

R. Emilia Romagna

Provincia di Reggio Emilia

Comune di CORREGGIO

CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICO GEOTECNICA E SISMICA DELL'AREA DI VARIANTE SOSTANZIALE ALLO STRALCIO 3/1 DEL PIANO PARTICOLAREGGIATO DI INIZIATIVA PRIVATA IN ZONA ESPANSIONE ARTIGIANALE-INDUSTRIALE "D3" E ZONE PER ATTREZZATURE TERZIARIE DIREZIONALI, DISTRIBUTIVE E RICETTIVE DI ESPANSIONE "D8" NEL COMPARTO EST DEL CAPOLUOGO SULLA VIA PER CARPI "AMPLIAMENTO V.P.&M.I.".

FINSAPI SRL

**CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICO
GEOTECNICA E SISMICA**

Dr. Geol. GIAN PIETRO MAZZETTI



REL.N°	REV.	DATA	NOTE	Verificato	Approvato
2069/19		Febbraio 2019		G.P. Mazzetti	G.P. Mazzetti

CENTROGEO SURVEY SNC

42015 CORREGGIO (RE) - PIAZZA S. QUIRINO, 6 - TEL 0522 641001 - FAX 0522 632162

COMUNE DI CORREGGIO

CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICO GEOTECNICA E SISMICA DELL'AREA DI VARIANTE SOSTANZIALE ALLO STRALCIO 3/1 DEL PIANO PARTICOLAREGGIATO DI INIZIATIVA PRIVATA IN ZONA ESPANSIONE ARTIGIANALE-INDUSTRIALE "D3" E ZONE PER ATTREZZATURE TERZIARIE DIREZIONALI, DISTRIBUTIVE E RICETTIVE DI ESPANSIONE "D8" NEL COMPARTO EST DEL CAPOLUOGO SULLA VIA PER CARPI "AMPLIAMENTO V.P.&M.I.".

FINSAPI SRL**INDICE**

INTRODUZIONE	1
INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO	1
CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA	2
INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	4
CARATTERI IDROGEOLOGICI	6
Assetto piezometrico dell'acquifero freatico.....	6
Soggiacenza	7
MODELLAZIONE SISMICA – PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	8
Inquadramento topografico.....	8
CARATTERI SISMOTETTONICI DEL TERRITORIO	8
Attività Tettonica.....	10
CLASSIFICAZIONE SISMICA – PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	11
MICROZONAZIONE SISMICA QC PSC	15
AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO.....	16
PROSPEZIONE SISMICA ATTIVA / PASSIVA (MASW / Re.Mi.)	17
Identificazione categoria suolo di fondazione	18
Fattore di amplificazione sismico locale.....	19
<i>ANALISI DI TERZO LIVELLO – MICROZONAZIONE SISMICA</i>	23
Risposta sismica locale.....	23
Calcolo degli effetti di sito	24
Definizione dei coefficienti di amplificazione sismica.....	26
Normalizzazione dello spettro di risposta elastico (SLV).....	28
ANALISI DEI MICROTREMORI CON LA TECNICA HVSR	29
CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA	30
Considerazioni sulla litostratigrafia geomeccanica	32
Successione geotecnica	32
MODULO DI REAZIONE	36
ANALISI SUSCETTIVITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	38
PORTANZA DEI TERRENI	41
Tensioni ammissibili.....	41
STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE	42
STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI STATICHE	43
Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo.....	44
STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI DINAMICHE	45
Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo in condizioni sismiche.....	46
CEDIMENTI PERMANENTI POST SISMICI (STATO LIMITE DI ESERCIZIO IN CONDIZIONI DINAMICHE) FONDAZIONI DIRETTE	47
CONCLUSIONI E SUGGERIMENTI	48

ALLEGATI

UBICAZIONE AREA STUDIATA	TAV. 1
PLANIMETRIA UBICAZIONE PUNTI D'INDAGINE	TAV. 2
CARTA GEOMORFOLOGICA	TAV. 3
CARTA DEGLI EFFETTI ATTESI - MOPS	TAV. 4
ISOPIEZE DELLA FALDA	TAV. 5
SOGGIACENZA FALDA ACQUIFERA	TAV. 6

SCHEDE:

DIAGRAMMI PENETROMETRICI
INDAGINI RE.MI./MASW
INDAGINI HVSR

INTRODUZIONE

Nel contesto delle analisi geologico geotecniche e sismiche per la *Variante sostanziale allo stralcio 3/1 del Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata in zona espansione artigianale-industriale "D3" e zone per attrezzature terziarie direzionali, distributive e ricettive di espansione "D8" nel comparto est del capoluogo sulla via per Carpi "Ampliamento V.P.&M.I."* Correggio, RE, si è redatto uno studio di caratterizzazione geologico geotecnica e sismica, finalizzato all'individuazione delle proprietà litomeccaniche, valutazione della pericolosità sismica di base e determinazione della risposta sismica locale con metodo approfondito, dei terreni che formano i primi 15/20 m del sottosuolo dell'area oggetto di variante.

L'analisi, eseguita su commissione di ***FINSAPI srl***, Corso Mazzini, 14, Correggio R.E. si è redatta in ottemperanza ai dettati del D.M. 11/03/88, circ. LL.PP. 24/09/88 N° 30483, in riferimento al D.M. 17-01-2018, Delibera della Giunta Regionale E.R. 2193/2015, DGR.ER 1661/2009, L.R.E.R. n°19/2008, DGR 1300/20016.

Le indagini e valutazioni effettuate hanno evidenziato caratteristiche geomorfologiche, idrogeologiche, parametri geotecnici e della risposta sismica, di idoneità per uso del sito a fini edificatori, adottando idonee tecniche di soluzione fondale e/o di trattamento dei terreni di sottofondazione.

INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO

La zona d'intervento ricade nel settore centrale della sezione *CORREGGIO EST* n° 201022, delle basi C.T.R. ER in scala 1:5.000, appartenente alla tavoletta *CORREGGIO II NW* del F° *REGGIO NELL'EMILIA* N° 74 I. G. M. quadrato PQ zona 32 T.

I vertici delle coordinate *UTM WGS 84*, circa riferiti agli spigoli perimetrali dell'area di variante stralcio 3/1, sono:

- 643360 – 4958820
- 643590 – 4958860
- 643665 – 4958830
- 643585 – 4958600
- 643435 – 4958620

CARATTERIZZAZIONE E MODELLOLAZIONE GEOLOGICA

La zona studiata appartiene al Bacino Subsidente Pliocenico Quaternario della Pianura Padana costituito da un'ampia depressione a stile compressivo formata, negli orizzonti più recenti da depositi pliocenico quaternari. Questi ultimi, in base ai dati *ENI - AGIP MINERARIA* (1986), sono suddivisi, a loro volta, in formazioni del Quaternario *Continente* nei primi 300/350 - 450 m del sottosuolo e del *Quaternario Marino* circa da 400 ÷ 450 m a 1050 - 1200 m. Tali unità geologiche sovrastano le formazioni pre quaternarie che nel sottosuolo di Correggio sono caratterizzate dalla fascia sud occidentale della Dorsale Ferrarese; quest'ultima procedendo, in direttrice sud ovest, si esaurisce in prossimità di Reggio Emilia, dove è presente la sinclinale del Bacino Carpi-Cento con asse che si estende ad oriente secondo la direzione Soliera – Nonantola – S. Giovanni in Persiceto.

La suddetta Dorsale è contraddistinta, nel suo complesso, da intensa tettonizzazione e risulta abbia subito movimenti anche in tempi recenti come denotano il fronte di accavallamento della successione carbonatica meso-cenozoica e lo sovrascorrimento che delimita l'ala occidentale – nord occidentale della Dorsale Ferrarese. Queste ultime sono classificate come strutture sepolte attive nella *Carta Sismotettonica della Regione Emilia Romagna* (*M. Boccaletti – L. Martelli; 2004 – L. Martelli et Alii; 2016*). Tali fasce di dislocazione non risulta abbiano determinato fenomeni di frattura nelle coperture quaternarie continentali che si siano ripercossi e manifestati in superficie nel territorio al quale appartiene l'area di intervento.

L'attività tettonica recente del territorio, con sollevamenti della Dorsale Ferrarese, risulta confermata anche dalle passate migrazioni fluviali verso ovest dei fiumi appenninici e verso nord del Po (*Veggiani, 1974*) e dalle interazioni di detta struttura con il fronte delle pieghe pedeappenniniche, indicate dalle forme superficiali correlabili ad attività neotettonica, nelle zone sud occidentali del reggiano: Bibbiano, Quattro Castella (*Cremaschi e Papani, 1975*); equivalenti segnali morfologici sono evidenziati nei settori orientali del reggiano e nel modenese (*Ist. Geol MO, 1978*) e nelle zone reggiano parmensi (*G. Di Dio, 2005*).

I depositi alluvionali che formano i primi 250 - 400 m del sottosuolo sono costituiti da ripetitive sequenze di livelli sostanzialmente argilloso limosi ai quali si intercalano unità sabbiose, a sviluppo nastriforme di spessore variabile da metrico a decametrico, contraddistinte da una spiccata lenticolarità ed una sensibile discontinuità laterale. Detti caratteri e le componenti granulometriche e litologiche degli orizzonti sabbiosi attribuiscono la successione descritta all'Unità Idrogeologica della Media Pianura Padana Appenninica, formata dagli apporti distali dei fiumi appenninici, che è suddivisa in sintemi in funzione dei mutamenti climatici e movimenti tettonici che hanno interessato il Bacino Padano.

Di questi ultimi quello più superficiale AES8a è costituito da successioni prevalentemente argilloso limose con intercalazioni o con sostituzione laterale di corpi sabbiosi ad assetto lentiforme e sviluppo nastriforme, che costituiscono i primi 15 \div 25 m del sottosuolo (dall'attuale a 12000 \div 14000 anni b.p.), nei quali prevalgono le influenze dei cambiamenti climatici avvenuti nel bacino padano negli ultimi 12 \div 14000 anni.

Successivamente si riscontrano sequenze prevalentemente argilloso limose, con intercalati in subordine strati sabbiosi, che giungono sino a -90 \div -110 m pc correlabili al subsistema AES7 (12000 \div 125000 anni b.p.) che denotano significative deformazioni correlabili a processi di subsidenza differenziata per auto consolidazione dei terreni, correlata all'assetto strutturale del substrato prepliocenico.

A queste seguono alternanze prevalentemente argillose, che presentano intercalazioni sabbiose in percentuale leggermente maggiore rispetto alle unità ad esse sovrastanti; l'assetto di queste ultime evidenzia una sensibile influenza sia delle geometrie del substrato che dei processi di auto consolidazione che dei movimenti tettonici, ai quali sono correlate locali faglie per processi distensivi, non presenti nell'area in esame, che hanno coinvolto il sottosuolo del settore carpigiano al bordo orientale dell'area correggese; tali sequenze giungono a -200 \div -220 / -240 \div -260 m dal piano campagna e sono attribuite al subsistema AES (125.000 \div 400.000 anni b.p.) e sono state interessate da una fase secondaria di processi tettonici tra 220.000 a 260.000 anni.

A dette successioni litostratigrafiche soggiacciono alternanze di orizzonti argilloso limosi e sabbiosi che denotano deformazioni correlate ad influenze dei movimenti tettonici, dei processi di faglia e di subsidenza, che hanno interessato il bacino padano in due fasi principali nel periodo tra 450.000 ad 800.000 anni b.p.; tali unità coinvolte dagli eventi tettonici di detto periodo, raggiungono profondità corrispondenti a -400 \div -450 m dal piano campagna, e sono attribuibile al subsistema AEI; in tempi precedenti sono avvenute importanti deformazioni tettoniche tra 950.000 e 1.150.000 anni b.p.

Superati detti depositi si rilevano orizzonti argilloso sabbiosi - sabbioso argillosi, contenenti macrofossili e livelli torbosi del *Quaternario Marino* che giungono a -1000 \div -1400 m di profondità, interessati da deformazioni correlate a fattori tettonici, processi di faglia e di subsidenza.

Dalle profondità di -450 \div -500 m dal piano campagna compaiono le acque salmastre.

INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Il territorio studiato appartiene alla Fascia della Media Pianura Padana Appenninica costituitasi tra i coni alluvionali pedappenninici ed il settore francamente dominato dal Po.

Quest'ultimo, unitamente ai suoi affluenti, ha colmato l'area planiziale padana mediante prevalenti azioni di deposizione. In tale modello nelle condizioni naturali, in concomitanza delle variazioni climatiche comportanti fenomeni di piena fluviale, si generano rotte e/o tracimazioni che causano una mutazione nelle direzioni dei corpi d'alveo che successivamente si impostano nelle aree più depresse. I tratti residui di fiume così originatisi sono riconoscibili sul territorio come fasce topograficamente più rilevate rispetto quelle ad esse latistanti.

La zona in esame è sita al bordo meridionale orientale di un'area valliva che si estende in direzione sud ovest – nord est circa dalla SP 468 R / via Astrologo a via San Martino. Tale ambito è delimitato da due paleoalvei a nord ovest e sud est, che si sviluppano in senso sud ovest – nord est.

Quello più occidentale, che a meridione del capoluogo si estende assecondando il tracciato del Cavo Naviglio, in corrispondenza di Madonna della Rosa flette in direzione est e transita attraverso il centro storico e successivamente al medesimo riassume direzione sud ovest – nord est assecondando via San Martino proseguendo successivamente concordemente a detta via sino a Migliarina. Il corpo di canale fluviale estinto presente al bordo meridionale ed orientale dell'ambito vallivo in narrativa si estende con andamento sub parallelo al Cavo Tresinaro da S. Martino in Rio a Ponte Nuovo di Carpi.

Oltre ai sopra descritti paleoalvei riconoscibili in superficie, nella zona in esame sono presenti corpi d'alveo fluviale sepolti costituiti in netta prevalenza da sabbie, in genere rinvenibili a profondità tra -7/-8 m e -10/-12 m pc ed a zone sino a -14/-15 m pc. quale quello riscontrato nel sottosuolo della parte meridionale orientale dell'area di variate stralcio 3/1 in corrispondenza di Cpt 1/04.

Detto corpo sabbioso sepolto, in base ad analoghe indagini geognostiche precedentemente eseguite dallo scrivente in aree attigue a quella di variante, si estende nel sottosuolo in direzione nord est sino in prossimità di via costituzione e successivamente tende ad allungarsi in verso settentrionale orientale.

