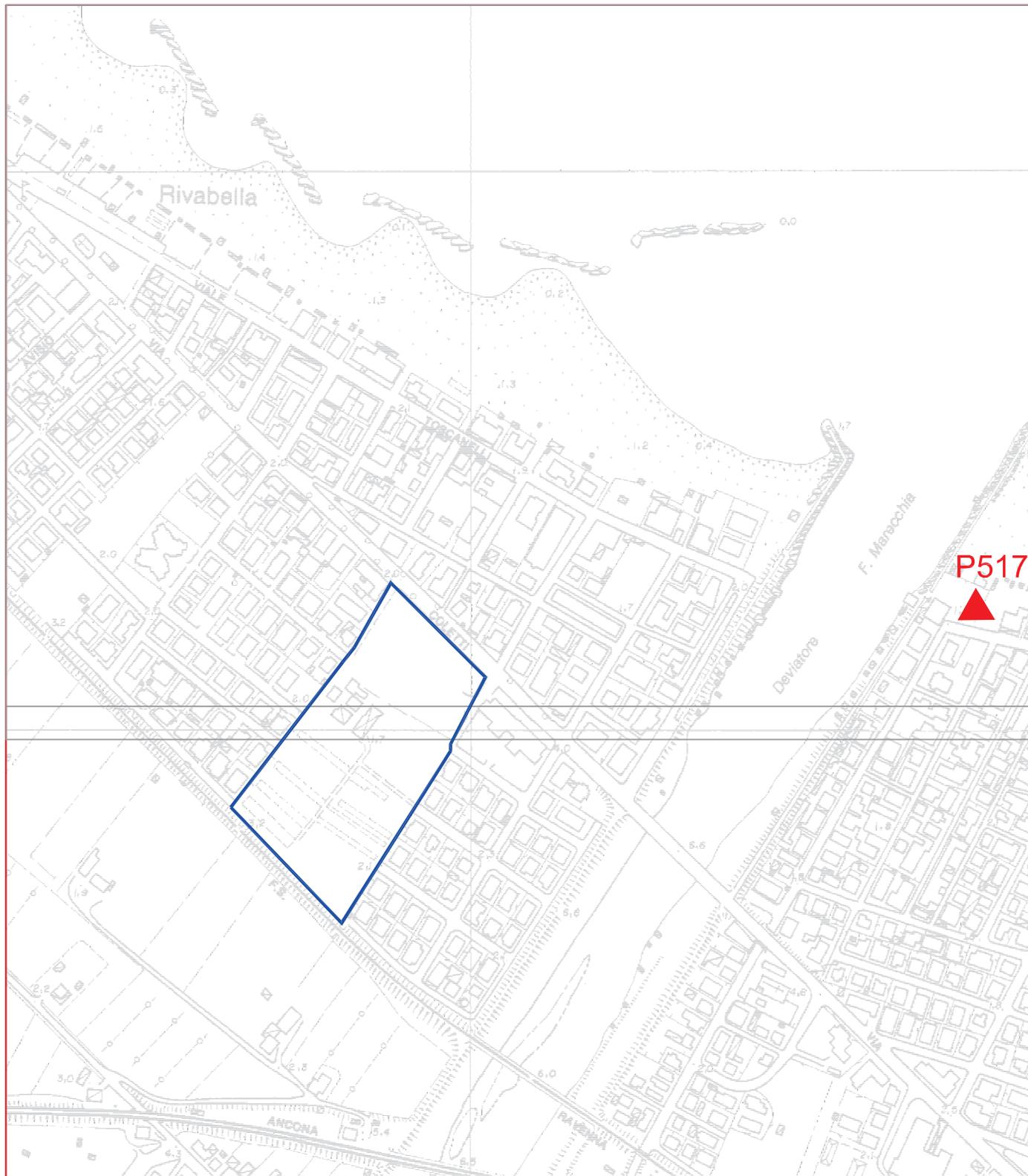
Allegato n. 1

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO



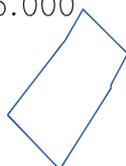
Allegato n. 1

C O R O G R A F I A



C.T.R. SCALA I: 5.000

FOGLIO 256 RIMINI - ELEMENTI II2 RIMINI, III RIVABELLA



Area di studio

P517 ▲ Ubicazione profilo stratigrafico banca dati RER



Studio di Geologia

GEOPROG'ET

UBICAZIONE PROVE IN SITO

Allegato n.3

SCALA 1 : 1000

rif. 2649



Sarà previsto il riforzamento strutturale degli attraversamenti in corrispondenza dello scalo binario "Matrice Spole".

COMUNE DI RIMINI

REPUBBLICA **LEGENDA** **Attestato di documento Firmato Digitalmente ai sensi artt 20 e 22 DL 82/2005"**

PROTOCOLLO N. 0260767/2023 del 25/07/2023

Classificazione: **CPT168** **PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT CON PUNTA MECCANICA DA BANCA DATI PSC-RUE**

Firmatario: **FABRO**

Allegato N.6: **ELAB.3 - INDAGINE GEOLOGICA - AGGIORNAMENTO 2023 - PDF**

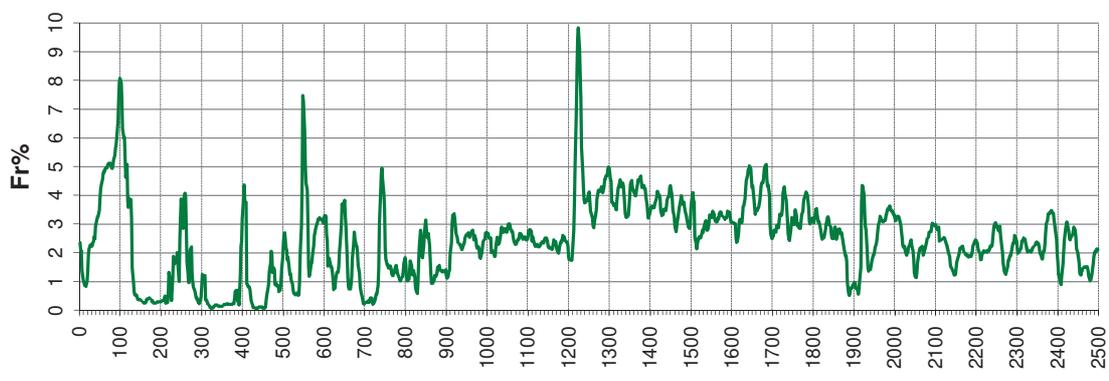
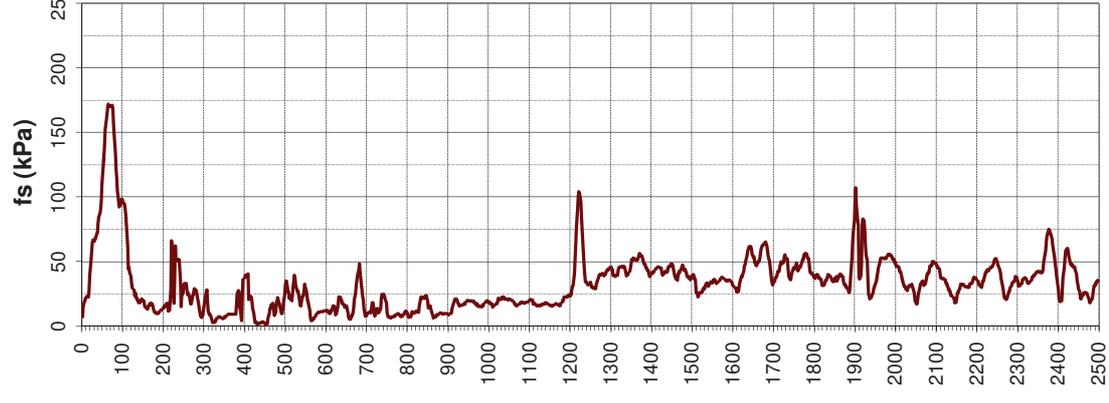
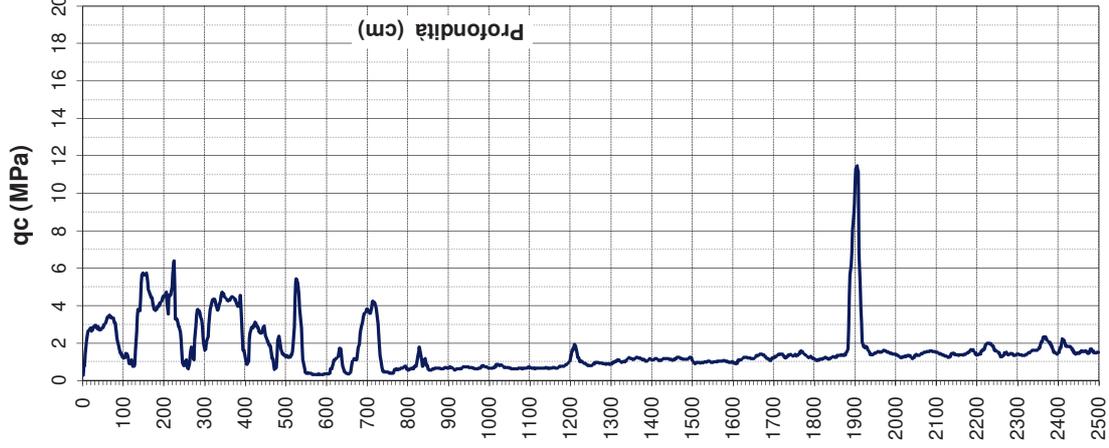
CPTU1 **PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PIEZOCONO E PUNTA ELETTRICA**

"Riproduzione Cartacea di documento Firmato Digitalmente ai sensi artt 20 e 22 Dl 82/2005"

Protocollo N. 0260767/2023 del 25/07/2023
 Class. : 010.009001
 Firmatario: Fabio Vannoni
 Allegato N.6: ELAB.3 - INDAGINE GEOLOGICA -AGGIORNAMENTO05_2023_.PDF

DIAGRAMMI DI RESISTENZA e CLASSIFICAZIONE

Comm.: CIBE CASA S.r.l	Prova: CPTu 1	Livello di Falda : -	metri da p.c.
Località : Rivabella (RN)	Latitudine: 44.073328	Livello piezometrico: 1.80	metri da p.c.
Indirizzo : Via Coletti	Longitudine: 12.557287	Data di indagine : 22 giugno 2022	



"Riproduzione Cartacea di documento Firmato Digitalmente ai sensi artt 20 e 22 Dl 82/2005"