I corsi d'acqua residuali presenti nel settore occidentale del territorio correggese sono attribuibili sostanzialmente ai torrenti Crostolo e Tresinaro, il primo dei quali, sino circa al 12° secolo d.C., antecedentemente alla rotta del Po a Ficarolo, avvenuta tra il 1152 ed il 1192 (Ciabatti, 1966), transitava nel settore centro orientale di Reggio Emilia e proseguiva verso nord - nord est passando nell'area compresa tra Massenzatico - Budrio - Correggio – Cognento, e più a settentrione deviando verso

orientale, si estendeva secondo l'allineamento Campagnola - Fabbrico - Rolo - Novi MO, confluendo successivamente al Po nei pressi di Bondeno di Ferrara, dopo aver raccolto le acque del Secchia.

Oltre ai tracciati residuali di detti antichi corsi principali, si rilevano anche tratti secondari non sempre ben distinguibili e conservati.

Sull'evoluzione idrografica naturale ha esercitato una sensibile influenza l'uomo come evidenziano carte storiche del 1600 - 1700 che denunciano opere di rettifica e regimazione antropica; oltre a ciò nelle aree urbanizzate sia a destinazione residenziale che produttiva sono presenti materiali di riporto e rimaneggiati, riconducibili a varie fasi temporali, che hanno interessato i primi 1 - 3 m del sottosuolo e nei centri storici possono giungere a -3,5 ÷ -4,5 m dai piani stradali.

Gli agenti descritti hanno portato alla formazione di una topografia pianeggiante blandamente ondulata in senso ovest - est, localmente con quote medie di 29,0/29,8 m s.l.m. e pendenze dell'1,5 ÷ 2,5 % declinanti in diretrice sud ovest - nord est.

La sequenza litologica riscontrata dalle indagini geognostiche effettuate è contraddistinta da alternanze di strati prevalentemente argilloso - limosi argilosi, ai quali in subordine si intercalano e/o sostituiscono lateralmente sottili orizzonti sabbioso limosi - sabbiosi lenticolari nei primi 6 ÷ 7 m del sottosuolo, seguiti alle quote sottostanti sino a -11/-12 m p.c. da sequenze sabbiose lentiformi che si assottigliano in direzione nord ovest - nord, alle quali soggiacciono alternanze prevalentemente argilloso limose con locali sottili lenti sabbiose sino a -20 m p.c.

Tali sequenze sono attribuibili alle fasce di pianura latistanti gli alvei fluviali e periodicamente soggette ad esondazioni ad eccezione delle successioni rilevate a quote tra -7/-8 a -11/-12 m p.c. correlabili a corpi d'alveo fluviale sepolto. Dette caratteristiche concordano con gli assetti geomorfologici territoriali sopra descritti.

Le misurazioni del livello idrico sotterraneo al momento delle indagini: aprile 2004, hanno evidenziato soggiacenze equivalenti a

$$\Delta H_2O = -1,0 \div 1,6 \text{ m p.c.}$$

Al periodo dei rilevamenti di QC. PSC, nel settore di territorio a cui appartiene l'area di variante stralcio 3/1, la soggiacenza corrispondeva a:

$$\delta H_2O_{PSC} = -1,5 \text{ m p.c.}$$

Ne consegue che il settore occidentale del Villaggio Piccola e Media Industria di Correggio è soggetto ad un modesto campo di escursione della falda freatica corrispondente a:

$$\Delta H_2O = 0,3 \div 0,5 \text{ m p.c.}$$

CARATTERI IDROGEOLOGICI

In funzione delle valutazioni delle condizioni di pericolosità sismica correlate alla presenza delle acque nel sottosuolo, che possono indurre processi di liquefazione, l'analisi delle caratteristiche idrogeologiche del settore di territorio al quale appartiene l'area di variante stralcio 3/1, sono state sviluppate in riferimento all'acquifero freatico. Quest'ultimo nell'area in analisi costituisce i primi 15/20 m del sottosuolo ed è contraddistinto dalla presenza di alternanze prevalentemente limoso argillose che includono corpi sabbioso limosi – sabbiosi, prevalentemente a sviluppo che lentiforme, saturati dalla falda freatica: acquifero con tetto della superficie piezometrica libera.

Assetto piezometrico dell'acquifero freatico

L'esame sull'assetto della falda freatica è stata effettuata in base alla carta della superficie freatica elaborata in base ai precedenti censimenti pozzi effettuati nel contesto delle analisi per il PSC-2008/09 di Correggio (*Centrogeo*).

La geometria dei moti di flusso idrico sotterraneo nel settore di territorio al quale appartiene l'ampliamento occidentale del Villaggio Industriale di Correggio tra la SP. 468 R e via Geminiola, è contraddistinto dalla presenza di una falda ad assetto conico divergente, con direzioni dei flussi idrici sotterranei orientate sud est – nord ovest, che nel settore di via della Costituzione/ Via Oratorio è caratterizzata dalla presenza di una fascia principale di alimentazione della falda idrica sotterranea con andamento sud est – nord ovest estesa sub parallelamente alla suddetta via sino al limite settentrionale della zona Industriale - Artigianale; le direttrici di moto dei deflussi idrici nel sottosuolo ad ovest di via Costituzione sono orientate a nord-nord ovest e ad oriente di detta via hanno verso nord est.

Ad ovest del Cavo Argine, 0,7 ÷ 0,8 km ad ovest del sito sede della variante stralcio 3/1, l'assetto è a falda convergente ed è caratterizzato da una fascia di drenaggio idrico sotterraneo principale con direzione sud ovest – nord est con andamento sub parallelo a detto cavo, a distanza di 0,4/0,5 km dallo stesso.

L'assetto geometrico delle isopieze della falda freatica del 1984 (PTCC Carpi-Correggio) e quelli del 2004 e 2009, evidenziano conformazioni praticamente equivalenti indicando un modello conservativo nel tempo delle direttrici dei moti di flusso idrico sotterraneo territoriale.

Soggiacenza

La profondità dell'acqua nel sottosuolo, riferita al periodo dei rilevamenti di PSC (2008/2009), nella zona a cui appartiene l'area di variante stralcio 3/1 corrispondeva a:

$$\delta H_2O = -1,5 \text{ m}$$

Detto livello idrico nell'aprile, periodo di esecuzione delle indagini, 2004 risultava equivalente a:

$$\delta H_2O = -1,0 \div -1,5 \text{ m}$$

Al periodo di esecuzione delle rilevazioni di PSC: 2008/2009, il livello della falda freatica si è misurato a profondità dal piano campagna variabili tra:

$$\Delta H_2O = -1,3 \div -2,0 \text{ m}$$

In fori di indagini geognostiche eseguite in aree prossime a quella in oggetto, 300 \div 350 m a nord, nell'aprile 2017, il livello dell'acqua nel sottosuolo si è misurato:

$$\delta H_2O = -1,9 \div -2,1 \text{ m pc}$$

Detti valori di soggiacenza evidenziano un moderato campo di escursione negativo del livello idrico, corrispondente mediamente a:

$$\delta_E = 0,5 \text{ m}$$

In funzione della variabilità nel tempo della profondità della tavola d'acqua nel sottosuolo e delle sopraelevazioni del piano campagna correlate agli interventi di urbanizzazione, nelle valutazioni della pericolosità di liquefazione sarà considerato, cautelativamente, il valore della soggiacenza corrispondente a quello dei censimenti di PSC:

$$dH_2O = -1,5 \text{ m pc.}$$

MODELLAZIONE SISMICA – PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Inquadramento topografico

Le coordinate geografiche (ellissoide ED50) relative circa al centro del manufatto corrispondono a:

10,814157 \div 44,768050
(utilizzate per il calcolo dell'azione sismica – DM 17-01-18)

CARATTERI SISMOTETTONICI DEL TERRITORIO

L'areale a cui appartiene il territorio comunale di Correggio, RE, è costituito nei primi 250 \div 400/450 m del sottosuolo, da alternanze di orizzonti prevalentemente argillosi con intercalati, in subordine, livelli sabbiosi a spiccato assetto lenticolare, che rappresentano i depositi alluvionali del *Quaternario Continentale*. Ad essi soggiacciono alternanze di orizzonti sabbiosi ed argillosi, con la tendenziale prevalenza delle unità sabbiose, correlate ai depositi sedimentari del *Quaternario Marino*, che giungono generalmente a - 1200 \div - 2000 m pc.

Alle profondità sottostanti 450 \div 500 m dal piano campagna, si riscontra l'interfaccia acque dolci/acque salmastre.

Le sopradette sequenze proseguono da -2,5/-3 \div -4/-4,5 Km, quota alla quale si riscontrano le successioni preplioceniche.

Tali formazioni, nell'area Emiliano Romagnola, sono state coinvolte nelle fasi di sollevamento del fondo bacino del *Miocene* e del *Pliocene* (3,9 – 2,2/0,8 – 0,65 Ma), che hanno generato un assetto strutturale a carattere compressivo. Dette interazioni tra il fronte appenninico e la monoclinale alpina, hanno originato nel sottosuolo del territorio in analisi la Struttura delle Pieghe Ferraresi, caratterizzate dall'omonima Dorsale, che rappresenta la parte più esterna dell'arco plicativo del trust appenninico ed ha vergenza settentrionale.

Dette pieghe sono state interessate da movimenti attivi negli ultimi 0,6 \div 0,22 Ma¹, come evidenziano sia le alterne fasi di sollevamento ed abbassamento (minori entità relative dei sollevamenti) e traslazioni orizzontali identificati nella *Carta Neotettonica dell'Appennino Settentrionale* (CNR – PFG SN; 1987), che le faglie e sovrascorimenti attivi o riattivatisi, evidenziati nella *Carta Sismotettonica della Regione Emilia Romagna* (M. Boccaletti, L. Martelli; 2004 – L. Martelli et Alii; 2016).

Le strutture sepolte attive sono rappresentate dal Fronte di Accavallamento della Successione Carbonatica Meso-Cenozoica e dalla linea di sovrascorimento che delimita l'ala occidentale settentrionale della Dorsale Ferrarese.

Il suddetto Fronte di Accavallamento, individuato da AGIP (1986) nella zona in esame a -8 ÷ -9 km di profondità, si estende in direttrice sud ovest – nord est circa secondo l'allineamento Cavriago – Pieve Rossa (Bagnolo in Piano) – Campagnola Emilia – Rolo – Concordia sulla Secchia. Analogi andamenti sud ovest – nord est evidenziano anche la linea che delimita l'ala nord della Dorsale che si estende nel sottosuolo dei territori di Cadelbosco di Sopra – Novellara – Novi di Modena – S. Caterina di Concordia s. Secchia.

Nel sottosuolo dell'ambito territoriale di Correggio – Rio Saliceto – Carpi, è evidenziata una linea di sovrascorrimento riattivatasi nel *Pliocene – Pleistocene superiore*, che si estende in verso sud ovest – nord est circa secondo le località Prato – S. Martino in Rio – S. Biagio – intersezione Tresinaro/S.P. n° 468 R di Correggio – Via Geminola/via Carpi Vecchia, interessando il settore orientale del Villaggio Industriale di Correggio; dalla suddetta via, assumendo una conformazione arcuata, flette in direttrice est – ovest, allungandosi circa sub parallelamente a via San Pellegrino – via Strega – Mandriolo, in seguito riassume direzione sud ovest – nord est orientandosi circa secondo Castello di Rio - Stabilimenti Goldoni, Budrione – Fossoli.

Le sopradette linee tettoniche e loro componenti secondarie, per processi distensivi nelle unità quaternarie, non hanno evidenziato palesi ripercussioni in superficie nella zona di cui fa parte l'area d'intervento ed all'intorno della stessa.

Nel territorio in analisi la sismicità è principalmente correlata all'attività dei processi deformativi che interessano le strutture superficiali nei primi 5/15 km del sottosuolo, prevalentemente collegate a meccanismi focali trascorrenti e compressivi.

¹ Ma: milioni di anni

Attività Tettonica

L'interazione tra le strutture che costituiscono le Pieghe Emiliane - Romagnole, e Ferraresi con la Monoclinale Alpina, alla quale per le prime è conseguito il sollevamento delle omonime dorsali, evidenzia l'attività in età *Pliocene – Pleistocene inf.*, della fascia delle linee di sovrascorrimento delle zone settentrionali e nord occidentali di dette strutture (*Carta Sismotettonica della Regione Emilia Romagna; M. Boccaletti, L. Martelli; 2004 – L. Martelli et Alii; 2016*).

Nella zona a settentrione della Via Emilia le linee attive sono rappresentate dal Fronte di Accavallamento della Successione Carbonatica Meso – Cenozoica e dallo sovrascorrimento che delimita l'ala settentrionale della Dorsale Ferrarese, entrambi orientati est sud est – ovest nord ovest, circa da Cadelbosco a Novellara – Fabbrico – Novi MO – Concordia sS. e successivamente a direzione ovest est da Mirandola a Finale Emilia – S. Agostino – Poggio Renatico.

A sud della sopra citata linea, circa secondo l'allineamento S. Marino di Carpi – S. Martino Secchia, è individuata la presenza del Fronte di Accavallamento del Basamento.

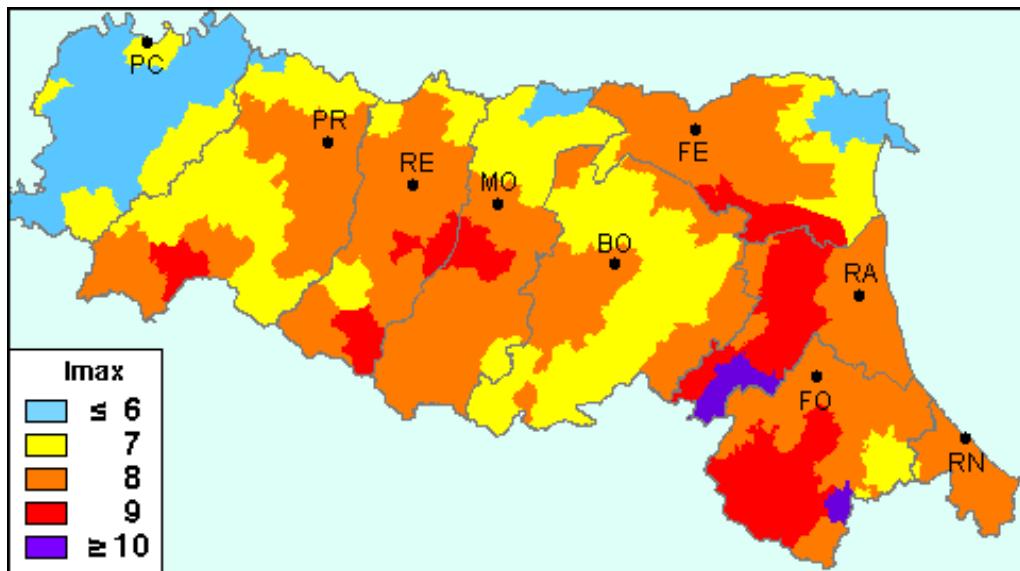
Nel territorio in analisi la sismicità è principalmente correlata all'attività dei processi deformativi che interessano le strutture superficiali nei primi 5/15 Km del sottosuolo, prevalentemente collegate a meccanismi focali compressivi e trascorrenti, in percentuale relativa inferiore sono connessi alle deformazionipressive delle strutture medio profonde (15 ÷ 25 Km) e profonde (25 ÷ >35 Km).

Alle fasipressive che hanno generato le sopra descritte strutture è correlata l'attività sismogenetica, prevalentemente di tipo superficiale: <15 km dal piano campagna che si sviluppa conseguentemente all'accumularsi delle tensioni nelle fasce sovrascorrimento della Successione Carbonatica e del Basamento (AGIP, 1986), rinvenibili rispettivamente circa tra -8/-9 km pc e -11/-13 km pc, con inclinazione a sud.

Tale tipo di attività nel territorio in oggetto è evidenziata dagli epicentri sismici con $5,5 \leq M < 6$ di Finale Emilia - Mirandola, $M \geq 6$ di Maranello – San Martino in Spino MO, con $5 \leq M \leq 5,5$ di Novellara – Correggio e di Modena, S. Pancrazio.

CLASSIFICAZIONE SISMICA – PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Nell'ambito in cui ricade il territorio comunale di Correggio (RE) il catalogo delle massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani, valutate a partire dalla banca dati macrosismici del GNDT e dai dati del Catalogo dei Forti Terremoti in Italia di ING/SGA, elaborato per il Dipartimento della Protezione Civile (*D. Molin, M. Stucchi e G. Valensise, 1996*) documenta eventi sismici giungenti al 7° – 8° grado della Scala *Mercalli - Cancani - Sieberg*, con intensità massima corrispondente ad $M = 5,5 \div 5,6$, come evidenziato nella seguente figura.



Nell'area a cui appartiene il territorio di Correggio, RE il *Database Macrosismico DBMI15* utilizzato per la compilazione del *catalogo parametrico CPTI15* (a cura di Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds), 2016. *CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>*) documenta gli eventi sismici di seguito riportati:

Storia sismica di Correggio

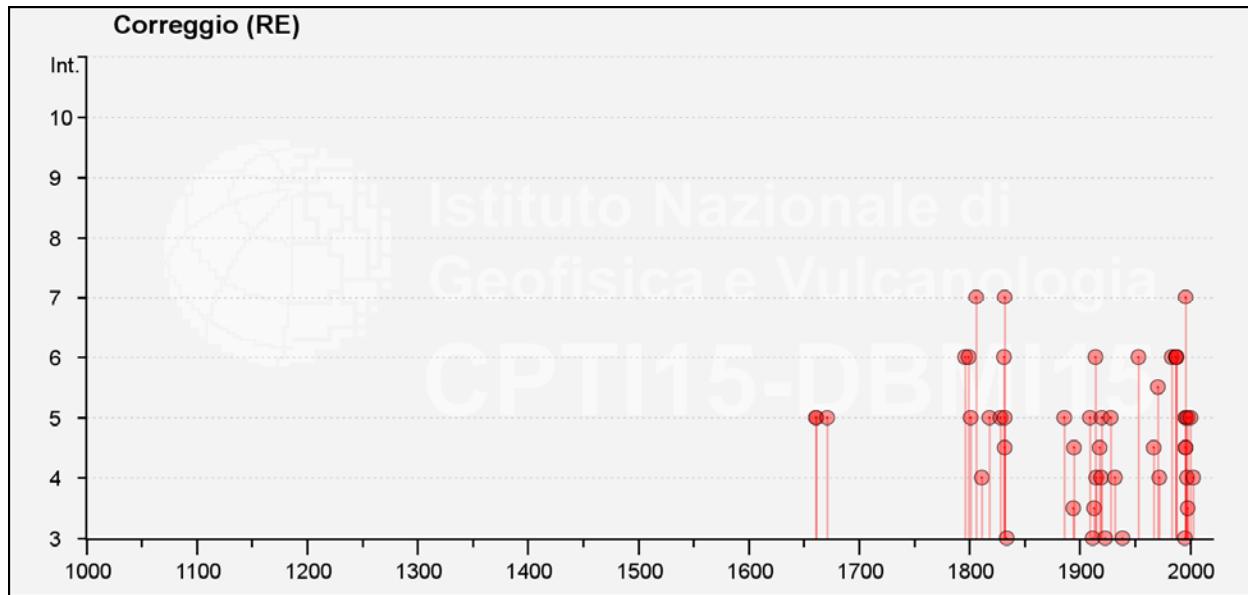
Numero di eventi: 65

Effetti	In occasione del terremoto del	Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
		5	1661	03	21	23			Modenese	4	6-7	4.86
		5	1661	03	22	12	50		Appennino forlivese	79	9	6.05
		5	1671	06	20	10			Modenese-Reggiano	8	7	5.27
		6	1796	10	22	04			Emilia orientale	27	7	5.45
		6	1799	02	22	05	45		Correggio	2	5	4.16
		5	1801	10	08	07	52	5	Bolognese	6	6	4.90
		F	1802	05	12	09	30		Valle dell'Oglio	94	8	5.60
		7	1806	02	12				Reggiano	28	7	5.21

Effetti	In occasione del terremoto del									
	Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
4	1811	07	15	22	44		Modenese-Reggiano	19	6-7	5.13
5	1818	12	09	18	55		Parmense	26	7	5.24
5	1828	10	09	02	20		Oltrepò Pavese	110	8	5.72
F	1831	07	14	15	30		Reggiano	8	5-6	4.60
6	1831	09	11	18	15		Pianura emiliana	25	7-8	5.48
5	1832	03	11	06	45		Carpi	14	5	4.51
4-5	1832	03	11	08	45		Parmense	14		
F	1832	03	12	08	45		Reggiano	7		
7	1832	03	13	03	30		Reggiano	97	7-8	5.51
F	1832	03	14	07	41		Reggiano	7		
F	1832	04	19	14	14		Reggiano	5		
F	1834	02	14	13	15		Val di Taro-Lunigiana	112	9	5.96
F	1834	07	04	00	45		Val di Taro-Lunigiana	24	6-7	5.08
3	1834	10	04	19			Bolognese	12	6	4.71
F	1837	04	11	17			Lunigiana	60	9	5.94
5	1886	10	15	02	20		Collecchio	44	6	4.70
F	1887	02	23	05	21	5	Liguria occidentale	1511	9	6.27
F	1891	06	07	01	06	1	Valle d'Illasi	403	8-9	5.87
3-4	1894	11	27	05	07		Bresciano	183	6	4.89
4-5	1895	05	12	20	29		Reggiano	13	4-5	3.98
NF	1904	11	17	05	02		Pistoiese	204	7	5.10
5	1909	01	13	00	45		Emilia Romagna orientale	867	6-7	5.36
3	1912	09	12	21	15		Carpi	13	4	3.76
3-4	1913	11	25	20	55		Appennino parmense	73	4-5	4.65
6	1914	10	27	09	22		Lucchesia	660	7	5.63
4	1915	10	10	23	10		Reggiano	30	6	4.87
4-5	1918	05	06	08	05		Reggiano	8	5-6	4.41
4	1919	06	29	15	06	1	Mugello	565	10	6.38
5	1920	09	07	05	55	4	Garfagnana	750	10	6.53
3	1923	06	28	15	12		Modenese	22	6	5.04
5	1928	06	13	08			Carpi	35	6	4.67
4	1932	07	13	03	42		Reggiano	8	4-5	3.86
3	1939	10	15	14	05		Garfagnana	62	6-7	4.96
6	1953	08	22	05	26		Reggiano	6	6	4.73
NF	1965	11	09	15	35		Appennino reggiano	32	5	4.17
4-5	1967	04	03	16	36	1	Reggiano	45	5	4.44
5-6	1971	09	11	23	18	1	Pianura emiliana	15	5	4.19
4	1972	10	25	21	56	1	Appennino settentrionale	198	5	4.87
6	1983	11	09	16	29	5	Parmense	850	6-7	5.04
NF	1984	04	29	05	02	5	Umbria settentrionale	709	7	5.62
2	1986	12	06	17	07	1	Ferrarese	604	6	4.43
6	1987	04	24	02	30	2	Reggiano	54	6	4.64
6	1987	05	02	20	43	5	Reggiano	802	6	4.71
6	1988	03	15	12	03	1	Reggiano	160	6	4.57
3	1995	10	10	06	54	2	Lunigiana	341	7	4.82
7	1996	10	15	09	55	5	Pianura emiliana	135	7	5.38

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
5	1996	10	26	04	56	5	Pianura emiliana	63	5-6	3.94
5	1996	10	26	06	50	2	Pianura emiliana	35	5-6	3.63
4-5	1996	11	25	19	47	5	Pianura emiliana	65	5-6	4.29
4-5	1996	12	16	09	09	5	Pianura emiliana	115	5-6	4.06
4	1997	05	12	22	13	5	Pianura emiliana	56	4-5	3.68
5	1998	02	21	02	21	1	Pianura emiliana	104	5	3.93
3-4	1998	03	26	16	26	1	Appennino umbro-marchigiano	409		5.26
5	2000	06	18	07	42	0	Pianura emiliana	304	5-6	4.40
NF	2002	06	18	22	23	3	Frignano	186	4	4.30
4	2003	09	14	21	42	5	Appennino bolognese	133	6	5.24
F	2008	12	23	15	24	2	Parmense	291	6-7	5.36

Dove: Io ed Mw = Intensità e Magnitudo sismica epicentrale; Int = Intensità sismica percepita



(tabella e grafico reperiti dall'archivio DBMI11, consultabile al sito internet

<http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>

In occasione dei sismi che hanno colpito il territorio il 20 e 29 maggio 2012 l'area di Correggio, RE, ha subito effetti corrispondenti al V° grado MCS (Fonte: "Rilievo Macrosismico MCS Speditivo" – Rapporto Finale – Protezione Civile – Giugno 2012).

Le mappe di scuotimento INGV (<http://shakemap.rm.ingv.it/shake>) per gli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012, indicano per la parte di territorio a cui appartiene l'area di variante stralcio 3/1 di *FINSAPI srl* di Correggio, RE, i parametri di seguito esposti:

Sito Variante stralcio 3/1 – Finsapi – Correggio

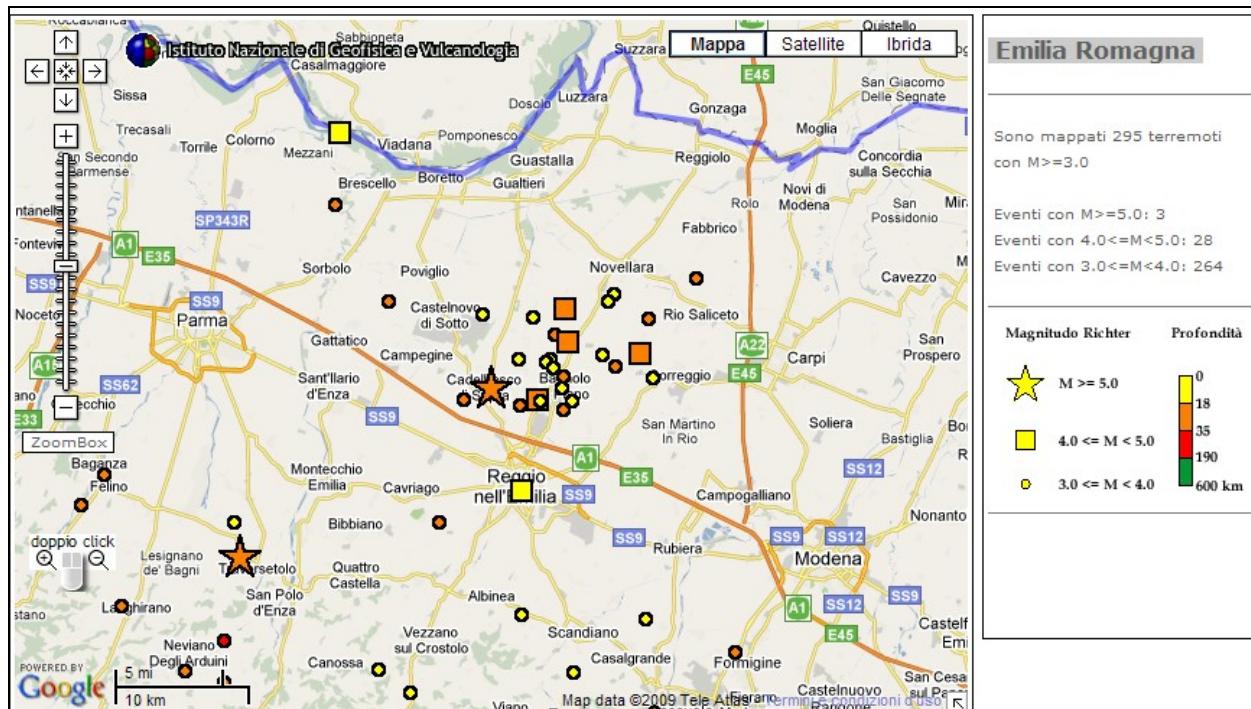
Data evento - M	PGA (g)	PGV (cm/s)	PSA 0,3s (g)	PSA 1,0s (g)	PSA 3,0s (g)
20-05-2012 – 5.9	0,058	4	0,129	0,039	0,008
29-05-2012 – 5.8	0,100	5,8	0,184	0,068	0,011
29-05-2012 – 5.3	0,047	4,2	0,109	0,029	0,006
03-06-2012 – 5.1	0,030	1,8	0,058	0,012	0,002

L'evento più gravoso per le strutture risulta quindi essere quello del **29 maggio 07.00.03 (GMT) M_L=5.8**.

I valori d'incremento dell'accelerazione di gravità registrati il 15/10/1996 presso la stazione sismica di Novellara corrispondenti a 0,199 g, per il territorio Correggese risultano maggiori di quelli sopraesposti avvenuti nel maggio 2012.

Una stazione sismica provvisoria, messa in opera dallo scrivente il 29 maggio 2012, nel settore orientale centrale del capoluogo, nell'evento delle 12.58, ha rilevato: PGA = 0.15 g ed uno spostamento orizzontale massimo di 4 cm.