Protocollo N. 0260767/2023 del 25/07/2023

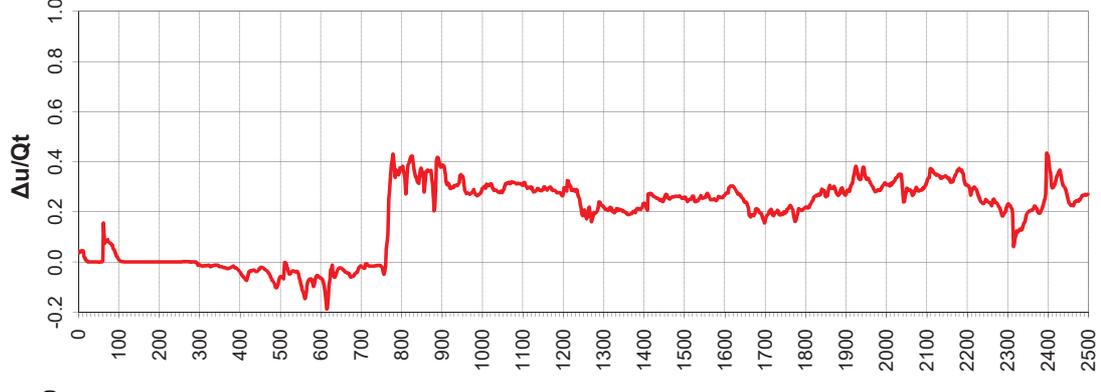
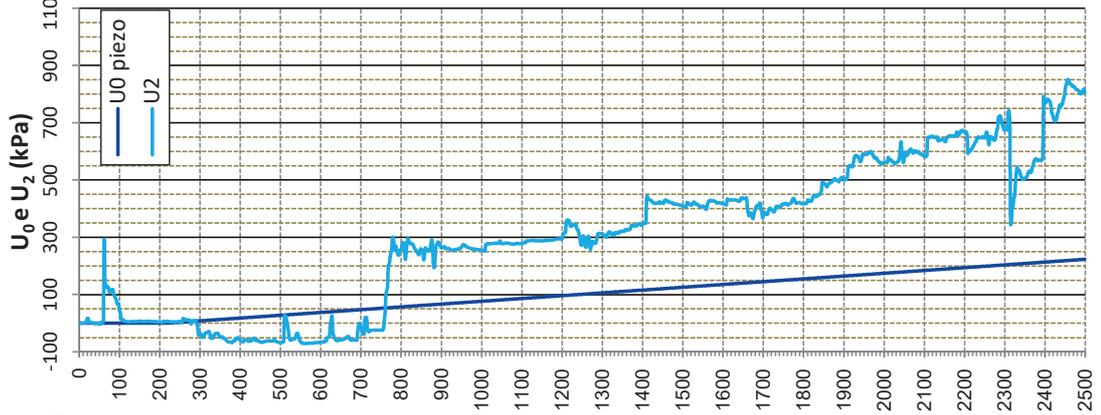
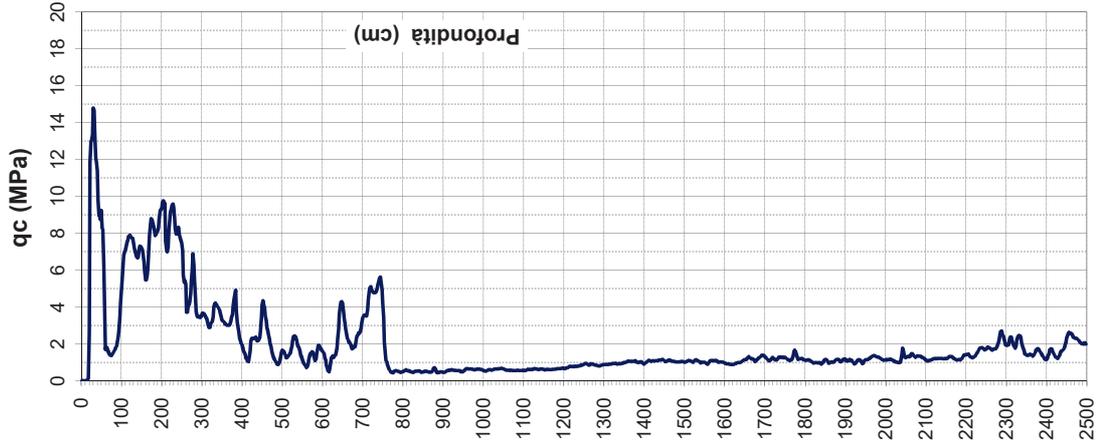
Class. : 010.009001

Firmatario: Fabio Vannoni

Allegato N.6: ELAB.3 - INDAGINE GEOLOGICA -AGGIORNAMENTO5 2023 .PDF

DIAGRAMMI DI RESISTENZA e CLASSIFICAZIONE

Comm.: CIBE CASA S.r.l	Prova: CPTu 2	Livello di Falda : -	metri da p.c.
Località : Rivabella (RN)	Latitudine: 44.07416	Livello piezometrico: 2.20	metri da p.c.
Indirizzo : Via Coletti	Longitudine: 12.557093	Data di indagine : 22 giugno 2022	



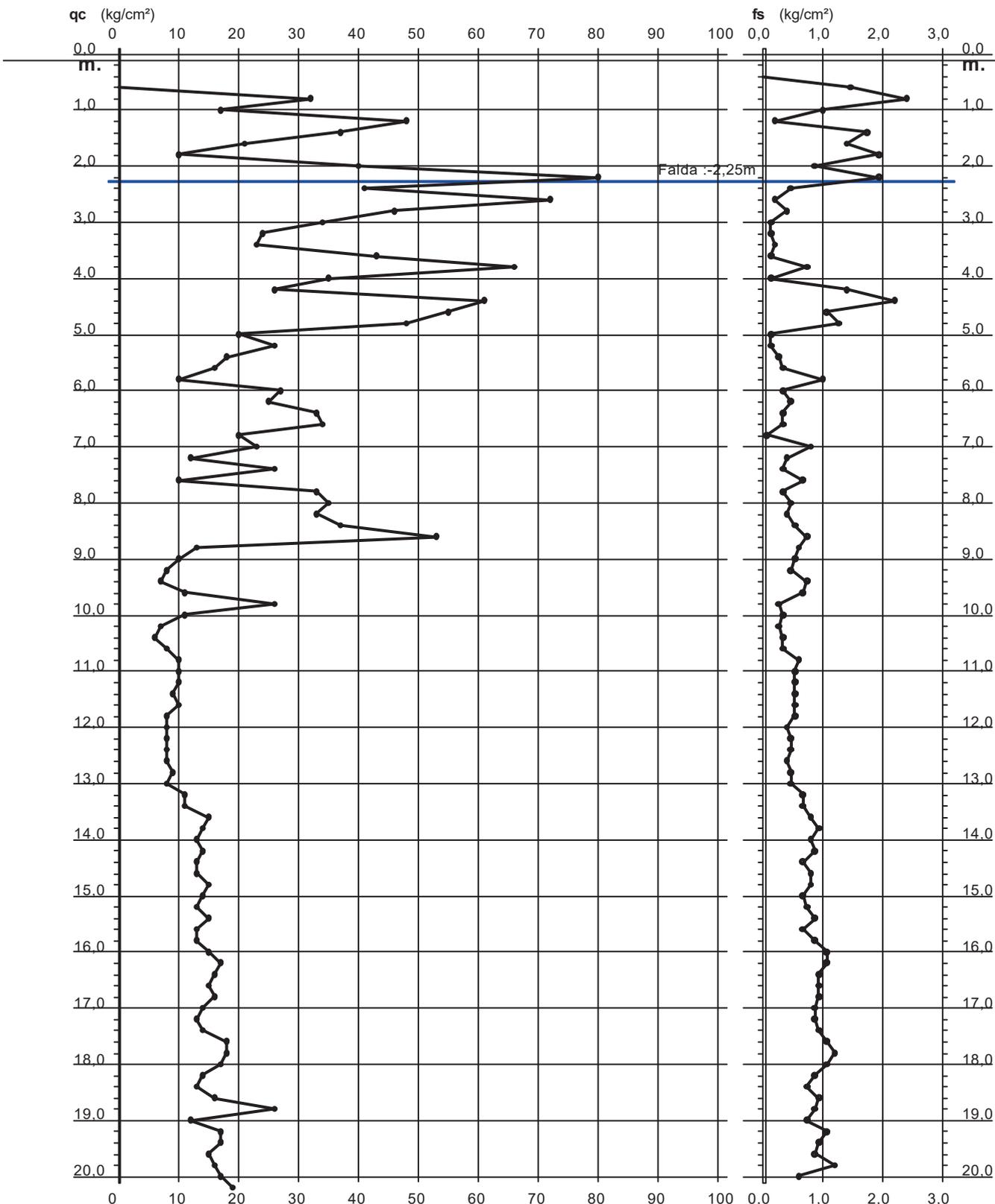
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

70

CPT 15

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

- data : 26/03/2002
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : -2,25 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100

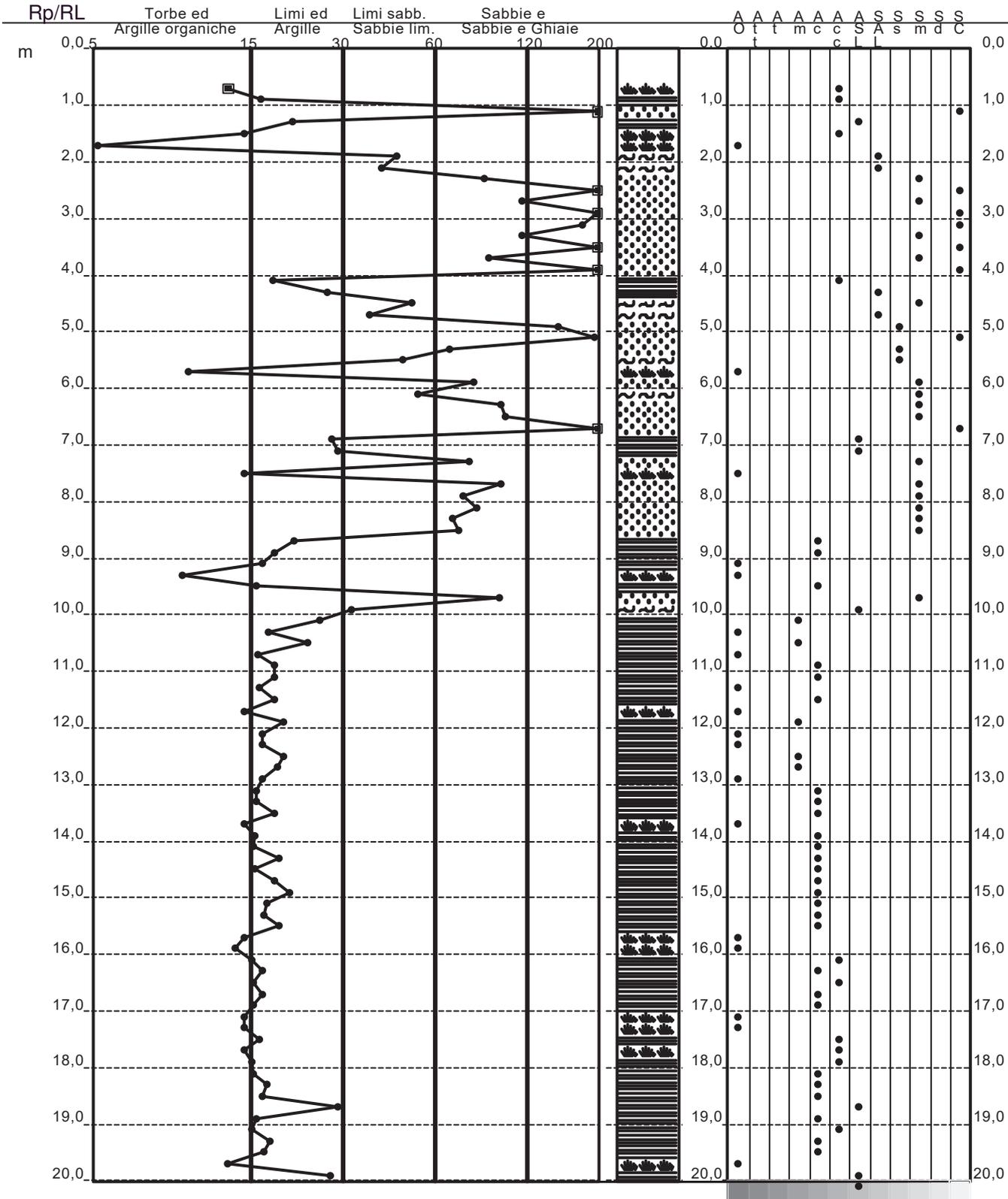


PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 15

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

- data : 26/03/2002
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda :-2,25 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 100