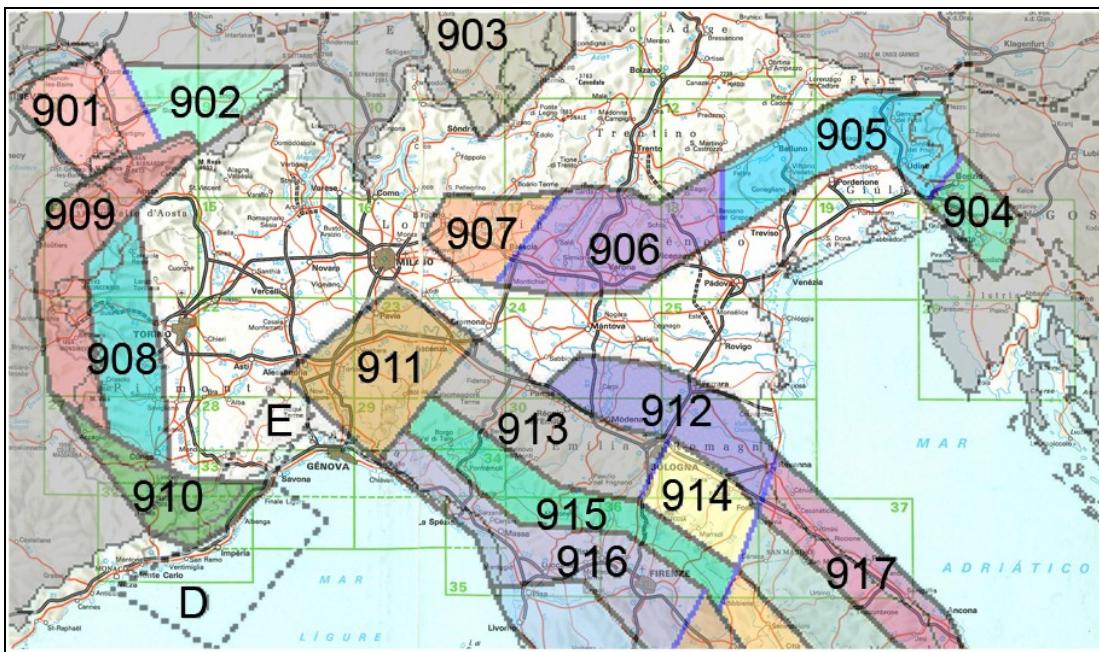
Gli epicentri sismici verificatisi nel territorio in analisi hanno origine, per la percentuale maggiore, nei primi 5 ÷ 15 km del sottosuolo evidenziando la prevalenza di un'attività sismogenetica di tipo superficiale o crustale.



Epicentri dei principali terremoti ($M > 3$) rilevati da INGV nell'intorno dell'area di interesse

La zonazione sismica del territorio nazionale, che identifica le zone sorgente a caratteristiche sismiche omogenee, elaborata da I.N.G.V. (2003), attribuisce l'ambito

territoriale in oggetto alla zona sismogenetica 912, quindi alla zona di dominio della Dorsale Ferrarese.



Zonazione sismogenetica ZS9 (INGV, 2004)

La riclassificazione sismica del territorio nazionale OPCM 3274/2003 attribuisce il comune di Correggio alla zona 3 con grado di sismicità, riferito alla previgente normativa sismica, equivalente agli ambiti con S6.

I parametri di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, ag , relativi all'area di pertinenza del settore di territorio in esame, in base alla griglia dell'NTC 17/01/2018, sono congruenti con quelli delle classificazioni sopra esposte.

MICROZONAZIONE SISMICA QC PSC

Le analisi di Microzonazione Sismica di terzo livello di approfondimento del territorio di Correggio (Centrogeo, 2016) classificano il settore di territorio a cui appartiene il sito sede della Variante stralcio 3/1 come: area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche ed a sovrapposizione di instabilità differenti per potenziale pericolosità di liquefazione e cedimenti differenziali; per tali condizioni sono richiesti valutazione del coefficiente di amplificazione litologico, stima del potenziale di liquefazione, stima dei cedimenti attesi, con analisi di III° livello di approfondimento secondo l'allegato A3 della DGR 2193/2015.

Dette analisi sono state sviluppate in base alla prospezione geofisica di nuova esecuzione effettuata nel sito oggetto di variante e delle indagini geognostiche CPT Rm precedentemente eseguite (2014) nella medesima area.

AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

DM 17/01/2018

Sulla base delle indicazioni contenute delle NTC di cui al D.M. 17/01/18, per l'area in esame, considerando, strutture di classe II (vita nominale $V_n = 50$ anni, coefficiente d'uso $C_u = 1,0$; $V_r = 50$ anni), risultano i seguenti valori di accelerazione di riferimento al suolo e parametri per il calcolo degli spettri di risposta di riferimento, in funzione dei diversi stati limite considerati:

STATO LIMITE	T_r (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c (s)
SLO	30	0.043	2.507	0.249
SLD	50	0.055	2.501	0.265
SLV	475	0.153	2.551	0.273
SLC	975	0.205	2.526	0.277

dove:

SLO = Stato limite di operatività; $P_{vr} = 81\%$

SLD = Stato limite di danno; $P_{vr} = 63\%$

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita; $P_{vr} = 10\%$

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso; $P_{vr} = 5\%$

a_g = accelerazione massima di riferimento al suolo

F_0 = fattore di amplificazione

T_c = inizio del tratto orizzontale dello spettro di risposta

D.G.R. E.R. 2193/2015

Il valore della a_g di riferimento, con probabilità di eccedenza dell'evento sismico del 10% in 50 anni, riportato nell'allegato A4 della Delibera della Giunta Regionale Emilia Romagna n° 2193/2015, per l'area in analisi, corrisponde a

$$a_{refg} = 0,153 \text{ g}$$

PROSPEZIONE SISMICA ATTIVA / PASSIVA (MASW / Re.Mi.)

In riferimento alla classificazione sismica del territorio nazionale: D.M. 17/01/2018, per determinare la categoria del suolo di fondazione, è stata eseguita una doppia prospezione geofisica 1 profilo MASW – 1 profilo Re.Mi., elaborati con metodo integrato attivo - passivo (MASW/Re.Mi.), per la rilevazione della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs.

La prospezione è stata effettuata con un sismografo digitale a 24 canali ad elevata dinamica *GEOMETRICS GEODE*, attrezzato con 24 geofoni verticali con frequenza propria di 4,5 Hz, disposti ad interasse di 3 m per una lunghezza totale di stendimento di 69 m.

Nella procedura del “metodo attivo” MASW le onde superficiali sono generate mediante una sorgente impulsiva disposta a piano campagna e sono registrate da uno stendimento lineare costituito da ricevitori posti a distanza variabile.

Il procedimento del “metodo passivo” (Re.Mi.) presenta caratteristiche geometriche dello stendimento uguali a quelle del sistema attivo ma i ricevitori non registrano le onde superficiali prodotte da una sorgente impulsiva, bensì il rumore di fondo (microtremore) prodotto da sorgenti naturali (vento) e antropiche (traffico, attività industriali).

Le due tecniche esaminano bande spettrali differenti: il metodo attivo consente di acquisire in modo dettagliato una curva di dispersione nel range di frequenza compreso tra 10 e 40 Hz e fornisce informazioni relative alla parte più superficiale del sottosuolo (fino a circa 10–20 m di profondità); il metodo passivo permette di determinare e definire una curva di dispersione nelle bande di frequenza tra 2 e 20 Hz e fornisce informazioni sugli strati più profondi.

La combinazione delle due tecniche consente di ottenere uno spettro completo nella banda di frequenza comprese tra 2 e 40 Hz e permette una dettagliata ricostruzione dell’andamento della velocità delle onde di taglio fino a circa 30–100 m di profondità, in funzione della lunghezza dello stendimento.

Nell’esecuzione della prova MASW (attiva) è stato utilizzato come sistema di energizzazione una mazza di 10 Kg battente su piattello metallico. Per aumentare il rapporto segnale/rumore si è proceduto alla somma di più energizzazioni (processo di stacking). La sorgente è stata posta ad una distanza di 6 e 10 m dal primo geofono (“Optimum Field Parameters of an MASW Survey”, Park *et al.*, 2005; *Dal Moro*, 2008).

Per l’acquisizione dei microtremori ambientali (Linerr Array: Re.Mi) sono state effettuate venti registrazioni della durata di 30 sec. con una frequenza di campionamento di 500 Hz.

L'elaborazione del segnale consiste nell'operare, tramite un opportuno software, una trasformata bidimensionale “*slowness-frequency*” (*p-f*) che analizza l'energia di propagazione del rumore in entrambe le direzioni della linea sismica e nel rappresentare lo spettro di potenza su un grafico *p-f*. Gli spettri delle singole acquisizioni sono quindi mediati, escludendo eventualmente quelli che presentano una bassa coerenza.

In tale spettro mediato si evidenziano gli andamenti che possiedono sia una spiccata coerenza di fase che una potenza significativa, ed è possibile un riconoscimento visivo delle onde di superficie (che hanno carattere dispersivo), da quelle riconducibili ad altri modi e tipi (onde di superficie di ordine superiore, onde di pressione, suono e rumore incoerente).

In funzione di quanto esposto è possibile effettuare un “*picking*”, attribuendo ad un certo numero di punti una o più *slowness* (*p* o $1/\text{velocità di fase}$) ed ottenere una “*curva di dispersione*”.

Quest'ultima è visualizzata su un diagramma in cui appare anche la curva di dispersione calcolata a partire da un modello di V_s che è modificabile in sede di elaborazione. Variando il numero di strati, la loro velocità e la densità, la curva di dispersione calcolata è adattata sino ad aderire il più possibile a quella sperimentale ottenuta con il picking.

I risultati ottenuti ed i relativi diagrammi di elaborazione sono visualizzati nella allegata scheda “*indagine MASW-Re.Mi.*”, riportante lo spettro di potenza mediato, la curva di dispersione, sia sperimentale che calcolata, ed il relativo modello interpretativo.

Identificazione categoria suolo di fondazione

I dati acquisiti dalle rilevazioni effettuate denotano che i primi 60 m del sottosuolo, soggiacenti il piano di posa delle fondazioni, sono contraddistinti da velocità di propagazione delle onde di taglio V_s , profondità e spessori, come riportato nella seguente tabella:

Stendimento sismico MASW/ Re.Mi.

Orizzonte sismostratigrafico	Profondità da p.c. (m)	Spessore (m)	V_s (m/sec)
1	1,0 ÷ 3,5	2,5	120
2	3,5 ÷ 25,0	21,5	200
3	25,0 ÷ 31,0	6,0	240
4	31,0 ÷ 60,0	29,0	310

Tab. a1

La definizione della categoria del sottosuolo è stata effettuata in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio Vs_{eq} (in m/s) mediante la relazione:

$$Vs_{eq} = \frac{H}{\sum_{i=1,n} \frac{hi}{Vsi}}$$

dove:

hi = spessore dello strato iesimo, m

Vsi = velocità onde di taglio strato iesimo, m/sec

N = numeri di strati

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio VS_{eq} è definita dal parametro VS_{30} , assumendo $H = 30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità; in base a quanto esposto per una profondità di incastro media delle fondazioni a -1,0 m dal piano campagna si ottiene:

$$VS_{30} = 196 \text{ m/s}$$

In funzione del miglioramento delle proprietà geomeccaniche con la profondità, dei valori delle Vs sopra esposti e dell'analisi della sequenza sismotecnica, risulta che i litotipi che formano i primi 30 m del sottosuolo sottostanti le fondazioni, sono attribuibili a:

- **Categoria C:** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Fattore di amplificazione sismico locale

Fattore di amplificazione topografico

L'area si ubica in una zona pianeggiante, quindi in ottemperanza alle normative regionali e nazionali, il coefficiente di amplificazione topografico corrisponde a:

$$S_T = 1,0 \text{ (categoria T1)}$$

Fattore di amplificazione stratigrafico - D.G.R. E.R. 2193/2015

In base alle indicazioni della Delibera della Giunta Regionale Emilia Romagna n° 2193/2015 – Allegato A2, si è determinato il coefficiente di amplificazione sismico locale.

In riferimento allo spessore ed omogeneità dei materiali investigati, si è considerato il caso di “Pianura 2” caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.

In occasione di sollecitazione sismica, in funzione delle caratteristiche litostratigrafiche locali, la successione sismostratigrafica può essere interessata dai seguenti fattori di amplificazione (comprensivi dell'effetto di amplificazione topografica):

$$FA \text{ PGA} \cdot S_T = 1,7 \cdot 1,0 = \mathbf{1,7}$$

$$FA \text{ SI1 } (0,1 < T_0 < 0,5) \cdot S_T = 2,0 \cdot 1,0 = \mathbf{2,0}$$

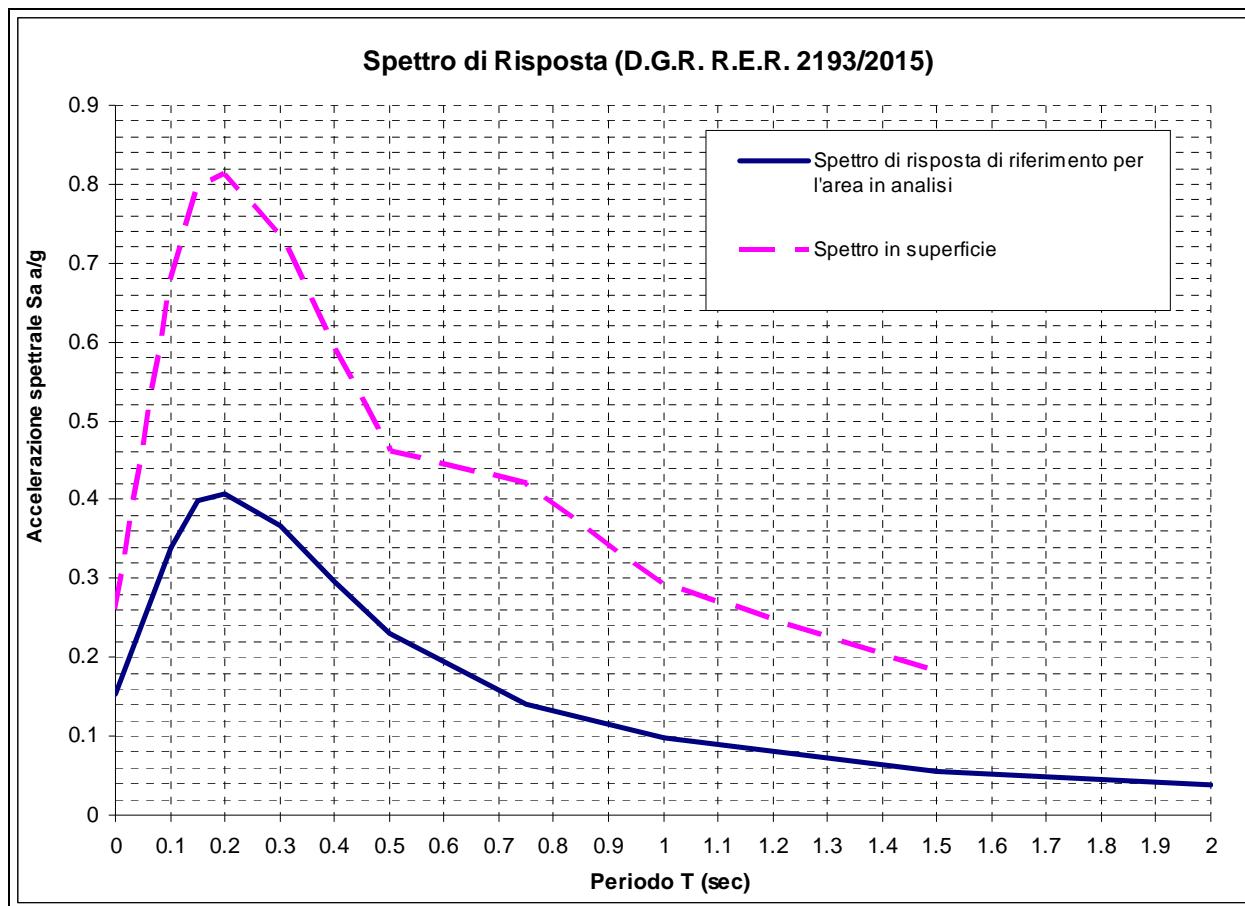
$$FA \text{ SI2 } (0,5 < T_0 < 1,0) \cdot S_T = 3,0 \cdot 1,0 = \mathbf{3,0}$$

$$FA \text{ SI3 } (0,5 < T_0 < 1,5) \cdot S_T = 3,3 \cdot 1,0 = \mathbf{3,3}$$

per un valore dell'accelerazione al suolo di riferimento pari a:

$$a_g = 0,153 \text{ g}$$

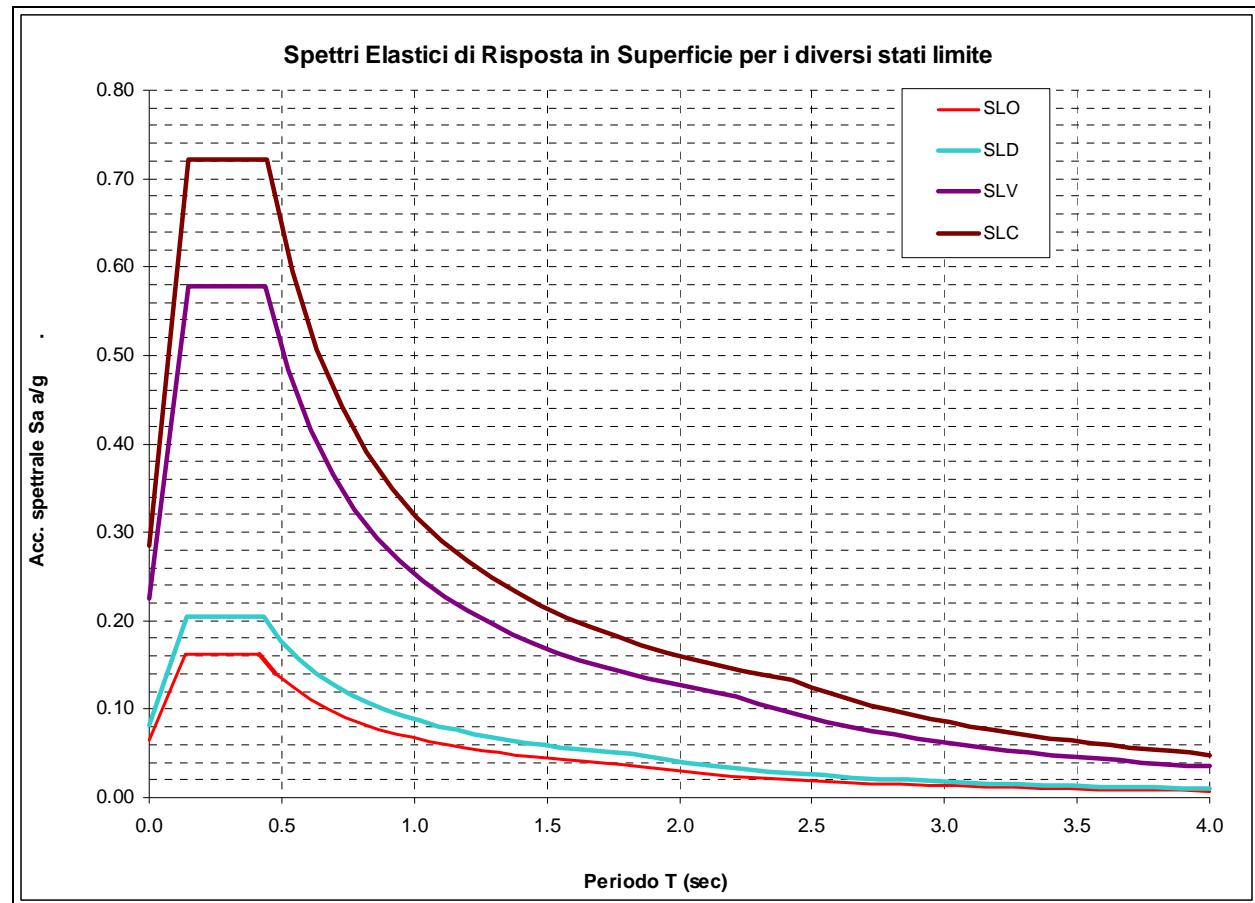
Lo spettro elastico di risposta del bedrock sismico o suolo A, di riferimento e lo spettro di risposta in superficie per i valori di FA sopra indicati, è visualizzato nella seguente figura.



Fattore di amplificazione stratigrafico - D.M. 17-01-2018

Sulla base delle indicazioni contenute delle NTC di cui al D.M. 17/01/18, per l'area in esame, considerando strutture di classe II (vita nominale $V_n = 50$ anni, coefficiente d'uso $C_u = 1,0$; $V_r = 50$ anni), risultano, in funzione dei diversi stati limite considerati, i seguenti valori di amplificazione in superficie per la costruzione dei relativi spettri elastici di progetto in superficie (categoria suolo C – Fattore di amplificazione topografico 1,0):

STATO LIMITE	T_r (anni)	S (-)	C_c (-)
SLO	30	1,5	1,661
SLD	50	1,5	1,628
SLV	475	1,465	1,612
SLC	975	1,390	1,603



dove:

SLO = Stato limite di operatività; Pvr = 81%; SLD = Stato limite di danno; Pvr = 63%

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita; Pvr = 10%

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso; Pvr = 5%

T_r = Tempo di ritorno; S = fattore di amplificazione; C_c = coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

ANALISI DI TERZO LIVELLO – MICROZONAZIONE SISMICA

Risposta sismica locale

La valutazione degli effetti di sito è stata determinata in base all'analisi di risposta sismica locale in riferimento alle elaborazioni della verticale sismica effettuata nel sito oggetto di variante stralcio 3/1.

Per determinare gli effetti della risposta sismica locale è stato utilizzato un modello di calcolo monodimensionale multistrato continuo, nel quale ogni sismostrato è considerato omogeneo ed isotropo con comportamento viscoelastico-lineare.

Il codice di calcolo 1D adottato: *Shake (Idriss and Sun, 1992)*, simula il modo di propagazione in direzione verticale delle onde sismiche di taglio SH, che si irradiano da un substrato sismico deformabile, orizzontale, ed attraversano livelli litologici stratificati orizzontalmente ed a spessore costante, sino al raggiungimento della superficie.

Tali condizioni, in rapporto all'energia generata dagli shock sismici, alle lunghezze ed ampiezze d'onda originate dagli stessi, all'assetto litostratigrafico dei primi 500 \div 1000 m del sottosuolo rapportato alle distanze, sono soddisfatte dalle condizioni presenti nell'ambito territoriale in oggetto.

I dati di ingresso richiesti dal sopradetto codice di calcolo sono: numero degli strati, spessore, densità, modulo di taglio massimo iniziale (G_0), rapporto di smorzamento iniziale (D_0), legge di variazione normalizzata del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento in funzione della deformazione di taglio, profondità del bedrock sismico e sue proprietà elastiche, accelerogrammi di riferimento.

La definizione degli input sismici utilizzati per le simulazioni di scuotimento in superficie è stata effettuata confrontando lo spettro di risposta degli accelerogrammi selezionati opportunamente scalati, con quella dello spettro a probabilità uniforme determinato secondo le indicazioni della D.G.R. 2193 21/12/2015, avendo cura di ottenere una congruenza rientrante nella forma normalizzata \pm la deviazione standard. Tale procedura ha portato alla selezione di 11 accelerogrammi di input, tre dei quali presenti nella banca dati approntata dalla Regione Emilia Romagna, disponibili al sito internet <http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/canal/sismica.htm> (accelerogrammi 46, 126, 354), due ottenuti da selezione nel database internazionale “European strong-motion database” <http://www.isedh.hi.is/> (accelerogrammi 946, 1241) e sei derivati dalla definizione di accelerogrammi di riferimento per l'argine destro del Po redatta da *A. Marcellini, D. Albarello, D. Gerosa* (accelerogrammi 55, 368, 4675, 6239, 6275, 7059) messi a disposizione dal *Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della*

Regione Emilia Romagna, per gli studi di microzonazione dei comuni di Bagnolo In Piano, Correggio, San Martino In Rio, Rio Saliceto, Campogalliano.

Le valutazioni sono state eseguite in condizioni di assenza di manufatti (*free field*), ed i suddetti accelerogrammi sono stati scalati al valore di accelerazione massima corrispondente a quella di riferimento per un'eccedenza del 10 % in 50 anni che per il comune di Correggio, Villaggio Piccola e Media Industria corrisponde a:

$$a/g = 0,153$$

Calcolo degli effetti di sito

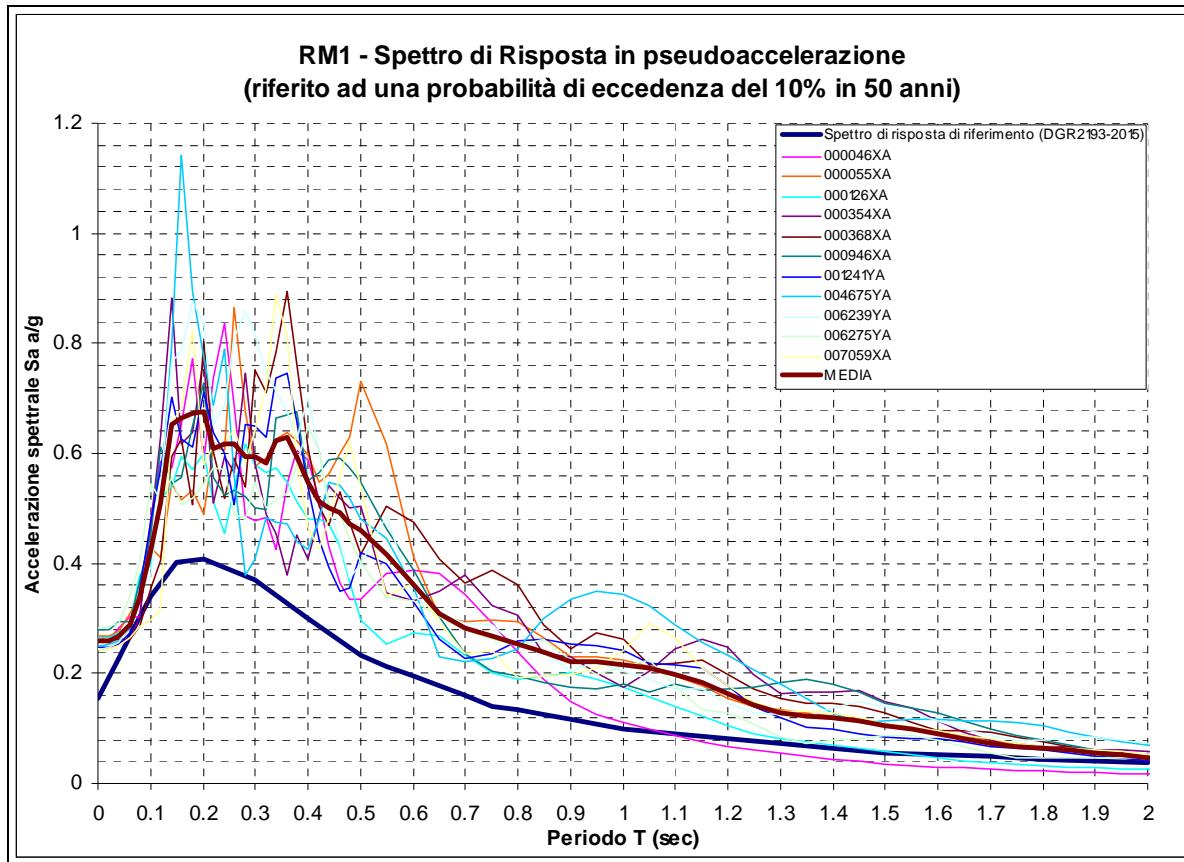
Per il calcolo dello scuotimento in superficie è stato utilizzato un modello numerico che simula la propagazione verticale di onde SH attraverso strati piano paralleli omogenei ed isotropi a partire da uno strato di riferimento rigido (bedrock sismico). Nell'analisi è stato considerato il comportamento di tipo non lineare dei terreni con il livello di deformazione, desumendo i parametri di decadimento da dati bibliografici per litotipi simili/equivalenti a quelli dei terreni presenti nel sottosuolo del territorio di Correggio.

Il codice di calcolo utilizzato per le simulazioni di scuotimento in superficie *Proshake (EduPro Civil System, Inc)* si basa essenzialmente sul modello di calcolo di *Shake91 (Idriss e Sun, 1992)*² modificandone l'interfaccia di immissione dati per un più facile utilizzo.