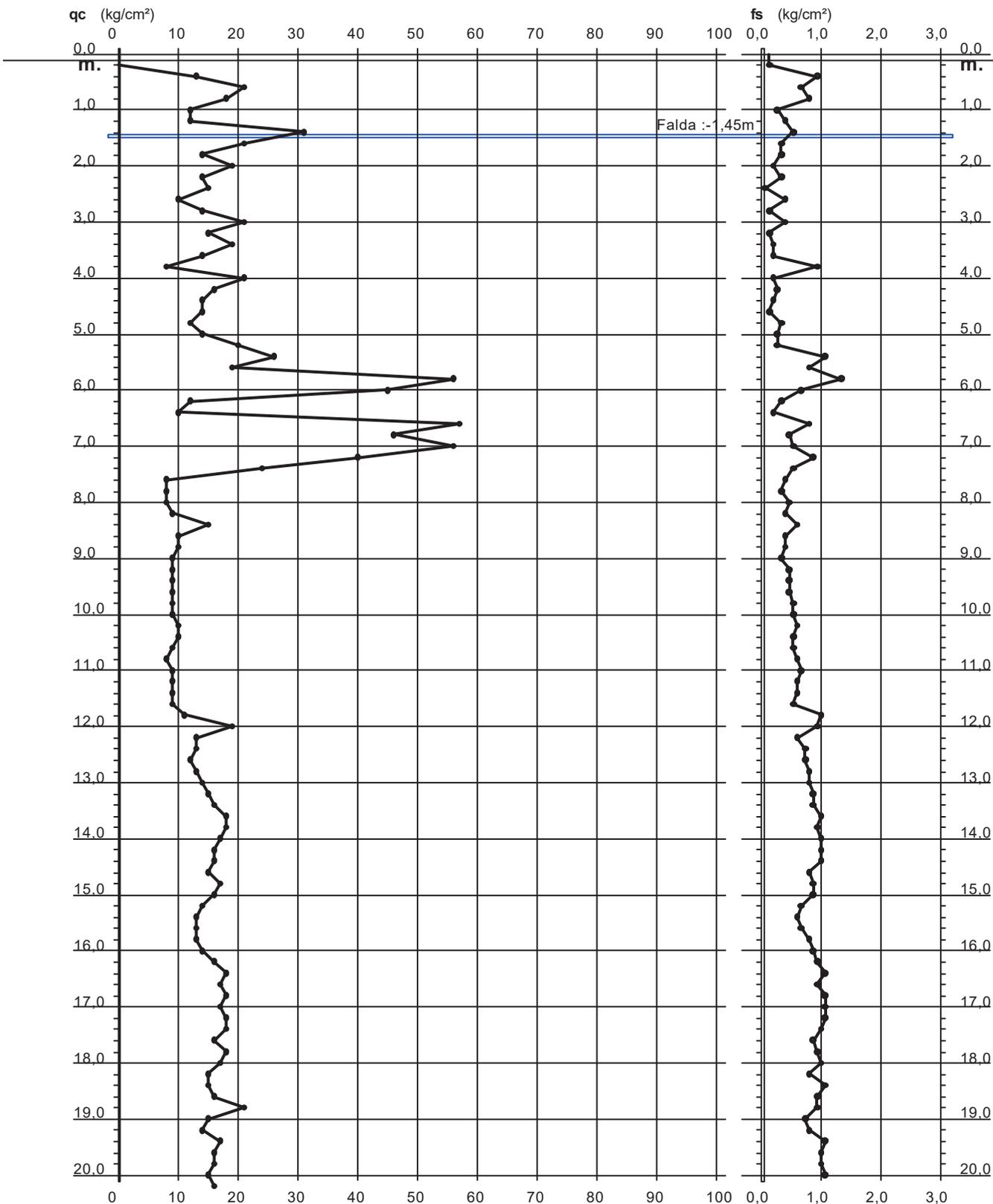
**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

64

CPT 20

- committente : Comune di Rimini
 - lavoro : Variante urbanistica Rimini Nord
 - località : Rivabella (RN) area comp. tra via Coletti e FS RA-RN
 - note :

- data : 26/03/2002
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : -1,45 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 100

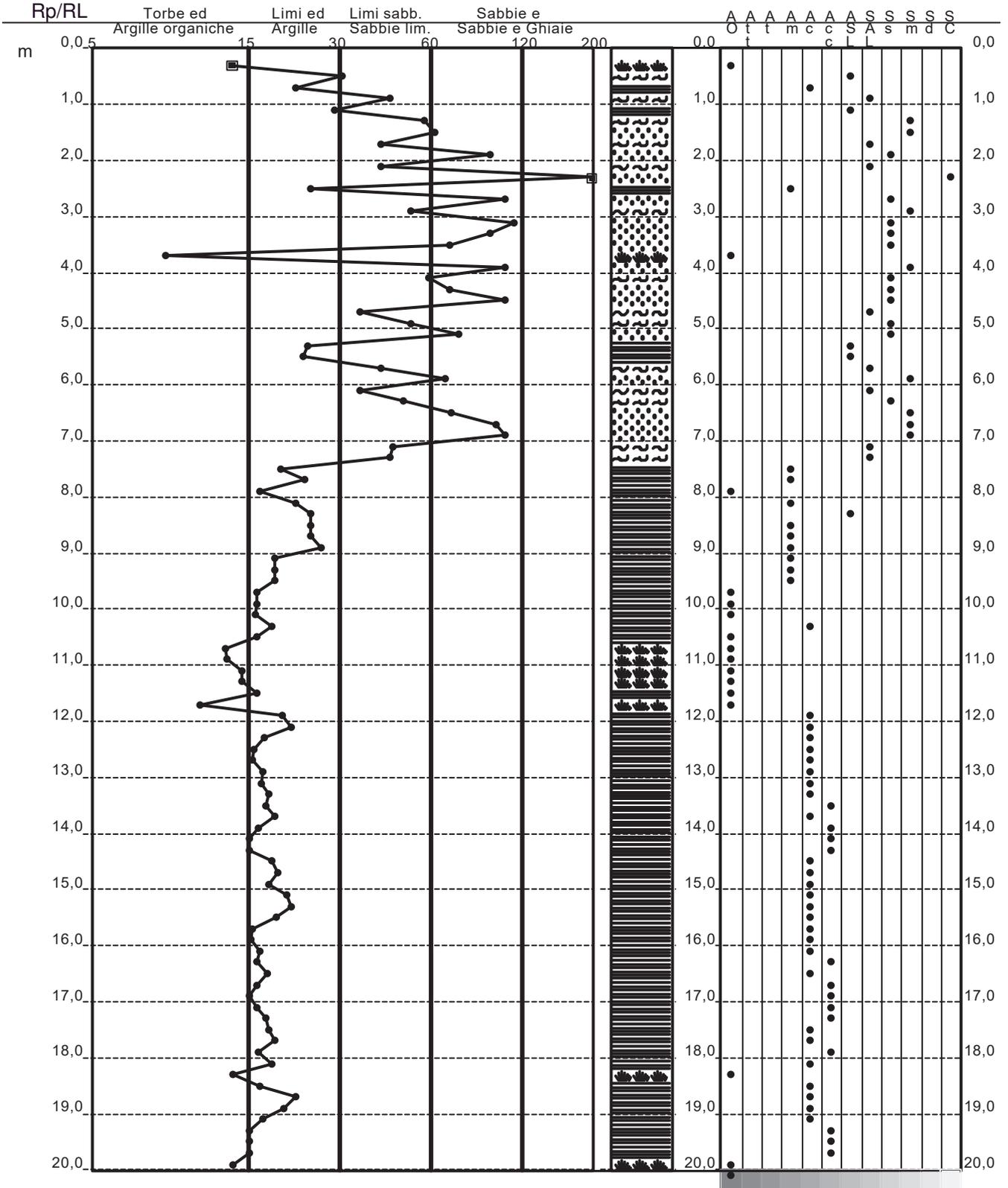


**PROVA PENETROMETRICA STATICA
VALUTAZIONI LITOLOGICHE**

CPT 20

- committente : Comune di Rimini
 - lavoro : Variante urbanistica Rimini Nord
 - località : Rivabella (RN) area comp. tra via Coletti e FS RA-RN
 - note :

- data : 26/03/2002
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda :-1,45 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 100



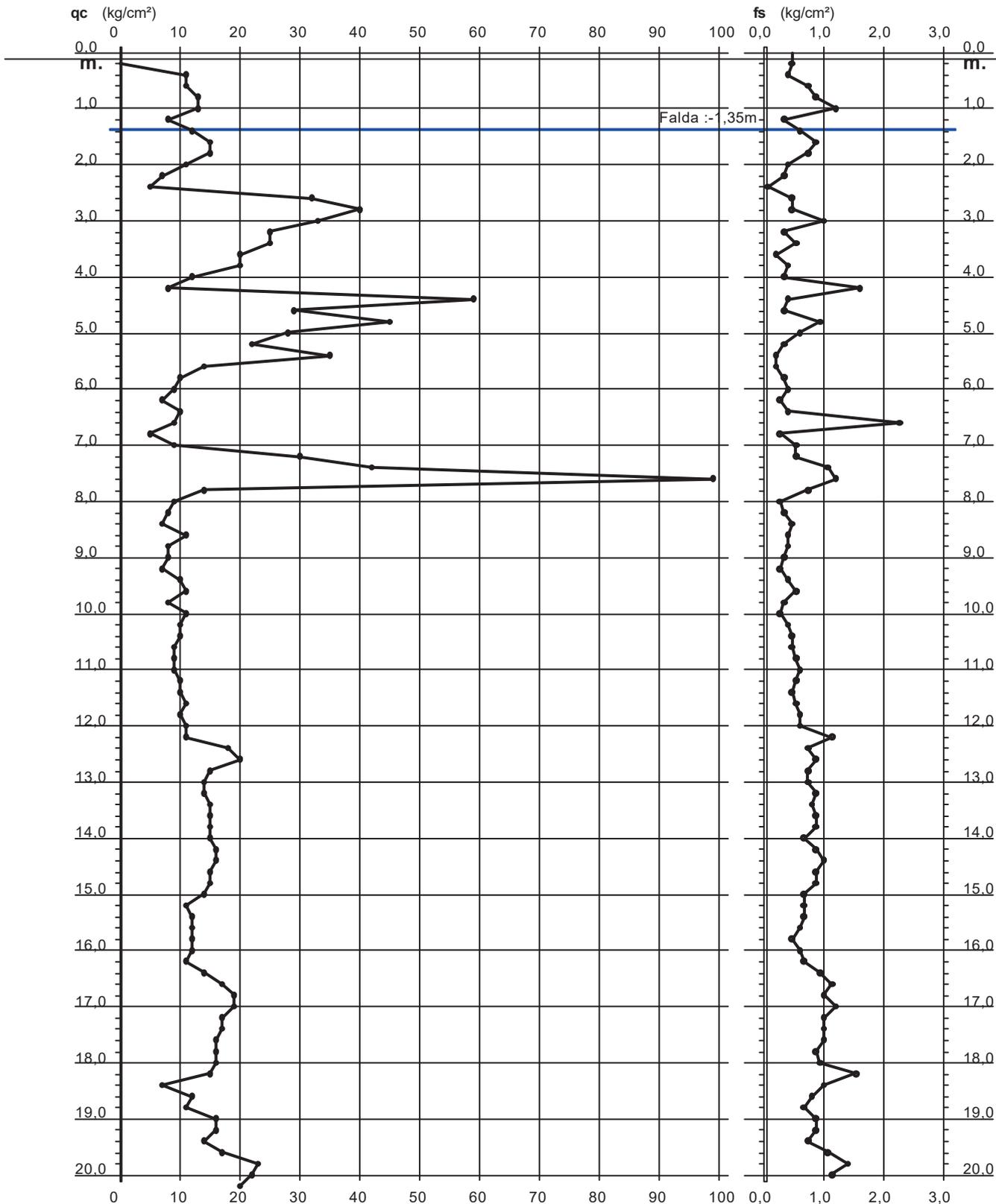
PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 68