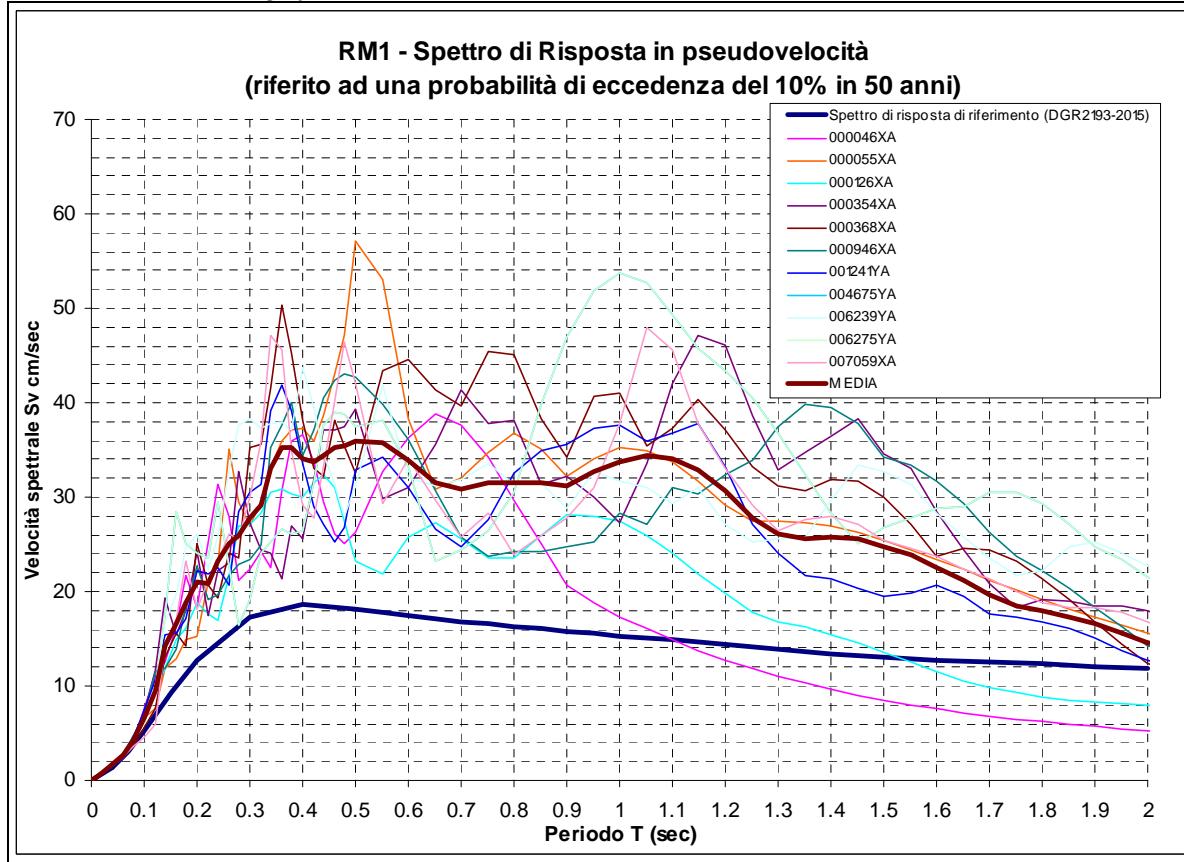
La profondità del bedrock sismico, definito a velocità corrispondente a 700 m/sec, è stata determinata estrapolando i valori e le profondità sino al raggiungimento di detta velocità.

Dalle simulazioni effettuate si sono ottenuti gli spettri in pseudoaccelerazione e pseudovelocità di seguito riportati sia in forma grafica che tabellare.

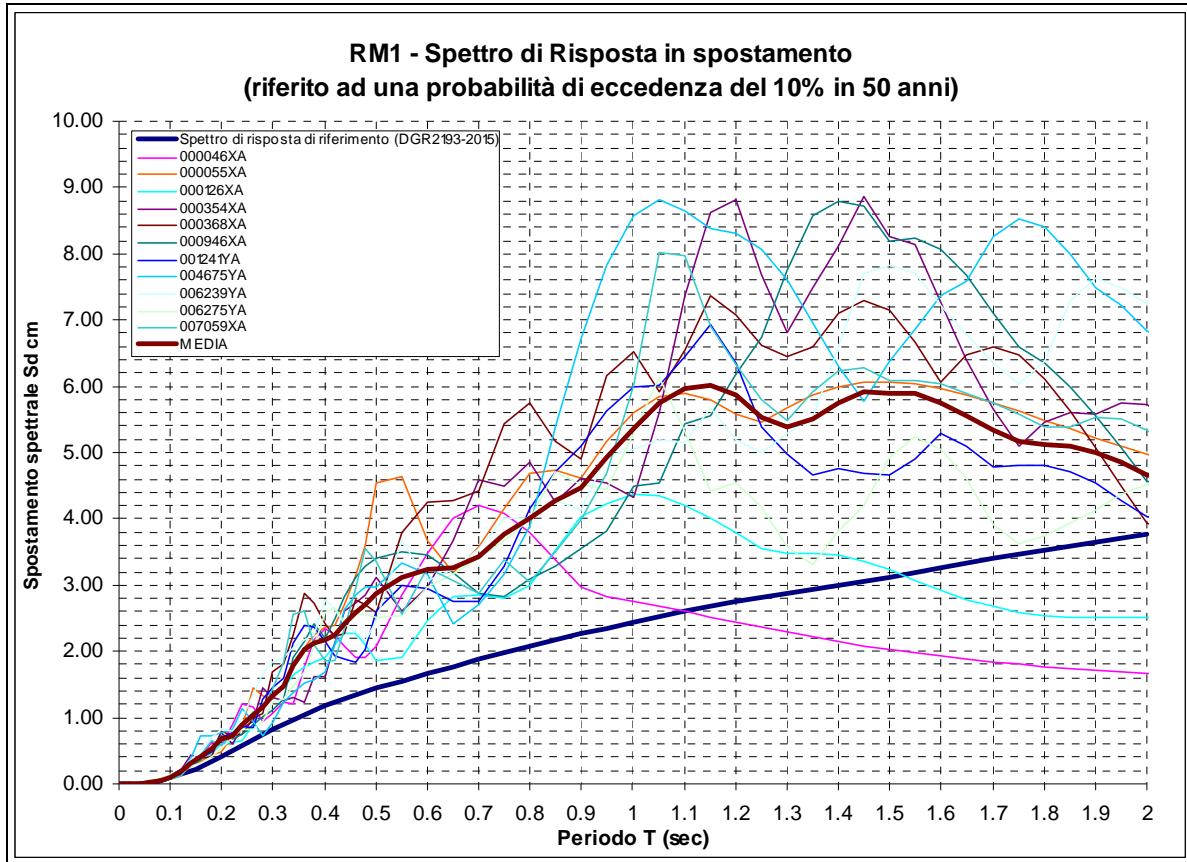
² Idriss, M. and Sun, J.I. (1992). "SHAKE91: A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits", *User's Guide*, University of California, Davis, California, 13 pp..



Spettro di risposta in superficie definito mediando i risultati degli spettri ottenuti applicando gli scuotimenti selezionati alla sismostratigrafia.



Spettro di risposta in superficie precedentemente visualizzato in termini di pseudovelocità (smorzamento 5%).



Spettro di risposta in superficie in termini di pseudospostamento (smorzamento 5%).

Definizione dei coefficienti di amplificazione sismica

La definizione dell'amplificazione del moto sismico tra bedrock sismico e superficie per ognuna delle zone identificate dai modelli precedentemente illustrati, è stata effettuata sia con la determinazione del rapporto di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA_0) che mediante la determinazione dell'intensità di Housner³ (o intensità dello spettro di risposta) SI/SI_0 , definita come:

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

dove PSV è lo spettro di risposta in pseudovelocità, T e ξ sono rispettivamente il periodo e lo smorzamento (considerato come convenzionalmente = 5%).

Dimensionalmente, l'intensità di Housner è uno spostamento (cm).

Il parametro risultante evidenzia la severità del moto sismico in relazione al danno potenziale atteso per effetto dei terremoti in esame.

I risultati ottenuti sono riportati nelle seguenti tabelle.

³ Housner G.W., 1952; Intensity of ground motion during strong earthquakes, California Institute of Technology, August.

<i>Periodo T (sec)</i>	<i>FA IS</i>	<i>Sa media (g)</i>
0 (FA PGA)	1.68	0.258
0,1 – 0,2	1.59	0.60
0,2 – 0,3	1.59	0.62
0,3 – 0,4	1.82	0.59
0,4 – 0,5	1.89	0.50
0,5 – 0,6	1.99	0.41
0,6 – 0,7	1.86	0.32
0,7 – 0,8	1.89	0.27
0,8 – 0,9	1.96	0.24
0,9 – 1,0	2.09	0.22
1,0 – 1,1	2.26	0.21
1,1 – 1,2	2.23	0.18
1,2 – 1,3	1.99	0.15
1,3 – 1,4	1.88	0.12
1,4 – 1,5	1.92	0.11

<i>Periodo T (sec)</i>	<i>Fattore di amplificazione (FA – DGR 2193/15)</i>	<i>Fattore di amplificazione</i>
0 (FA PGA)	1,7	1,7
0,1 - 0,5	2,0	1,8
0,5 - 1	3,0	2,0
0,5 - 1,5	3,3	2,0

Normalizzazione dello spettro di risposta elastico (SLV)

La "normalizzazione" consiste nell'esprimere lo spettro elastico della risposta sismica locale orizzontale (SLV), ottenuto dallo studio di RSL precedentemente esposto, con le equazioni 3.2.4 del DM 2008.

L'esecuzione prevede l'applicazione sia dei parametri indipendenti che di quelli indipendenti previsti al par. 3.2.3.2.1 del DM 2008.

Parametri indipendenti (SLV):

Cat. Suolo: C

$a/g = 0,153$

$F_0 = 2,551$

$T_c^* = 0,273$

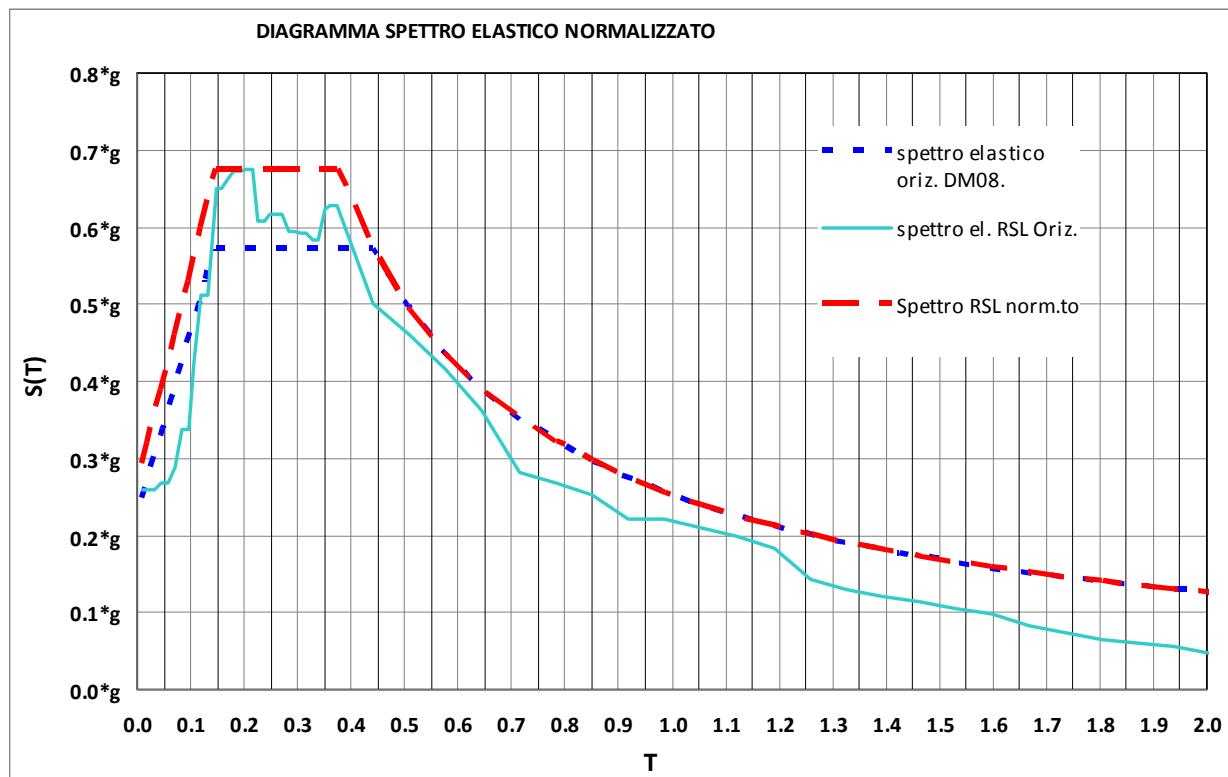
Parametri dipendenti (SLV):

$S = 1,731$

$T_B = 0,148$

$T_C = 0,373$

$T_D = 2,212$



Spettro di risposta normalizzato secondo i parametri delle NTC di cui al DM 2008.

ANALISI DEI MICROTREMORI CON LA TECNICA HVSR

Nel sito oggetto della Variante stralcio 3/1 è stata eseguita una acquisizione di microtremori ambientali mediante un sismometro *GEOBOX-SARA* ad elevata dinamica (24 bits) attrezzato con geofono tridirezionale da 4.5 Hz di frequenza propria, ubicato nel settore centro meridionale dell'area in esame.

L'acquisizione è stata effettuata campionando il segnale a 100 Hz per una durata di circa 60 minuti.

Tali dati sono stati elaborati con la tecnica HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*). Il principio del metodo è basato sul fatto che i microtremori correlati dalle onde di *Rayleigh*, non subiscono fenomeni di amplificazione in corrispondenza di marcati contrasti di impedenza sismica, nelle componenti verticali del moto, mentre tale amplificazione avviene per le componenti orizzontali, soprattutto in corrispondenza della frequenza fondamentale di risonanza (F_0) dei terreni indagati. Eseguendo quindi il rapporto tra le componenti degli spettri di frequenza orizzontale e verticale (H/V) si ottiene un grafico in cui si evidenziano le frequenze in cui si hanno i maggiori effetti di amplificazione locale.

L'elaborazione HVSR dei dati acquisiti ha evidenziato i risultati riportati nell'allegata scheda "Indagine HVSR" in cui la linea rossa continua in grassetto evidenzia la media delle finestre di calcolo, mentre le linee sottili rappresentano l'intervallo di confidenza al 90% rispetto alla media calcolata.

Dall'esame dei dati risulta un picco di amplificazione principale con ampiezza pari a:

$$A = 2,2$$

con frequenza equivalente a:

$$f_0 = 0,63 \text{ Hz}$$

corrispondente al periodo principale:

$$t_0 = 1,58 \text{ sec.}$$

In riferimento al range che compete ai parametri sopra esposti sono da valutare possibili effetti di fenomeni di doppia risonanza nel campo dei periodi:

$$1,1 < T < 1,8 \text{ sec.}$$

in rapporto ai periodi di vibrazione dei manufatti.

CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Per definire le caratteristiche litotecniche dei terreni che formano il sottosuolo dell'area della Variante stralcio 3/1, sono state utilizzate tre prove penetrometriche statiche CPT tipo Rm precedentemente eseguite (2004) nel medesimo sito, mediante un penetrometro statico di tipologia olandese, con caratteristiche conformi allo standard europeo (cfr. *Raccomandazioni ISSMFE-AGI*), mod. TM16, da 20 ton di spinta, dotato di cella di pressione idraulica a lettura analogica ed attrezzando la prima asta con punta *Begemann (Friction Sleeve Cone)*; dette indagini hanno raggiunto profondità di -14 ÷ -20 m p.c.

I parametri di resistenza rilevati con il penetrometro statico sono visualizzati negli allegati certificati prova penetrometrica che riportano:

Profondità (m):

- Resistenza alla punta (qc; kgf/cmq) log di sinistra a tratto continuo.
- Resistenza ad attrito laterale (fs; kgf/cmq) istogramma di destra a tratto continuo.
- Rapporto di Begemann (qc/fs) log di destra a punteggiato.

I punti di indagine sono ubicati come nella planimetria (Tav. 2):

In base al rapporto di *Begemann* che indica la componente litologica dei terreni sondati dal penetrometro si è riconosciuta, dall'alto in basso rispetto alla quota del piano campagna al momento delle prove, la successione litostratigrafico - meccanica di seguito descritta:

Successione litomeccanica

Profondità	Descrizione Litologica
Da piano campagna a -1,4 m p.c.	Superato lo strato di suolo agrario e terreni rimaneggiati, dello spessore di 0,6 m, si riscontrano litotipi prevalentemente argilloso limosi e limoso argillosi, contraddistinti da valori di resistenza alla punta variabili tra $qcm = 7 \div 10 \text{ kgf/cmq}$ e da valori di resistenza ad attrito laterale locale compresi tra $fsm = 0,3 \div 0,6 \text{ kgf/cmq}$
Da -1,4 a -2,8 ÷ -3,0 m p.c.	Alternanze prevalentemente limoso argillose e limose con intercalati sottili corpi lenticolari limoso sabbiosi che si arricchiscono in componenti argilloso limose in direzione nord orientale (CPT2); i valori di resistenza alla punta variano mediamente tra $qcm = 8 \div 9 \text{ kgf/cmq}$, la resistenza ad attrito laterale oscilla tra $fsm = 0,20 \div 0,45 \text{ kgf/cmq}$.
Da -2,8 ÷ -3,0 a - 4,8 m p.c.	Unità prevalentemente argilloso limosa caratterizzata da valori di resistenza alla punta media che oscillano tra $qcm = 12 \div 15 \text{ kgf/cmq}$; i valori di resistenza all'attrito laterale sono compresi tra $fsm = 0,5 \div 0,7 \text{ kgf/cmq}$.
Da - 4,8 m a -5,4 m p.c.	Strato prevalentemente argilloso limoso contraddistinto da valori di resistenza alla punta che oscillano tra $qcm = 8 \div 11 \text{ kgf/cmq}$; i valori di resistenza all'attrito laterale sono compresi tra $fsm = 0,45 \div 0,55 \text{ kgf/cmq}$.

Profondità	Descrizione Litologica
Da - 5,4 m a -7,0 ÷ -7,4 m p.c.	Alternanze prevalentemente argilloso limose, con presenza di sottili intercalazioni lenticolari limoso argillose; i valori di resistenza alla punta variano mediamente tra $qcm = 14 \div 18 \text{ kgf/cm}^2$; la resistenza ad attrito laterale oscilla tra $fsm = 0,7 \div 0,9 \text{ kgf/cm}^2$
Da - 7,0 ÷ -7,4 m a -9,0 m p.c.	Unità a pronunciata variabilità litologica laterale, costituita da litotipi limoso argilosi e limosi con lenti sabbioso limose, contraddistinti da valori di resistenza alla punta variabili tra $qcm = 14 \div 20 \text{ kgf/cm}^2$ e da valori di resistenza all'attrito laterale mediamente compresi tra $fsm = 0,4 \div 0,6 \text{ kgf/cm}^2$, sostituiti lateralmente da sabbie a medio grado di densità relativa caratterizzazione da valori medi di $qcm = 30 \div 40 \text{ kgf/cm}^2$ e di $fsm = 0,2 \div 0,4 \text{ kgf/cm}^2$.
Da -9,0 m a -12,0 m p.c.	Unità a marcata variabilità litologica laterale, costituita prevalentemente da litotipi sabbiosi che si riducono in spessore ed arricchiscono in componenti limose – limoso sabbioso in direzione settentrionale, contraddistinti nelle componenti sabbiose con maggiore spessore (CPT1) da valori di resistenza alla punta variabili tra $qcm = 40 \div 60 \text{ kgf/cm}^2$ e da valori di resistenza all'attrito laterale mediamente compresi tra $fsm = 0,2 \div 0,3 \text{ kgf/cm}^2$; nelle zone dove le unità sabbiose presentano spessori inferiori (CPT 2-3) $qcm = 14/16 \div 24/28 \text{ kgf/cm}^2$ ed $fsm = 0,15 \div 0,3 \text{ kgf/cm}^2$; dove le sabbie sono sostituite da limi – limi argilosi $qcm = 6 \div 8 \text{ kgf/cm}^2$ ed $fsm = 0,2 \div 0,35 \text{ kgf/cm}^2$.
Da -12,0 m a - 13,0 ÷ -14,0 m p.c.	Orizzonte prevalentemente argilloso limoso contraddistinto da valori di resistenza alla punta variabili tra $qcm = 15 \div 20 \text{ kgf/cm}^2$ e valori di resistenza ad attrito laterale locale compresi tra $fsm = 0,7 \div 1,0 \text{ kgf/cm}^2$, con intercalato uno strato limoso argilloso tra -13,0 ÷ -13,5 m p.c. e -13,5 ÷ -14,0 m p.c., caratterizzato da $qcm = 8 \div 10 \text{ kgf/cm}^2$ ed $fsm = 0,3 \div 0,5 \text{ kgf/cm}^2$.
Da - 13,0 ÷ -14,0 m a - 15,4 m p.c.	Unità prevalentemente argillosa – argilloso limosa contraddistinta da valori di resistenza alla punta variabili tra $qcm = 24 \div 34 \text{ kgf/cm}^2$ e di resistenza ad attrito laterale compresi tra $fsm = 1,0 \div 1,4 \text{ kgf/cm}^2$.
Da -15,4 m a -16,4 m p.c.	Strato argilloso limoso, a grado di addensamento variabile sulla verticale; i valori medi di resistenza alla punta sono compresi tra $qcm = 10 \div 14/16 \text{ kgf/cm}^2$ e la resistenza ad attrito laterale varia tra $fsm = 0,3 \div 0,5 \text{ kgf/cm}^2$.
Da -16,4 a -17,4 m p.c.	Alternanze prevalentemente sabbiose – sabbioso limose, a grado di densità relativa basso, contraddistinte da valori di resistenza alla punta compresi tra $qcm = 20 \div 26 \text{ kgf/cm}^2$ e di resistenza all'attrito laterale variabile tra $fsm = 0,25 \div 0,6 \text{ kgf/cm}^2$.
Da -17,4 m a -18,4 m p.c.	Argille limose caratterizzate da valori di resistenza alla punta oscillanti tra $qcm = 18 \div 20 \text{ kgf/cm}^2$ e di resistenza ad attrito laterale compresi tra $fsm = 0,7 \div 0,9 \text{ kgf/cm}^2$.
Da -18,4 m a -20,0 m p.c.	Unità prevalentemente argillosa – argilloso limosa, leggermente sovraconsolidata, contraddistinta da valori di resistenza alla punta variabili tra $qcm = 20 \div 30 \text{ kgf/cm}^2$ e di resistenza ad attrito laterale compresi tra $fsm = 0,8 \div 1,2 \text{ kgf/cm}^2$.

Considerazioni sulla litostratigrafia geomeccanica

Dalle correlazioni tra le prove penetrometriche eseguite si riscontra una moderata variabilità sia litologica che del grado di consistenza laterale ed una contenuta differenziazione in senso verticale in orizzonti a caratteri litogranulometrici diversi sino a -7 m pc e pronunciata variabilità laterale degli stessi da -7 a-12 m pc; successivamente sino a -20 m pc le componenti litologiche e grado di consistenza sono moderatamente differenziati sia sulla verticale che lateralmente.

Successione geotecnica

I dati ottenuti dalle indagini eseguite, restituiti negli allegati certificati prove penetrometriche, sono stati elaborati in parametri caratteristici in base ai quali è stata sviluppata l'analisi geomeccanica ricavando i valori della coesione non drenata c_u dalla relazione di *Begemann* e dalla correlazione del *MIT*, l'angolo d'attrito interno in termini di tensioni efficaci ϕ' dall'equazione di *Sandven* e da quella di *Caquot*, la coesione in termini di tensioni efficaci dalla equazione di *Coulomb* e dalla correlazione di *Merse*, il grado di consolidazione dalla relazione di *Kulhawy* e *Mayne*, la densità relativa dalla correlazione di *Jamiolkowski*.

In base a quanto esposto è stata discretizzata la successione geotecnica di seguito descritta.

Successione geotecnica

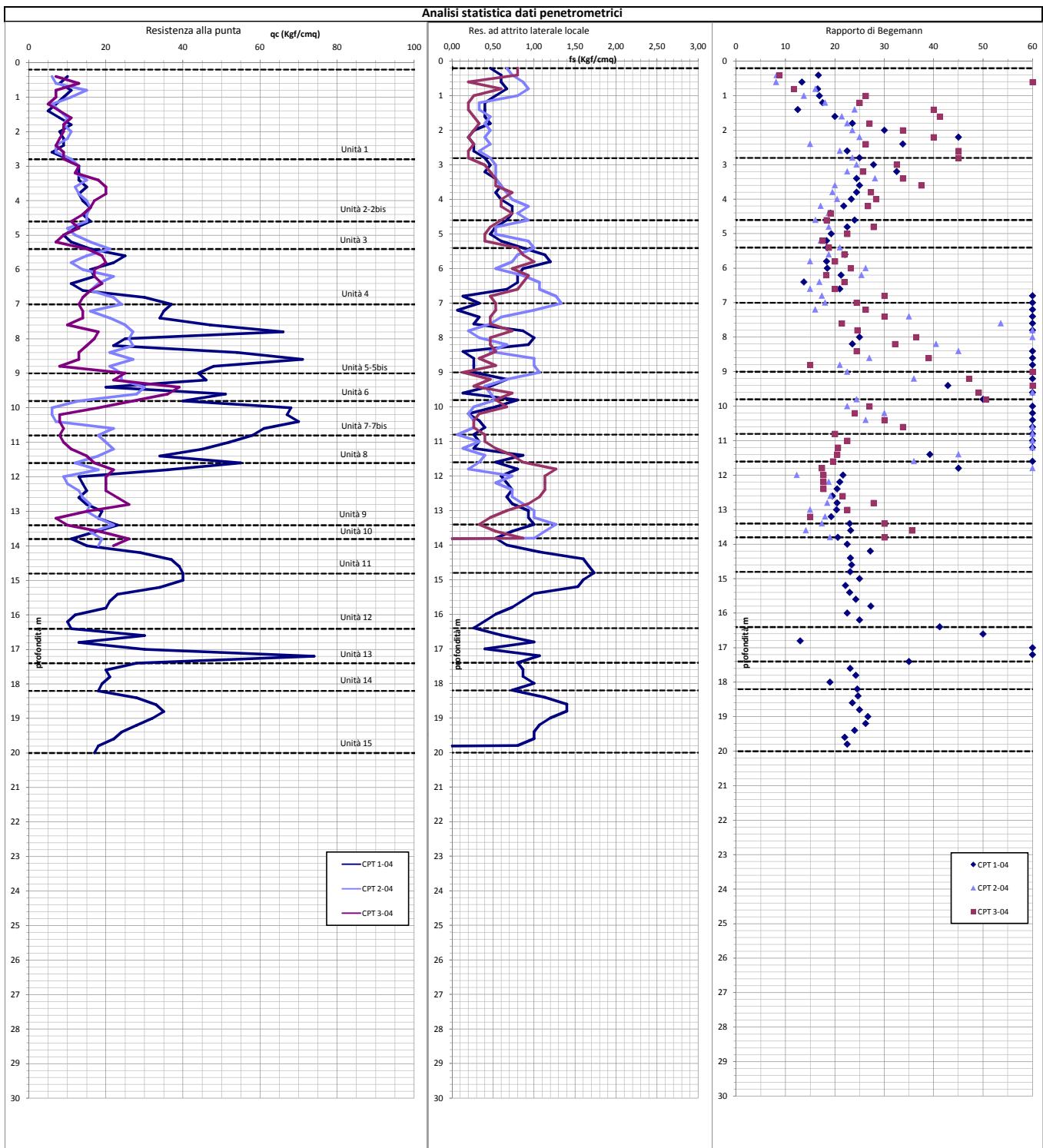
Orizzonte	Descrizione litotecnica	Parametri caratteristici
Unità 1 <i>Da - 0,6 m</i> <i>a - 2,8 m p.c.</i>	Argille limose e limi argillosi, con lenti limoso argillose – limoso sabbiose, sature a quote sottostanti -1,5 m pc, a grado di consistenza medio – medio basso, moderatamente variabile lateralmente; il grado di compressibilità è medio – medio elevato.	$qc_k = 8,1 \text{ kgf/cm}^2$ $fs_k = 0,37 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 22^\circ$ $c'_k = 0,10 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,37 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00182 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{edk} = 40 \text{ kgf/cm}^2$
Unità 2 <i>Da - 2,8 m</i> <i>a - 4,6 m p.c.</i>	Argille limose - limi argillosi, saturi; il grado di compressibilità risulta di tipo medio – medio basso.	$qc_k = 13,5 \text{ kgf/cm}^2$ $fs_k = 0,58 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 23^\circ$ $c'_k = 0,12 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,55 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00188 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{edk} = 48 \text{ kgf/cm}^2$
Unità 2bis <i>Da - 2,8 m</i> <i>a - 4,6 m p.c.</i> <i>(cpt 3/04)</i>	Argille limose – limi argillosi saturi, a grado di consistenza differenziato in senso verticale tra medio basso e basso.	$qc_k = 13,6 \text{ kgf/cm}^2$ $fs_k = 0,55 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 24^\circ$ $c'_k = 0,15 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,53 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00188 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{edk} = 50 \text{ kgf/cm}^2$