DIAGRAMMA DI RESISTENZA

- committente : Comune di Rimini
 - lavoro : Variante urbanistica Rimini Nord
 - località : Rivabella (RN) area comp. tra via Coletti e FS RA-RN
 - note :

- data : 26/03/2002
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : -1,35 m da quota inizio
 - scala vert.:1 : 100



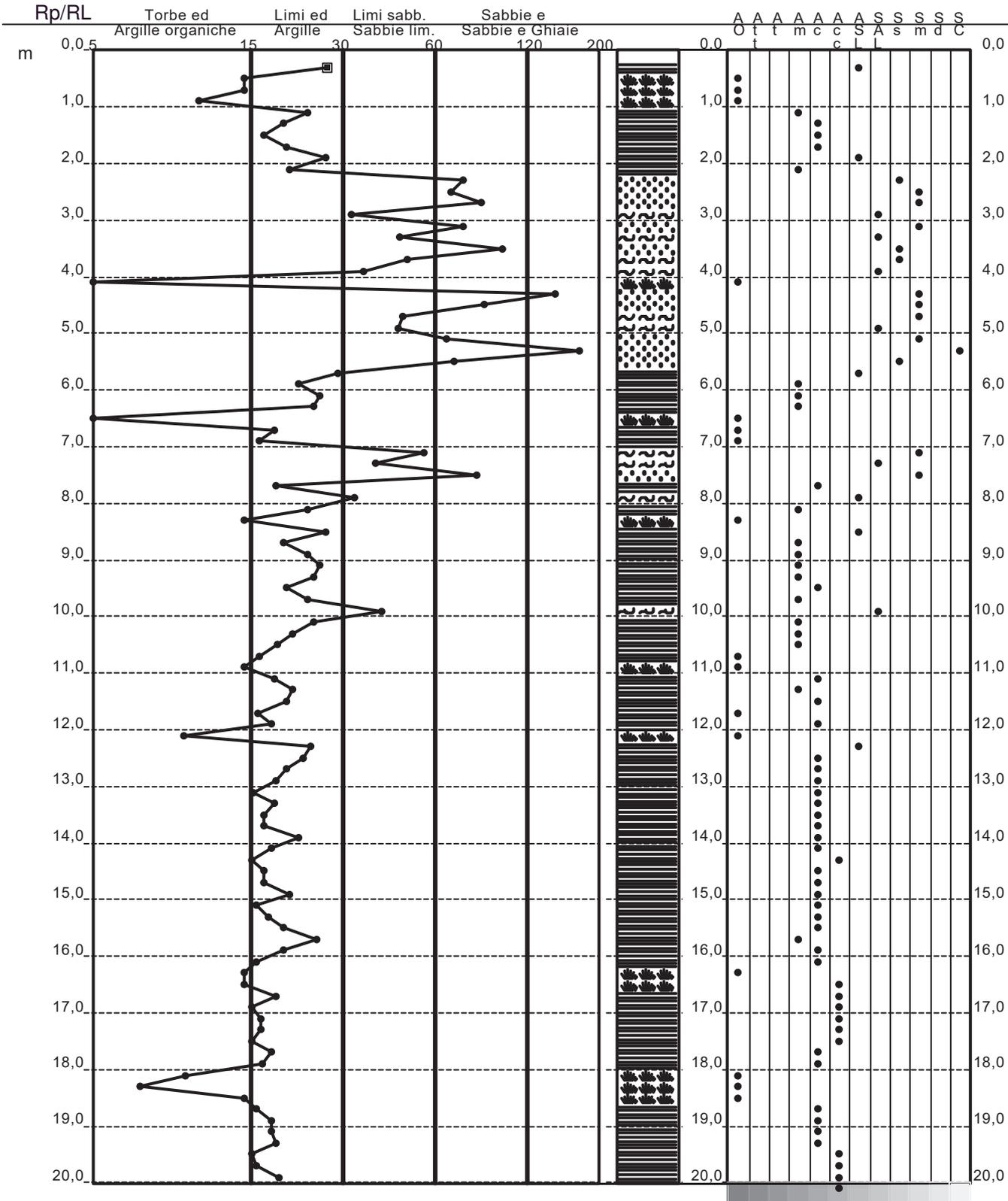
PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 68

VALUTAZIONI LITOLOGICHE

- committente : Comune di Rimini
 - lavoro : Variante urbanistica Rimini Nord
 - località : Rivabella (RN) area comp. tra via Coletti e FS RA-RN
 - note :

- data : 26/03/2002
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda :-1,35 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 100



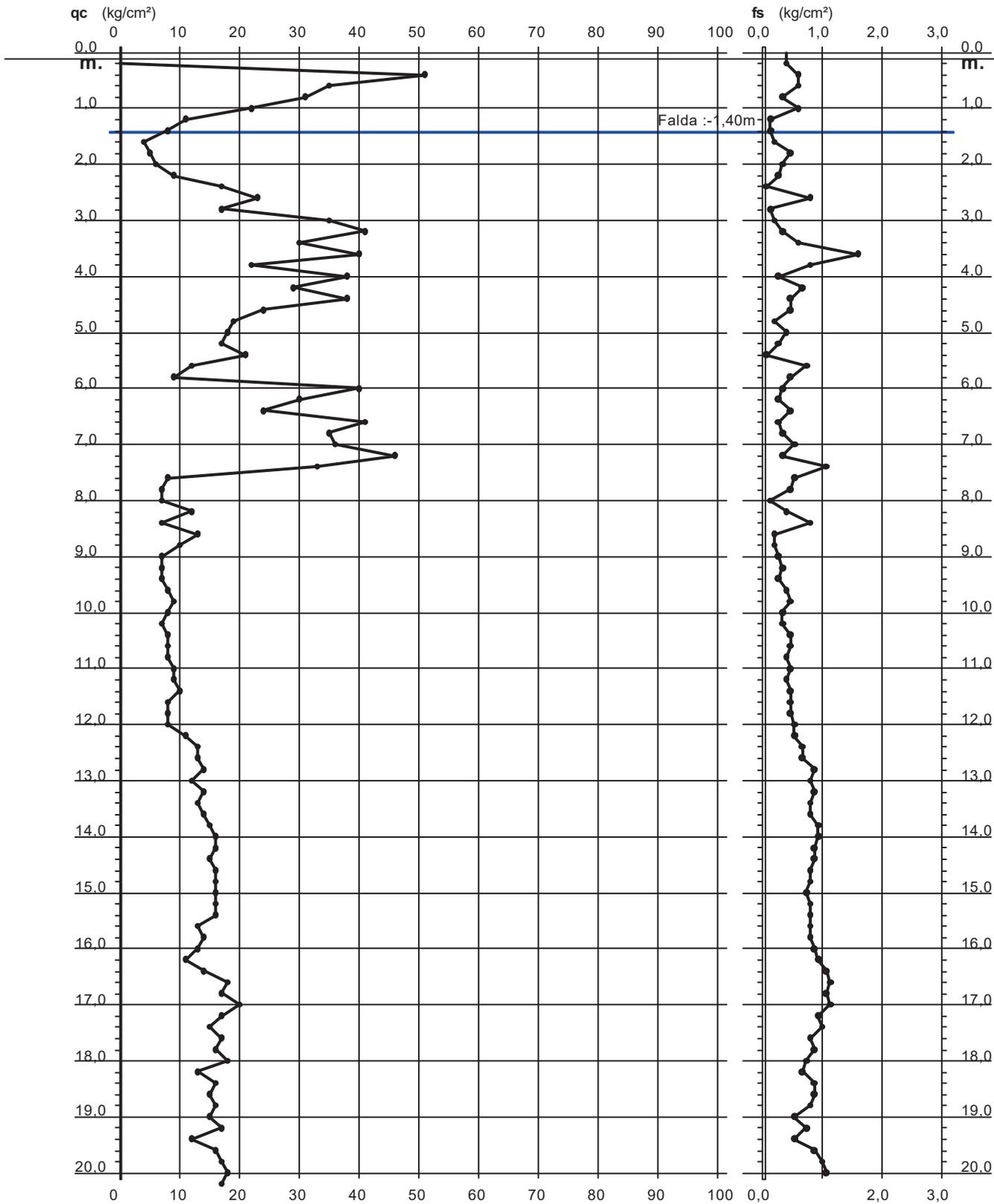
PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 69

DIAGRAMMA DI RESISTENZA

- committente : Comune di Rimini
- lavoro : Variante urbanistica Rimini Nord
- località : Rivabella (RN) area comp. tra via Coletti e FS RA-RA
- note :

- data : 26/03/2002
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : -1,40 m da quota inizio
- scala vert.:



PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 69

VALUTAZIONI LITOLOGICHE

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

- data : 26/03/2002

- quota inizio :

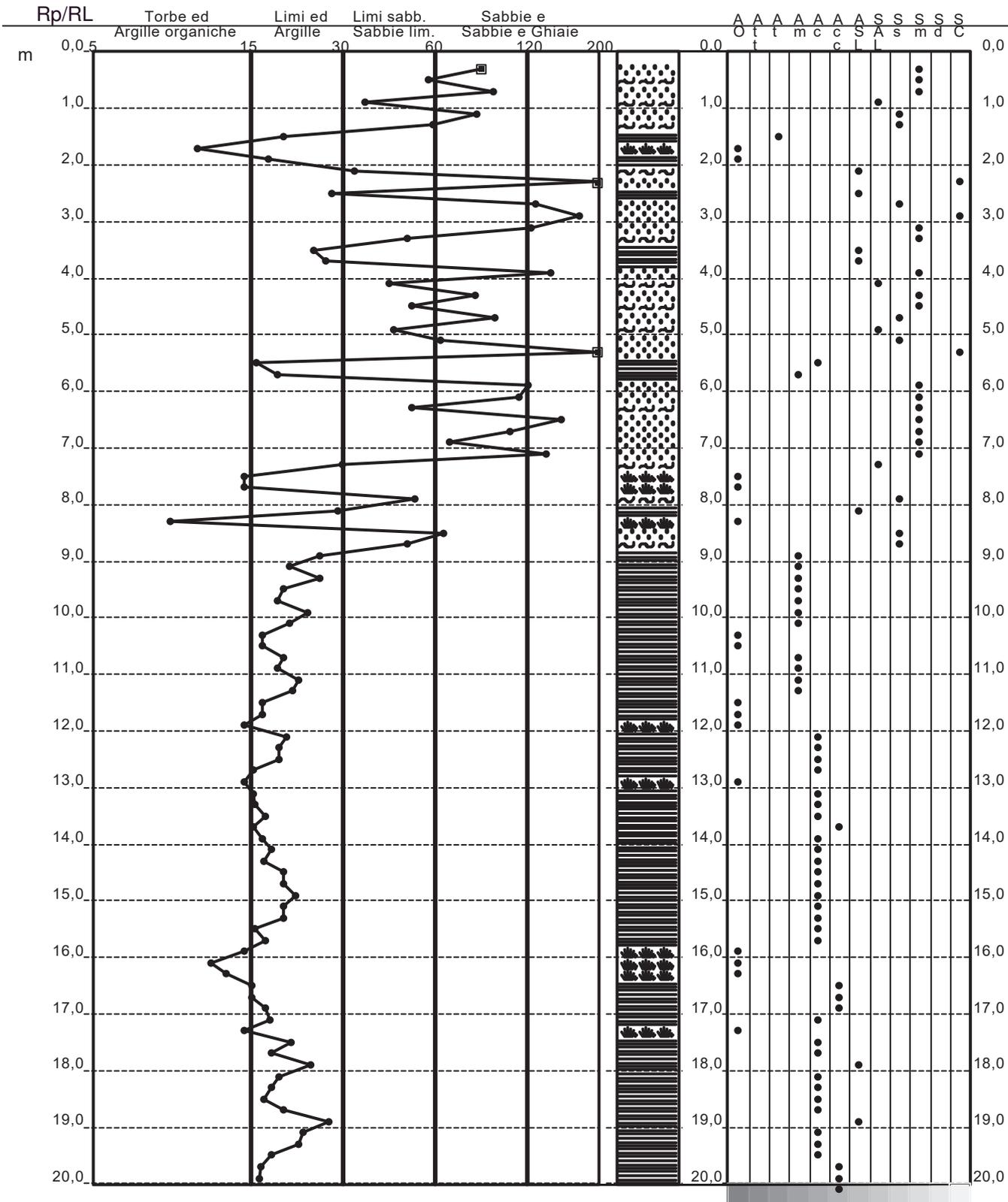
Piano Campagna

- località : Rivabella (RN) area comp. tra via Coletti e FS RA-RA

- prof. falda :-1,40 m da quota inizio

- note :

- scala vert.: 1 : 100



Allegato n. 5**DATI PLUVIOMETRICI**

Anno	Durata						
	10 min	15 min	20 min	25 min	30 min	40 min	45 min
1934							
1935							
1936			10,2				
1937		13,8			16,5		
1938		11,0					
1939			16,6			23,6	
1940	12,0						
1941					20,0		
1942					23,0		
1943					15,0		
1944							
1945							
1946					20,0		
1947							
1948					26,0		
1949					34,8		
1950					32,4		
1951				14,0	19,6		
1952			17,4	14,2			52,2
1953	10,0		16,0				
1954							
1955			12,0				32,0
1956							
1957		14,2	21,4				
1958							
1959			20,6				
1960			11,0		28,0		
1961		11,4	14,0		63,0		
1962			20,4				
1963			15,2	16,6		25,0	
1964		10,2	20,4		18,0		
1965		17,4					
1966		12,0	11,6				
1967		12,8	14,0				
1968			19,0				26,0
1969				12,8			
1970							
1971							
1972							48,2
1973					20,2		
1974	13,5						
1975		12,4				26,4	
1976					38,0		
1977					13,0		
1978					45,0		
1979					16,8		
1980			12,0				

Dati di pioggia del
Servizio Idrografico

-Stazione di Rimini-

1981				24,8	
1982		15,0			
1983				11,0	
1984				16,4	
1985				16,0	
1986					25,8
1987				13,0	
1988				12,0	
1989				29,0	
1990		7,2		9,6	
1991		9,8		15,0	
1992		12,8		15,2	
1993		9,2		10,4	
1994		8,6		11,6	
1995		8,8		14,2	
1996		12,2		15,0	
1997		10,4		20,2	
1998		10,6			

dati di pioggia forniti dal Servizio Idrografico per la stazione di Rimini

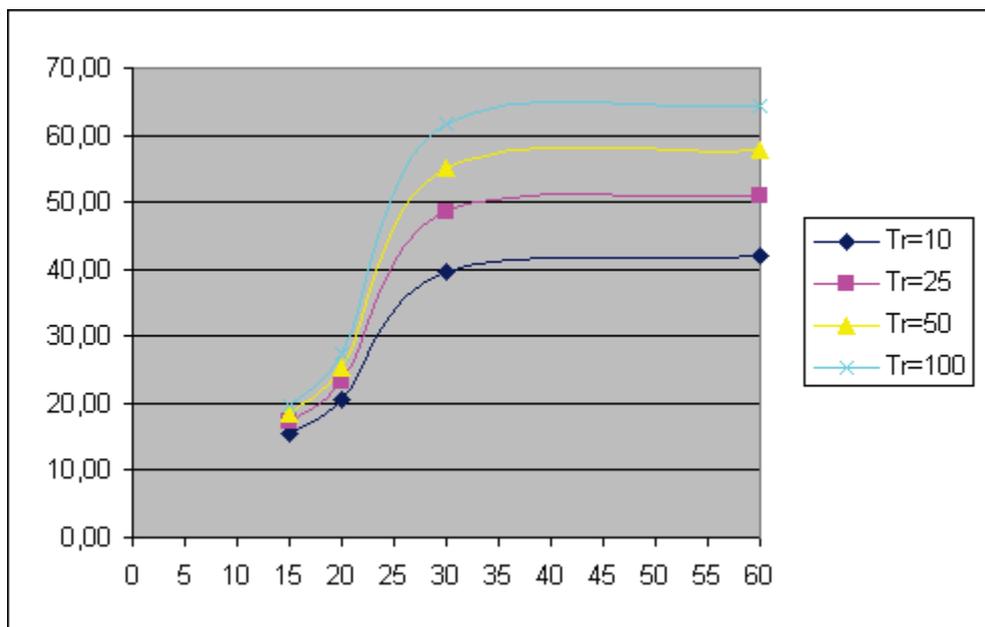
Analisi statistica dei dati di pioggia eseguita tramite il metodo di Gumbel (precipitazioni di durata inferiore a 1 ora).

Equazione curva delle precipitazioni: $H = a * t^n$

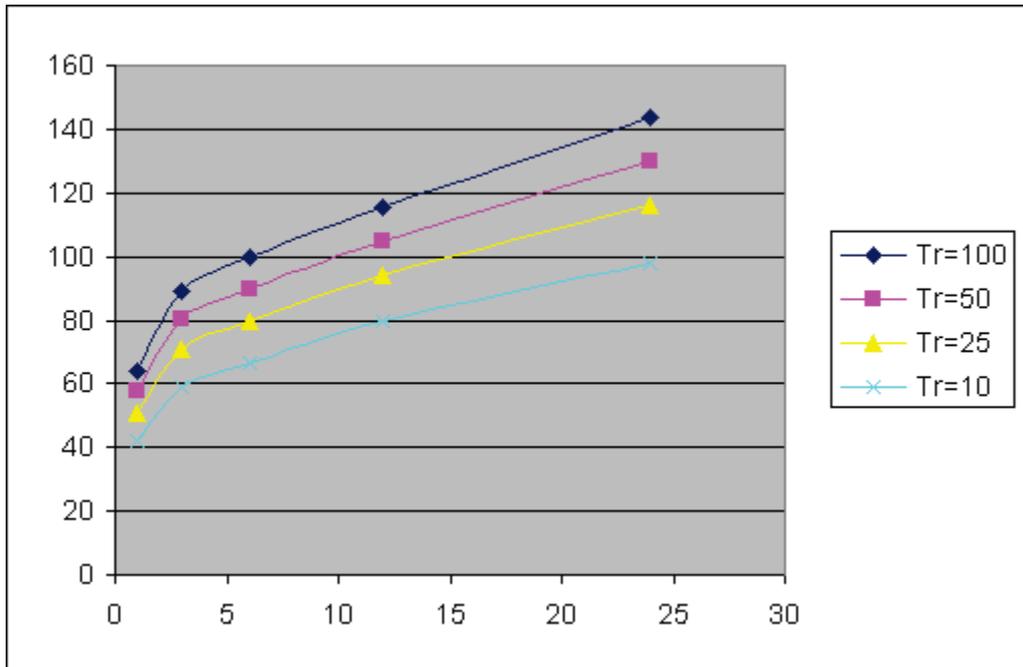
H = altezza precipitazione (in mm)

t = tempo durata precipitazione (in ore)

	15	20	30	60
	15 min	20 min	30 min	60 min
Tr=100	19,54	27,29	61,74	64,22514
Tr=50	18,37	25,28	55,15	57,63954
Tr=25	17,19	23,25	48,52	51,00496
Tr=10	15,60	20,52	39,59	42,06174



	ORE				
	1	3	6	12	24
Tr=100	64,23	89,25	99,48	115,72	143,44
Tr=50	57,64	80,22	89,76	105,00	129,96
Tr=25	51,00	71,13	79,95	94,21	116,37
Tr=10	42,06	58,87	66,74	79,66	98,06





Allegato N.6 - INGENIERE GEOLOGICA - AGRICOLTIVO 2023.PDF

Table with columns: Depth (m), Soil Type, SPT (blows/m), CPTU Parameters (Rf, IPI, LDI, etc.), and LSN (m). Contains detailed geotechnical data for a borehole.

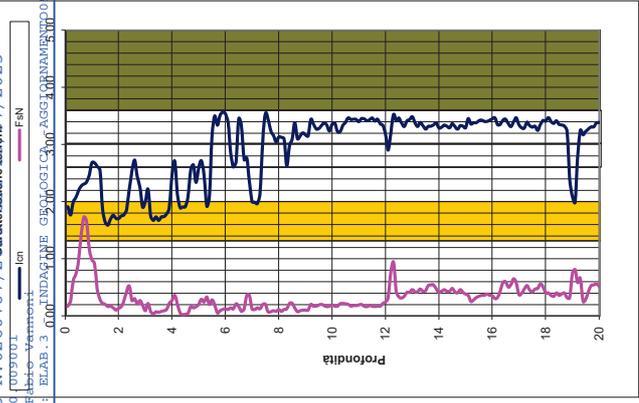
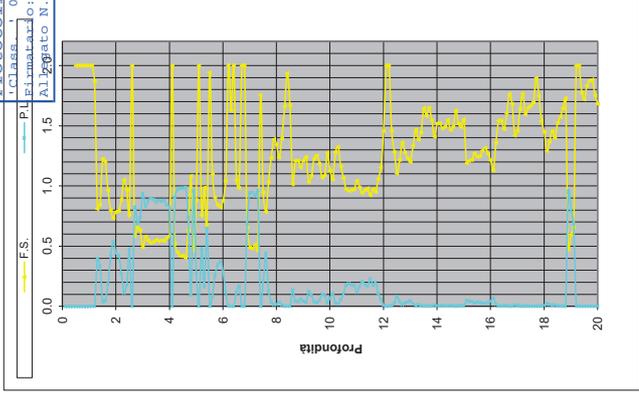
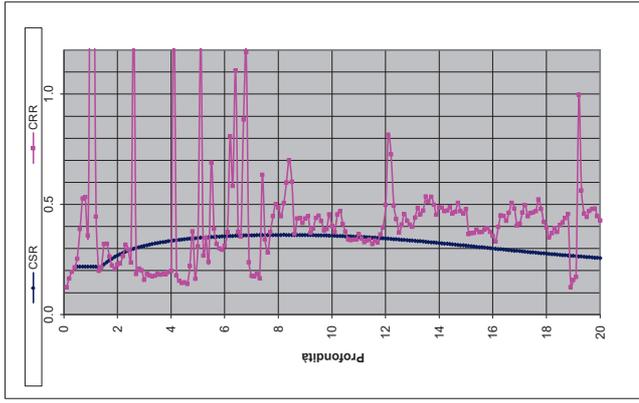
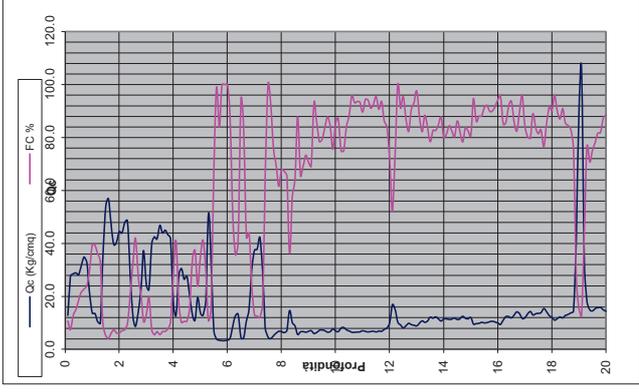
Technical specifications and notes for the CPTU test, including equipment details and measurement parameters.

Main data table for the CPTU test, listing depth, soil type, and various geotechnical parameters such as SPT, CPTU, and LSN values.

DIAGRAMMI DI RIFERIMENTO VERIFICA LIQUEFAZIONE - METODO R. & W., 2009

PROVA CPTU 1

"Riproduzione Cartacea di documento Firmato Digitalmente ai sensi artt. 20 e 22 D.L. 82/2005"

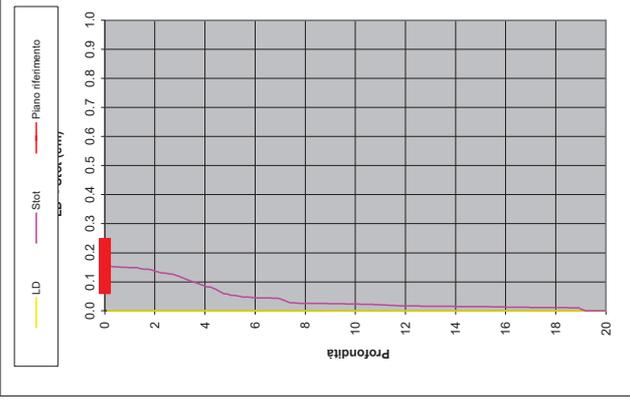
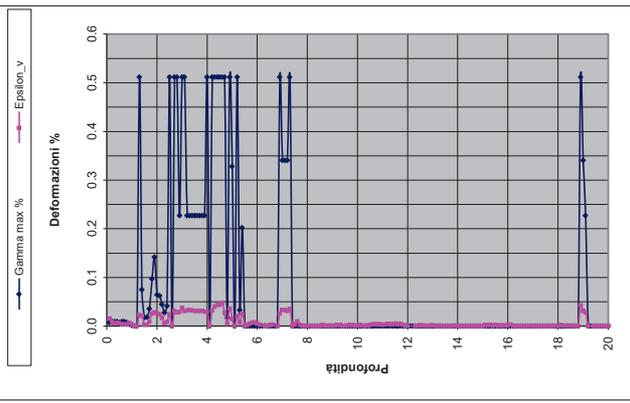
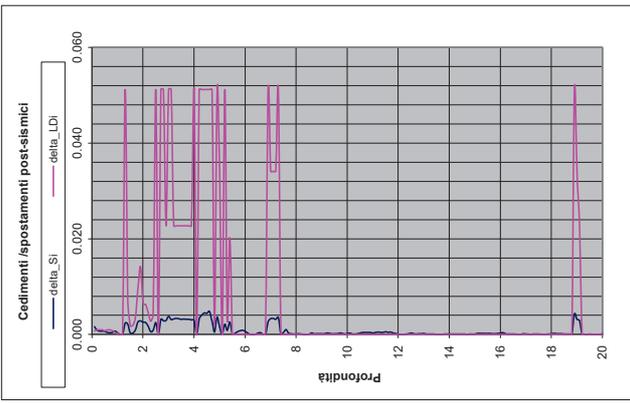
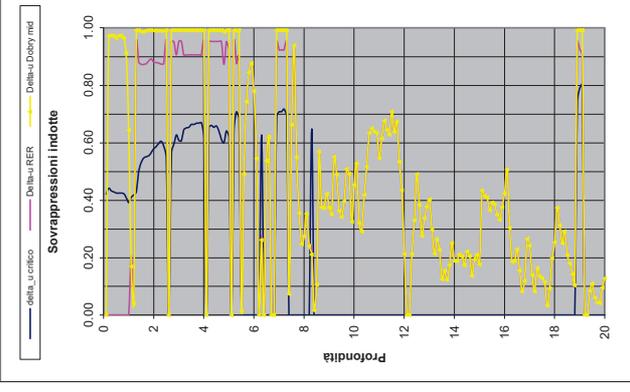


Soil Classification	Zone No.	Range of CPT Index / Values
Organic Clay Soils	2	$I_p > 3.60$
Silt Mixtures	4	$2.60 < I_p < 2.95$
Sand Mixtures	5	$2.05 < I_p < 2.60$
Sands	6	$1.31 < I_p < 2.05$
Coarsely Sands	7	$I_p < 1.31$

After Robertson and Wride (1998).
*Note: Zone number per Robertson SBT (1990).

Argille - terreni organici
 Argille - argilla/argilla limosa
 Miscela di limi - limo argilloso/argilla limosa
 Miscela di sabbie - sabbia limosa/limo sabbioso
 Sabbie - sabbie pulite/sabbie limose
 sabbie ghiaiose / sabbie dense

- LEGENDA**
- Qc = Res. alla penetraz. (Kg/cmq)
 - FC = Fine content - passante 0.074 mm (%)
 - FsN = Attrito laterale (Kg/cmq)
 - F = rapporto di frizione
 - q_{tn} = parametro di resist. alla punta normal.
 - lcn = Soil behaviour index normalized (ad)
 - q_{c1N-cs} = Resist. alla penetz. corretta all'FC e normalizzata parametro di stato
 - KH = fatt. correttivo per spessore strato (ad)
 - Rd = stress reduction coefficient (ad)
 - CN = fattore di normalizzazione per carico litostatico (ad)
 - K_σ = fatt. correttivo per sovraccarico-profondità (ad)
 - K_{σ'} = fatt. correttivo per sforzi di taglio (ad)
 - M_{SF} = magnitudo scaling factor (ad)
 - F.S. = Fattore di sicurezza (CRR/CSR con correzioni) (ad)
 - CSR = Cyclic Stress ratio (ad)
 - CRR = Cyclic Resistance Ratio (ad)
 - P.L. = Probabilità di liquefazione (ad)
 - IMPL = Indice di potenziale di liquefazione (ad)
 - ymax = deformazione di taglio massima indotta dal sisma (%)
 - ε_v = vertical reconsolidation strain
 - Asi = cedimento residuo dello strato (mt)
 - Su = Su / σ'vc resistenza totale non drenata - strati coesivi (ad)
 - Sur = Sur / σ'vc resistenza totale residua non drenata - strati coesivi (ad)
 - q_{c1N-sr} = Resist. alla penetz. corretta all'FC e normalizzata
 - Sr = Sr / σ'vc resistenza residua - strati incoerenti (ad)
 - RUC = Au/σ'vc critico - stima sogliata innescio fenomeni di instabilità/liquefazione
 - Au RER = Au/σ'vc sovraespressioni circ. 112/2007 - tabella 2 R.E.R.
 - Au Dobry M. = Au/σ'vc Dobry et al. 1984 "mean" x sabbie-Robertson '09 x argille
 - Au Dobry L. = Au/σ'vc Dobry et al. 1984 "lower bound" x sabbie-Robertson '09 x argille
 - Au Dobry U. = Au/σ'vc Dobry et al. 1984 "upper bound" x sabbie-Robertson '09 x argille
 - Stot = Cedimento post-sismico totale (mt)
 - LDI = Lateral Displacement Index (mt)
 - D_r = Densità relativa (ad)
 - φ = angolo di attrito interno (deg)
 - OCR = rapporto di sovraconsolidazione (sabbie e argille) (ad)
 - S_i = coefficiente di sensibilità delle argille (ad)
 - LSN = Liquefaction Severity Number (ad)



LSN Range	Expected ground surface damage
0-1	Little to no expression of liquefaction, minor effects.
1-2	Minor expression of liquefaction, some sand boils.
2-3	Moderate expression of liquefaction, with some sand boils and structural damage.
3-4	Moderate to severe expression of liquefaction, settlement can cause structural damage.
4-5	Major expression of liquefaction, settlements and damage to ground surface, severe total and differential settlements of structures.
6-8	Severe damage, extensive evidence of liquefaction as surface, severe total and differential settlements affecting structures, damage to services.

*From IBC report Liquefaction Vulnerability Study

Probability	Description of the risk of liquefaction-induced ground failure
0.9 - P ₀	extremely high to absolutely certain
0.7 - P ₀ ≤ 0.9	high
0.3 - P ₀ ≤ 0.7	medium
0.1 - P ₀ ≤ 0.3	low
P ₀ ≤ 0.1	extremely low to none

IPL = 12.41

PL = 40.43

LDI = 1.414 Stot = 0.155 (mt)

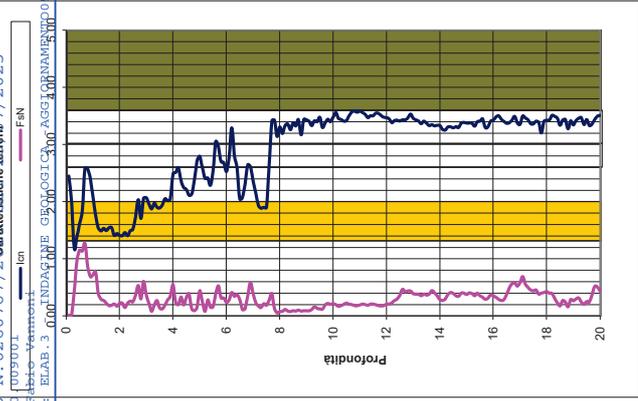
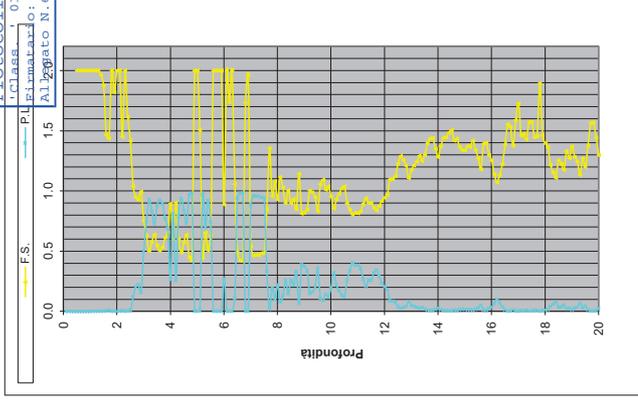
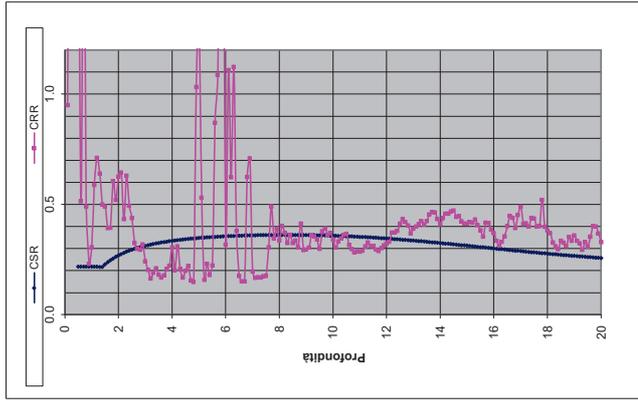
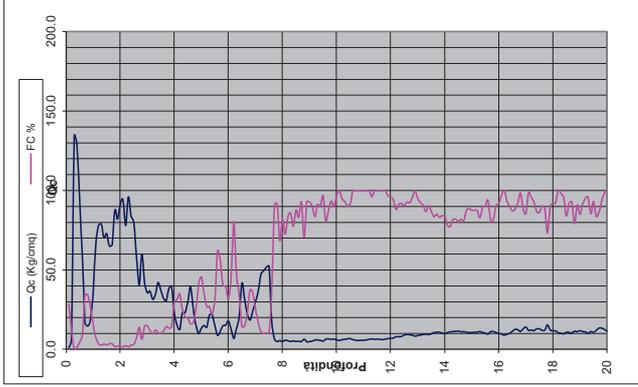
LD = 0.00 (mt)

SLiq = 6.10 (mt)

LSN = 37.77 PG = 0.98

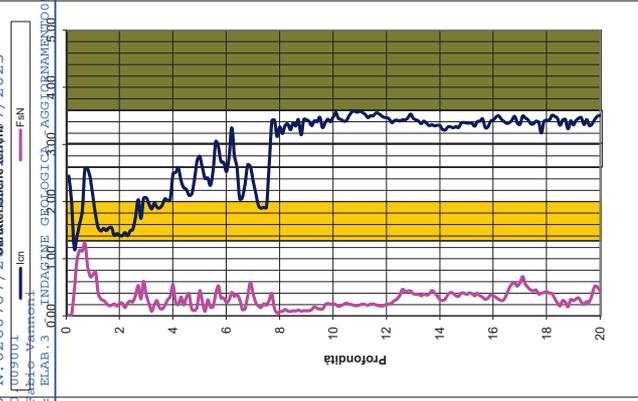
Table with 20 columns: 1-10 (C, Chy, 905, 200, 100, 348, na, na), 11-20 (0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00). Includes a redacted section in the middle.

DIAGRAMMI DI RIFERIMENTO VERIFICA LIQUEFAZIONE - METODO R. & W., 2009



PROVA CPTU 2

"Riproduzione Cartacea di documento Firmato Digitalmente ai sensi artt. 20 e 22 D.L. 82/2005"



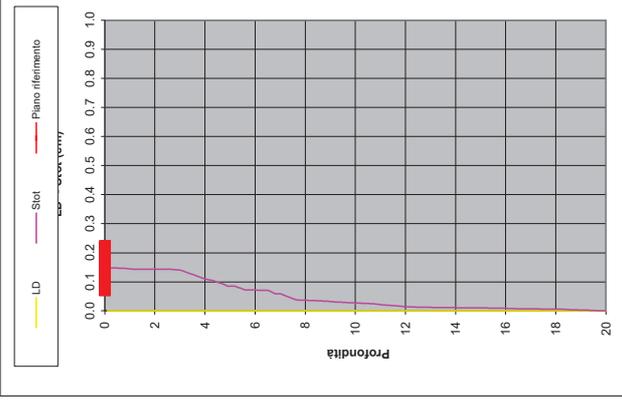
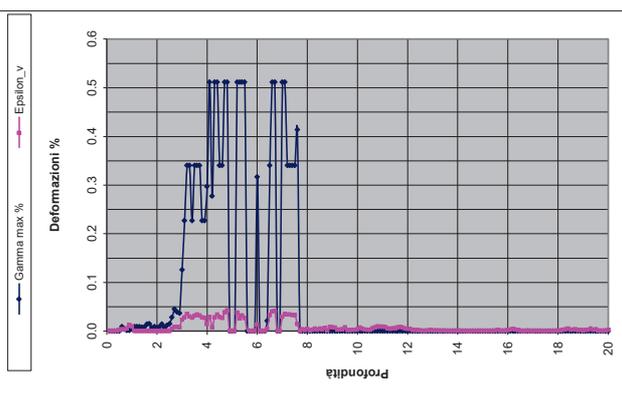
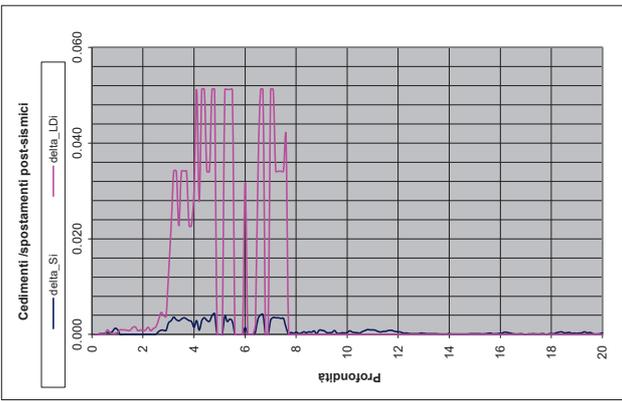
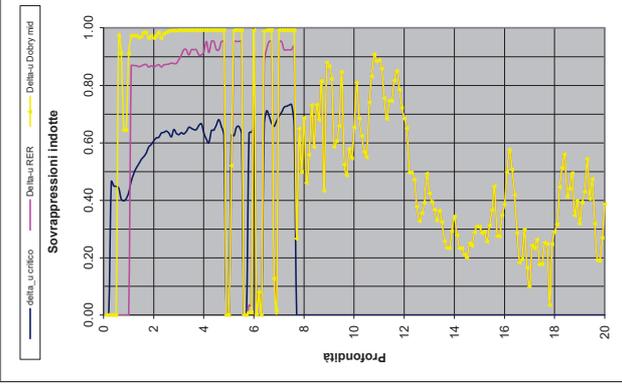
Soil Classification	Zone No.	Range of CPT Index Values
Organic Clay Soils	2	3.48 - 4.34 - 4.66
Silt Mixtures	4	2.60 - 4.1 < 2.95
Sand Mixtures	5	2.05 - 4.1 < 2.60
Sands	6	1.31 - 4.1 < 2.05
Coarsely Sands	7	1.1 < 1.31

After Robertson and Wride (1998).
*Note: Zone number per Robertson SBT (1990).

- Argille - terreni organici
- Argille - argilla/argilla limosa
- Miscela di limi - limo argilloso/argilla limosa
- Miscela di sabbie - sabbia limosa/limo sabbioso
- Sabbie - sabbie pulite/sabbie limose
- sabbie ghiaiose / sabbie dense

LEGENDA

- Qc = Res. alla penetraz. (Kg/cmq)
- FC = Fine content - passante 0.074 mm (%)
- FsN = Attrito laterale (Kg/cmq)
- F = rapporto di frizione
- qtn = parametro di resist. alla punta normal.
- lcn = Soil behaviour index normalized (ad)
- qc1Ncs = Resist. alla penetrez. corretta all'FC e normalizzata
- ξ = parametro di stato
- KH = fatt. correttivo per spessore strato (ad)
- Rd = stress reduction coefficient (ad)
- CN = fattore di normalizzazione per carico litostatico (ad)
- Kσ = fatt. correttivo per sovraccarico-profondità (ad)
- Kσσ = fatt. correttivo per sforzi di taglio (ad)
- MSP = magnitudo scaling factor (ad)
- F.S. = Fattore di sicurezza (CRR/CSR con correzioni) (ad)
- CSR = Cyclic Stress ratio (ad)
- CRR = Cyclic Resistance Ratio (ad)
- P.L. = Probabilità di liquefazione (ad)
- IMPL = Indice di potenziale di liquefazione (ad)
- ymax = deformazione di taglio massima indotta dal sisma (%)
- εv = vertical reconsolidation strain
- Asi = cedimento residuo dello strato (mt)
- Su = Su / σ'vc resistenza totale non drenata - strati coesivi (ad)
- Sur = Sur / σ'vc resistenza totale residua non drenata - strati coesivi (ad)
- qctn-sr = Resist. alla penetrez. corretta all'FC e normalizzata
- Sr = Sr / σ'vc resistenza residua - strati incoerenti (ad)
- Ruc = Δu/σ'vc critico - stima sogliata innescio fenomeni di instabilità/liquefazione
- AU RER = Δu/σ'vc sovrappressioni circ. 11/2/2007 - tabella 2 R.E.R.
- Au Dobry M. = Δu/σ'vc Dobry et al. 1984 "mean" x sabbie-Robertson '09 x argille
- Au Dobry L. = Δu/σ'vc Dobry et al. 1984 "lower bound" x sabbie-Robertson '09 x argille
- Au Dobry U. = Δu/σ'vc Dobry et al. 1984 "upper bound" x sabbie-Robertson '09 x argille
- Stot = Cedimento post-terremico totale (mt)
- LDI = Lateral Displacement Index (mt)
- Dr = Densità relativa (ad)
- θ = angolo di attrito interno (deg)
- OCR = rapporto di sovraconsolidazione (sabbie e argille) (ad)
- Sr = coefficiente di sensibilità delle argille (ad)
- LSN = Liquefaction Severity Number (ad)



LSN Range	Expected ground surface damage
0-1	Little to no expression of liquefaction, minor effects.
1-2	Minor expression of liquefaction, some sand boils.
2-3	Moderate expression of liquefaction, with some sand boils and structural damage.
3-4	Moderate to severe expression of liquefaction, settlement can cause structural damage.
4-5	Major expression of liquefaction, settlements and damage to ground surface, severe total and differential settlements of structures.
5-6	Severe damage, extensive evidence of liquefaction as surface, severe total and differential settlements affecting structures, damage to services.

*Data taken from Table 11.1 from ILL report "Liquefaction Vulnerability Study"

Probability induced ground failure	Description of the risk of liquefaction-induced ground failure
0.9 - P ₀	extremely high to absolutely certain
0.7 - P ₀ ≤ 0.9	high
0.3 - P ₀ ≤ 0.7	medium
0.1 - P ₀ ≤ 0.3	low
P ₀ ≤ 0.1	extremely low to none

IPL = 12.51

PL = 40.99

LDI = 1.344 Stot = 0.147 (mt)

LD = 0.00 (mt)

SLIQ = 6.90 (mt)

LSN = 26.11 PG = 0.98

LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI - METODO DI ROBERTSON & WRIDE, agg. 2009

I metodi semplificati di calcolo della liquefaccibilità richiedono che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie e della magnitudo di riferimento. Essi permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza (F_s), dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilabile nello strato (R) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (T). Quest'ultimo viene ricavato dalla relazione:

$$T = 0.65 \cdot A \cdot \sigma_{v0} / \sigma_{v0}' \cdot r_d$$

dove:

A = accelerazione sismica massima = A_g / g

g = accelerazione di gravità = 980.7 cm/s^2 ;

σ_{v0} = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;

σ_{v0}' = pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;

r_d = coefficiente funzione della profondità dal p.c., valutabile e consigliato secondo le seguenti relazioni:

NCEER (Idriss): $r_d = 1 - 0.00765z$ per $z \leq 9.15 \text{ m}$ $r_d = 1.174 - 0.0267z$ per $9.15 < z \leq 23 \text{ m}$

NCEER (Blake):

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.001753z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.5729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)}$$

Idriss-Golesorkhi (IB):

$$r_d = \exp(\alpha(z) + \beta(z)M)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo attesa del sisma ($M \leq 7.5$), ricavabile e consigliato con le rel.:

	Sand:	Clay:
	$MSF = 6.9 \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) - 0.058$	$MSF = 1.12 \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) + 0.828$
NCEER Idriss: $MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}}$	Idriss-Boulanger 2007: $MSF \leq 1.8$	$MSF \leq 1.13$

Il metodo di Robertson e Wride adottato permette di correlare la resistenza al taglio mobilata nel terreno ($CRR_{7.5}$), sia per terreni incoerenti che coerenti, con i risultati della prova penetrometrica statica (CPT-CPTU). La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

- **sabbie:**

$$CRR_{7.5} = 0.883 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{per } (q_{c1n})_{cs} < 50$$

$$CRR_{7.5} = 93 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{per } 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160$$

- **argille $I_c > 2.60$:** $CRR_{7.5} = 0.074 (Q_m)^{0.75}$ (Robertson 2008) o analogamente: $0.8 * Su / \sigma_{v0}'$ (Idriss-Boulanger 2007)

La grandezza $(q_{c1n})_{cs}$ rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente. Il calcolo di $(q_{c1n})_{cs}$ avviene attraverso i seguenti passaggi.

• Si calcola la resistenza alla punta e l'attrito laterale specifico normalizzati con le relazioni:

$$Q = (q_c - \sigma_{v0}) / \sigma_{v0}' \quad F = 100 f_s / ((q_c - \sigma_{v0}) \times 100)$$

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_v) / p_a] (p_a / \sigma_{v0}')^n \quad (\text{Zhang, 2002 Robertson, 2008})$$

n = stress exponent that varies with SBTn

$$p_a = \text{atmospheric pressure in same units as } q_t \text{ and } \sigma_v, n = 0.381 (I_c) + 0.05 (\sigma_{v0}' / p_a) - 0.15 \quad \text{con } n \leq 1.0$$

dove:

q_c / q_t (kg/cmq) = resistenza alla punta misurata ($q_t = q_c$ corretta da Δu per le CPTu);

f_s (kg/cmq) = attrito laterale specifico misurato;

σ_{v0} (kg/cmq) = pressione verticale totale;

σ_{v0}' (kg/cmq) = pressione verticale efficace.

Q_{tn} (kg/cmq) = resistenza alla punta normalizzata alla p_a ed allo stress exponent "n"

• Si calcola l'indice di comportamento del terreno "Ic" tipo dello strato con la formula:

$$I_c = [(3.47 - \log Q_{t1})^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad \text{in cui } Q_{t1} = Q \text{ (resist. alla punta assumendo lo stress exp. "n"=1)}$$

Di seguito l'esponente n viene valutato come segue:

If $I_c < 1.64$	$n = 0.5$
If $I_c > 3.30$	$n = 1.0$
If $1.64 < I_c < 3.30$	$n = (I_c - 1.64) 0.3 + 0.5$ (10)

• quindi si risostituisce in

$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma_{vc}}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma_{vc}'} \right)^n$$

e si ricalcola I_c con la relazione:

$$I_c = \sqrt{(\log_{10} F + 1.22)^2 + (3.47 - \log_{10} Q)^2}$$

- se $q_{c1n} > 2q_c$ si pone $q_{c1n} = 2q_c$.

- si applica un fattore correttivo KH che tiene conto dello spessore degli strati sabbiosi:

$$K_H = 1.0 + 0.25[(H/d_c)/17 - 1.77]^2$$

$$q_c^* = K_H (q_c)_{thin}$$

- Si applica una correzione che tenga conto dell'approfondimento della prova e della pressione di confinamento:

$$q_{c1n} = C_N q_c \quad \text{dove è consigliato: Liao 1987 } C_N = \left(\frac{1}{\sigma'_{v0}} \right)^n \leq 1.7 \quad \text{oppure Idriss Boulanger 2004:}$$

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vc}} \right)^{1.338 - 0.249(q_{c1N})^{0.264}} \leq 1.7$$

- Si introduce la correzione dovuta alla presenza di fine nel livello sabbioso:

$$(q_{c1n})_{cs} = K_c q_{c1n},$$

dove K_c è uguale a 1, se $I_c \leq 1.64$, in caso contrario è fornito dalla relazione:

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

Il fattore di sicurezza finale rapportato alla magnitudo stimata è quindi: $FS = CRReq/CSR = CRR7.5 * MSF * K\sigma * K\alpha / CSR$ ove:

$CRReq$ = valore di CRR rapportato alla magnitudo attesa ed ai relativi fattori correttivi

$K\sigma = (\sigma'_v/P_a)^{-0.25} \leq 1.0$ (fatt. correttivo per sovraccarichi e carico litostatico)

oppure (Boulanger, 2004)

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left(\frac{\sigma'_{vc}}{P_a} \right) \leq 1.1 \quad C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1N})^{0.264}} \leq 0.3$$

$K\alpha$ = (fatt. correttivo per sforzi di taglio) e ξ_R = parametro di stato sabbie

$$K_\alpha = a + b \cdot \exp \left(\frac{-\xi_R}{c} \right)$$

$$a = 1267 + 636\alpha^2 - 634 \exp(\alpha) - 632 \cdot \exp(-\alpha)$$

$$b = \exp(-1.11 + 12.3\alpha^2 + 1.31 \cdot \ln(\alpha + 0.0001))$$

$$c = 0.138 + 0.126\alpha + 2.52\alpha^3$$

$$\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma'_{vc}}$$

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln \left(\frac{100(1 + 2K_\sigma)\sigma'_{vc}}{3P_a} \right)} - \left(0.478(q_{c1N})^{0.264} - 1.063 \right) e^{-\alpha} \quad \begin{matrix} \alpha \leq 0.35 \\ -0.6 \leq \xi_R \leq 0.1 \end{matrix}$$

-argille

$$K_\alpha = 1.344 - \frac{0.344}{\left(1 - \frac{\alpha}{0.22 \cdot OCR^{0.8}} \right)^{0.638}}$$

Viene considerato **non** liquefacibile un deposito in cui sia $F_s > 1$, con la possibilità di valutare il F_s solo nei materiali incoerenti (soil behaviour "S") oppure anche nei coerenti (opzione "SC").

Inoltre tramite l'opzione "Fs!" può essere definito un fattore di sicurezza di riferimento eventualmente diverso da 1.

Allo scopo di definire il "potenziale di liquefazione" per la verticale indagata viene considerato il coefficiente LPI come inizialmente proposto da Iwasaki, 1982:

$$LPI = \int_0^{20m} Fw(z) dz \quad \text{dove } FS \leq 1 \text{ for } F = 1 - FS \quad FS > 1 \text{ for } F = 0 \quad w(z) = 10 - 0.5z$$

La "susceptibilità alla liquefazione" viene definita tramite una stima percentuale del potenziale innesco desumibile per ciascuno strato con la relazione probabilistica di Juang, 2011, tarata sullo specifico metodo di Robertson, secondo cui:

$$P_L = 1 - \Phi \left[\frac{0.102 + \ln(F_s)}{0.276} \right] = 1 - \Phi \left[\frac{0.102 + \ln(CRR) - \ln(CSR)}{0.276} \right] \quad \text{considerando, quale riferimento, che per } F_s=1 \text{ PL}=0.356 \text{ e } F_s=1.2 \text{ PL}=0.15$$

La stima degli spostamenti attesi (LD) per siti in pendio debole (Gently) e/o prossimi a scarpate naturali/antropiche (free face) viene sviluppata secondo la stima dell'LDI (lateral displacement index - Zhang, 2004) secondo una stima delle deformazioni di taglio determinata con le relazioni di Yoshimine 2006 e Idriss-Boulanger 2006:

$$\gamma_{lim} = 1.859 \left(2.163 - 0.478 (q_{c1Ncs})^{0.264} \right)^3 \geq 0$$

$$\gamma_{max} = 0 \quad \text{if } FS_{liq} \geq 2$$

$$\gamma_{max} = \min \left(\gamma_{lim}, 0.035 (2 - FS_{liq}) \left(\frac{1 - F_\alpha}{FS_{liq} - F_\alpha} \right) \right)$$

$$\text{if } 2 > FS_{liq} > F_\alpha$$

$$\gamma_{max} = \gamma_{lim} \quad \text{if } FS_{liq} \leq F_\alpha$$

$$F_\alpha = -11.74 + 8.34 (q_{c1Ncs})^{0.264} - 1.371 (q_{c1Ncs})^{0.528}$$

$$LDI = \int_0^{\bar{z}_{max}} \gamma_{max} \cdot dz$$

“G” Gently sloping

$$\frac{LD}{LDI} = S + 0.2 \quad (\text{for } 0.2\% < S < 3.5\%)$$

“F” Free face $\frac{LD}{LDI} = 6 \cdot \left(\frac{L}{H}\right)^{-0.8}$ (for $4 < L/H < 40$)

“GFF” gently sloping with a free face $\bar{LD} = \left((S + 0.2) + 6(L/H)^{-0.8} \right) \sum \Delta LD$

La determinazione dei cedimenti post-sismici complessivi attesi per la verticale indagata viene definita integrando le deformazioni volumetriche di ciascuno strato per la profondità sondate sulla base delle seguenti relazioni: Idriss-Boulanger 2008 per sabbie sature, direttiva R.E.R. 2007 tab. 7 per sabbie asciutte, Robertson 2009 per argille.

$$S_{v-1D} = \int_0^{\bar{z}_{max}} \varepsilon_v \cdot dz$$

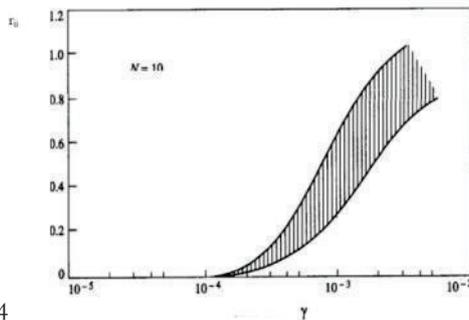
Idriss-Boulanger,2008 – sabbie sature: $\varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp(2.551 - 1.147(q_{c1Ncs})^{0.264}) \cdot \min(0.08, \gamma_{max})$

Robertson, 2009 – argille $\varepsilon_{vol} = [0.8 - 2.66 \log(FS)] / [0.33 A (Q_{tn})^3]$

q _{max} [g]	ε _v		
	(N _i) ₆₀ = 10	(N _i) ₆₀ = 20	(N _i) ₆₀ = 40
0.05	0.02	0.01	-
0.10	0.03	0.015	-
0.15	0.05	0.02	-
0.20	0.07	0.03	0.005
0.25	0.12	0.04	0.007
0.30	0.15	0.05	0.010
0.35	0.18	0.06	0.015
0.40	0.23	0.075	0.02

Tab. 7 – RER 2007 – sabbie asciutte:

La valutazione delle sovrappressioni indotte dal sisma può essere stimata per le sabbie sia tramite la tab. 2 della direttiva R.E.R. 2007 che tramite le curve di Upper bound – Mean – Lower bound proposte da Dobry et Al, 1984; per le argille viene utilizzata la relazione proposta da Robertson, 2009:



γ _{max} [%]	r _u
5 · 10 ⁻²	0.2
1 · 10 ⁻¹	0.4
2 · 10 ⁻¹	0.6
4 · 10 ⁻¹	0.8
5	0.95

Dobry et Al. 1984

tab. 2 RER, 2007

Robertson, 2009 $r_u = [0.8 - 2.66 \log(FS)] / OCR$ where: $r_u \leq 1.0$, when $FS = 0.84$

Viene individuata anche una soglia critica di Ru (Ruc) di potenziale instabilità/innesco liquefazione dei materiali incoerenti tramite la relazione proposta da Igwe et Al. 2005 secondo cui: $(\sigma_v' \cdot \tan(\theta) / (1 + \tan(\theta))) / \sigma_v'$

Infine viene definita una stima delle resistenze residue attese per ciascuno strato incoerente e coerente a seguito del rispettivo potenziale fenomeno di liquefazione e/o degradazione ciclica:

- Idriss -Boulanger 2008 (sabbie):

$$\frac{S_r}{\sigma'_{vo}} = \exp\left(\frac{q_{c1Ncs} - S_r}{24.5} - \left(\frac{q_{c1Ncs} - S_r}{61.7}\right)^2 + \left(\frac{q_{c1Ncs} - S_r}{106}\right)^3 - 4.42\right) \times \left(1 + \exp\left(\frac{q_{c1Ncs} - S_r}{11.1} - 9.82\right)\right) \leq \tan \phi' \quad (83)$$

- Robertson 2008 (argille): $S_{ur} / \sigma'_{vo} = f_s / \sigma'_{vo} = (F_r \cdot Q_{tn}) / 100$

Altri parametri complementari

$$OCR = \left[\frac{0.192}{1 - \sin \phi'} \left(2.092 \left(\frac{D_s}{100} \right) + 2.224 \right)^{0.833} \left(\frac{P_a}{\sigma_{v0}'} \right)^{0.22} \right]^{1/(0.884 - 0.27)} \left(\frac{P_a}{\sigma_{v0}'} \right) \leq 2.89$$

OCR sabbie (Mayne, 2005):

OCR argille (Mayne e Mitchell, 1988): $((3.55) * (((q_c - \sigma'_v) / N_k) / \sigma'_v)^{0.66})$ oppure $0.33 * Q_{tn}$ (Robertson 2009)

Su (Ladd, 1991-Lunne 1997): $0.26 * OCR^{0.8}$

Dr (Robertson 2009): $(Q_{tn} / K_{dr})^{0.5}$ con $K_{dr} = 350$

Ø (Kulhawy-Mayne 1990): $\phi' = 17.6^\circ + 11.0^\circ \cdot \log(q_{tn}) - 2.8 (dev. std.) - (9.33Dr^3 - 5.122Dr^2 + 3.753Dr - 0.013)$ (correz. Chen - Juang)