Orizzonte	Descrizione litotecnica	Parametri caratteristici
Unità 3 <i>Da -4,6 m</i> <i>a - 5,4 m p.c.</i>	Argille limose, sature, a grado di compressibilità medio – medio elevato.	$q_{c_k} = 10,0 \text{ kgf/cmq}$ $f_{s_k} = 0,47 \text{ kgf/cmq}$ $\phi'_{k} = 20$ $c'_{k} = 0,10 \text{ kgf/cmq}$ $c_{u_k} = 0,45 \text{ kgf/cmq}$ $\gamma_k = 0,00185 \text{ kgf/cmc}$ $E_{edk} = 45 \text{ kgf/cmq}$
Unità 4 <i>Da - 5,4 m</i> <i>a - 7,0 m p.c.</i>	Argille limose - argille, sature, a grado di compressibilità medio – medio basso, moderatamente variabile in senso laterale.	$q_{c_k} = 16,7 \text{ kgf/cmq}$ $f_{s_k} = 0,77 \text{ kgf/cmq}$ $\phi'_{k} = 23^\circ$ $c'_{k} = 0,15 \text{ kgf/cmq}$ $c_{u_k} = 0,58 \text{ kgf/cmq}$ $\gamma_k = 0,00185 \text{ kgf/cmc}$ $E_{edk} = 56 \text{ kgf/cmq}$
Unità 5 <i>Da - 7,0 m</i> <i>a - 9,0 m p.c.</i>	Limi - limi sabbiosi con lenti sabbiosi limose, a grado di compressibilità variabile lateralmente da medio basso a medio.	$q_{c_k} = 16,3 \text{ kgf/cmq}$ $f_{s_k} = 0,48 \text{ kgf/cmq}$ $\phi'_{k} = 23^\circ$ $c'_{k} = 0,13 \text{ kgf/cmq}$ $c_{u_k} = 0,47 \text{ kgf/cmq}$ $\gamma_k = 0,00187 \text{ kgf/cmc}$ $E_{edk} = 52 \text{ kgf/cmq}$
Unità 5bis <i>Da -7,0 m</i> <i>a - 9,0 m p.c.</i> <i>(cpt 1/04)</i>	Sabbie medie sature, a grado di densità relativa medio differenziato in senso verticale tra medio e medio basso.	$q_{c_k} = 36 \text{ kgf/cmq}$ $f_{s_k} = 0,25 \text{ kgf/cmq}$ $\phi'_{k} = 32^\circ$ $c'_{k} = 0,00 \text{ kgf/cmq}$ $Dr_k = 42\%$ $\gamma_k = 0,00187 \text{ kgf/cmc}$ $E_{edk} = 74 \text{ kgf/cmq}$
Unità 6 <i>Da - 9,0 m</i> <i>a - 10,0 m p.c.</i>	Sabbie medio – medio fini sature, a grado di densità relativa differenziato in senso laterale tra medio e medio basso.	$q_{c_k} = 28 \text{ kgf/cmq}$ $f_{s_k} = 0,25 \text{ kgf/cmq}$ $\phi'_{k} = 30^\circ$ $c'_{k} = 0,00 \text{ kgf/cmq}$ $Dr_k = 32\%$ $\gamma_k = 0,00182 \text{ kgf/cmc}$ $E_{edk} = 70 \text{ kgf/cmq}$
Unità 7 <i>Da -10,0 m</i> <i>a - 10,6 – 11,0 m p.c.</i>	Limi argillosi e limi, saturi, a grado di compressibilità medio elevato.	$q_{c_k} = 7,2 \text{ kgf/cmq}$ $f_{s_k} = 0,27 \text{ kgf/cmq}$ $\phi'_{k} = 18^\circ$ $c'_{k} = 0,10 \text{ kgf/cmq}$ $c_{u_k} = 0,25 \text{ kgf/cmq}$ $\gamma_k = 0,00178 \text{ kgf/cmc}$ $E_{edk} = 36 \text{ kgf/cmq}$

Orizzonte	Descrizione litotecnica	Parametri caratteristici
Unità 7bis <i>Da - 9,8 m</i> <i>a - 11,4 m p.c.</i> <i>(cpt 1/04)</i>	Sabbie medie sature, a grado di densità relativa differenziato in senso verticale tra medio e medio basso.	$q_{c_k} = 58 \text{ kgf/cmq}$ $f_{s_k} = 0,26 \text{ kgf/cmq}$ $\phi'_{k} = 33^\circ$ $c'_{k} = 0,00 \text{ kgf/cmq}$ $D_{r_k} = 52\%$ $\gamma_k = 0,00185 \text{ kgf/cmc}$ $E_{edk} = 110 \text{ kgf/cmq}$
Unità 8 <i>Da -10,8 ÷ -11,0 m</i> <i>a - 11,6 ÷- 12,0 m p.c.</i>	Sabbie medio fini, sature a grado di densità relativa basso differenziato in senso laterale.	$q_{c_k} = 16,0 \text{ kgf/cmq}$ $f_{s_k} = 0,27 \text{ kgf/cmq}$ $\phi'_{k} = 25^\circ$ $c'_{k} = 0,12 \text{ kgf/cmq}$ $D_{r_k} = 18\%$ $\gamma_k = 0,0018 \text{ kgf/cmc}$ $E_{edk} = 50 \text{ kgf/cmq}$
Unità 9 <i>Da - 11,6 ÷ - 12,0 m</i> <i>a - 13,2 ÷ -14,0 m p.c.</i>	Argille e argille limose, sature; a grado di compressibilità medio basso moderatamente variabile in senso laterale e verticale.	$q_{c_k} = 16,2 \text{ kgf/cmq}$ $f_{s_k} = 0,80 \text{ kgf/cmq}$ $\phi'_{k} = 22^\circ$ $c'_{k} = 0,15 \text{ kgf/cmq}$ $c_{u_k} = 0,65 \text{ kgf/cmq}$ $\gamma_k = 0,00193 \text{ kgf/cmc}$ $E_{edk} = 56 \text{ kgf/cmq}$
Unità 10 <i>Da - 13,2 ÷ -14,0 m</i> <i>a - 13,8 ÷14,2 m p.c.</i>	Argille limose – limi argillosi, saturi, a grado di compressibilità medio – medio elevato.	$q_{c_k} = 9,5 \text{ kgf/cmq}$ $f_{s_k} = 0,39 \text{ kgf/cmq}$ $\phi'_{k} = 18^\circ$ $c'_{k} = 0,10 \text{ kgf/cmq}$ $c_{u_k} = 0,35 \text{ kgf/cmq}$ $\gamma_k = 0,00182 \text{ kgf/cmc}$ $E_{edk} = 45 \text{ kgf/cmq}$
Unità 11 <i>Da - 13,8 ÷ -14,2 m</i> <i>a - 15,4 m p.c.</i>	Argille e argille limose, sature; a grado di compressibilità medio basso – basso discretamente continuo in senso verticale e moderatamente differenziato sull'orizzontale.	$q_{c_k} = 27,7 \text{ kgf/cmq}$ $f_{s_k} = 1,15 \text{ kgf/cmq}$ $\phi'_{k} = 23^\circ$ $c'_{k} = 0,18 \text{ kgf/cmq}$ $c_{u_k} = 0,95 \text{ kgf/cmq}$ $\gamma_k = 0,002 \text{ kgf/cmc}$ $E_{edk} = 72 \text{ kgf/cmq}$
Unità 12 <i>Da - 15,4 m</i> <i>a - 16,4 m p.c.</i>	Argille limose e limi argillosi, saturi, a grado di compressibilità medio – medio elevato.	$q_{c_k} = 10,5 \text{ kgf/cmq}$ $f_{s_k} = 0,45 \text{ kgf/cmq}$ $\phi'_{k} = 19^\circ$ $c'_{k} = 0,10 \text{ kgf/cmq}$ $c_{u_k} = 0,40 \text{ kgf/cmq}$ $\gamma_k = 0,00182 \text{ kgf/cmc}$ $E_{edk} = 48 \text{ kgf/cmq}$

Orizzonte	Descrizione litotecnica	Parametri caratteristici
Unità 13 <i>Da – 16,4 m</i> <i>a – 17,4 m p.c.</i>	Sabbie fini – sabbie limose, sature, a grado di densità relativa basso.	$q_{c_k} = 23 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,4 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_{k} = 25^\circ$ $c'_{k} = 0,05 \text{ kgf/cm}^2$ $D_{r_k} = 20\%$ $\gamma_k = 0,00183 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{edk} = 60 \text{ kgf/cm}^2$
Unità 14 <i>Da – 17,4 m</i> <i>a – 18,2 m p.c.</i>	Argille limose sature: a grado di compressibilità medio – medio basso, discretamente continuo in senso verticale.	$q_{c_k} = 18,0 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,74 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_{k} = 22^\circ$ $c'_{k} = 0,13 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{u_k} = 0,65 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00192 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{edk} = 65 \text{ kgf/cm}^2$
Unità 15 <i>Da – 18,2 m</i> <i>a – 20,0 m p.c.</i>	Argille e argille limose, sature; a grado di compressibilità medio basso – basso, moderatamente differenziato sulla verticale.	$q_{c_k} = 26 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,99 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_{k} = 23^\circ$ $c'_{k} = 0,17 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{u_k} = 0,82 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00197 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{edk} = 74 \text{ kgf/cm}^2$

Legenda dati: ϕ' = angolo di attrito interno; c' = coesione drenata; c_u = coesione non drenata; γ = peso di volume; E_{ed} = modulo edometrico, D_{r_k} = densità relativa.



	qc (kgf/cm ²)																	
	Unità 1	Unità 2	Unità 2bis	Unità 3	Unità 4	Unità 5	Unità 5bis	Unità 6	Unità 7	Unità 7bis	Unità 8	Unità 9	Unità 10	Unità 11	Unità 12	Unità 13	Unità 14	Unità 15
campioni	39	18	9	10	26	19	10	13	8	11	27	5	9	5	4	9		
Minimo	5,00	12,00	11,00	7,00	11,00	8,00	22,00	18,00	6,00	34,00	9,00	10,00	7,00	22,00	10,00	18,00	17,00	
Massimo	15,00	16,00	20,00	16,00	30,00	27,00	71,00	51,00	13,00	70,00	55,00	26,00	19,00	40,00	21,00	74,00	21,00	
Media	8,67	14,06	15,67	11,50	18,15	18,79	43,90	32,77	8,50	56,88	22,27	17,44	12,40	32,22	14,89	35,00	19,50	26,33
Mediana	9,00	14,00	16,00	11,50	17,00	18,00	42,00	30,00	8,00	59,50	18,00	17,00	11,00	34,00	12,00	30,00	19,50	28,00
Dev. Stand.	2,10	1,31	3,16	2,80	4,31	6,14	15,53	10,21	2,06	11,75	12,26	3,70	4,18	6,92	4,71	20,51	1,12	6,13
Media tron.	8,58	14,06	15,67	11,50	17,95	18,94	43,35	32,45	8,25	56,88	20,11	17,35	12,40	32,22	14,89	35,00	19,50	26,33
t student	1,69	1,74	1,86	1,83	1,71	1,73	1,83	1,78	1,83	1,89	1,81	1,71	2,13	1,86	2,13	2,13	2,35	1,86
qck	8,1	13,5	14,0	9,8	16,0	14,0	36,0	28,0	7,2	58,0	16,0	16,2	7,9	27,7	9,8	23,0	18,0	26,0

	fs (kgf/cm ²)																	
	Unità 1	Unità 2	Unità 2bis	Unità 3	Unità 4	Unità 5	Unità 5bis	Unità 6	Unità 7	Unità 7bis	Unità 8	Unità 9	Unità 10	Unità 11	Unità 12	Unità 13	Unità 14	Unità 15
campioni	39	18	9	10	26	19	10	13	10	8	11	27	5	9	5	4	9	
Minimo	0,20	0,40	0,40	0,40	0,13	0,20	0,07	0,13	0,20	0,20	0,07	0,53	0,33	0,87	0,27	0,40	0,73	0,80
Massimo	0,93	0,93	0,73	0,93	1,33	1,07	1,00	0,80	0,53	0,87	0,80	1,27	0,67	1,73	0,87	1,07	1,00	1,40
Media	0,42	0,64	0,58	0,57	0,86	0,58	0,45	0,46	0,35	0,40	0,41	0,90	0,51	1,38	0,56	0,77	0,87	1,13
Mediana	0,40	0,60	0,60	0,53	0,87	0,53	0,30	0,47	0,30	0,33	0,33	0,93	0,53	1,57	0,53	0,80	0,87	1,10
Dev. Stand.	0,20	0,14	0,10	0,17	0,25	0,23	0,33	0,21	0,11	0,20	0,24	0,20	0,11	0,32	0,22	0,25	0,09	0,19
Media tron.	0,40	0,64	0,58	0,55	0,87	0,57	0,43	0,46	0,34	0,40	0,41	0,90	0,51	1,38	0,56	0,77	0,87	1,13
t student	1,69	1,74	1,86	1,83	1,71	1,73	1,83	1,78	1,83	1,89	1,81	1,71	2,13	1,89	2,13	2,13	2,35	1,89
fsk	0,37	0,58	0,55	0,47	0,77	0,48	0,25	0,25	0,27	0,26	0,27	0,83	0,39	1,15	0,45	0,40	0,74	0,99

MODULO DI REAZIONE

In riferimento ai parametri caratteristici ottenuti dall'analisi geomeccanica dei dati forniti dalle prove penetrometriche Cpt, Rm effettuate, è stato determinato il modulo di reazione dei terreni soggiacenti le quote di imposta delle fondazioni, mediante la relazione:

$$K_s = \alpha \cdot E$$

dove:

K_s = modulo di reazione, kgf/cmq

α = coefficiente funzione del diametro della piastra di riferimento, cm.

E = modulo elastico kgf/cmq

In funzione delle diverse condizioni di possibilità di dissipazione delle pressioni interstiziali sono stati determinati i valori del modulo elastico in condizioni drenate, non drenate, in condizioni dinamiche, mediante le relazioni.

- Modulo in condizioni drenate

$$E' = E_{ed} (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu) / (1 - \nu)$$

dove:

E' = modulo elastico, kgf/cmq

E_{ed} = modulo edometrico, kgf/cmq.

ν = coefficiente di Poisson

- Modulo in condizioni non drenate

$$E_u = \frac{3E'}{2(1 + \nu)}$$

- Modulo dinamico

$$E_d = \frac{E_u}{(1 - \nu^2)}$$

ottenendo:

Unità	Profondità terreni	Modulo di reazione kgf/cmc		
		K'	Ku	Kd
Unità 1	Da - 0,6 a - 2,8 m p.c.	1,07	1,16	1,34
Unità 2	Da - 2,8 a - 4,6 m p.c.	1,20	1,30	1,52
Unità 2bis (CPT 3/04)	Da - 2,8 a - 4,6 m p.c.	1,25	1,36	1,58
Unità 3	Da - 4,6 a - 5,4 m p.c.	1,12	1,23	1,43
Unità 4	Da - 5,4 a - 7,0 m p.c.	1,30	1,40	1,65
Unità 5	Da - 7,0 a - 9,0 m p.c.	1,30	1,42	1,65
Unità 5bis (CPT 1/04)	Da - 7,0 a - 9,0 m p.c.	2,20	2,50	2,80
Unità 6	Da - 9,0 a - 10,0 m p.c.	2,10	2,35	2,64
Unità 7	Da - 10,0 a - 10,6 - 11,0 m p.c.	0,96	1,05	1,21
Unità 7bis (CPT 1/04)	Da - 9,8 a - 11,4 m p.c.	3,11	3,46	3,95
Unità 8	Da - 10,6 - 11,0 a - 11,6 - 12,0 m p.c.	1,50	1,67	1,88
Unità 9	Da - 11,6 - 12,0 a - 13,2 - 14,0 m p.c.	1,19	1,27	1,51
Unità 10	Da - 13,2 - 14,0 a - 13,8 - 14,2 m p.c.	1,12	1,23	1,43
Unità 11	Da - 13,8 - 14,2 a - 15,4 m p.c.	1,40	1,48	1,78
Unità 12	Da - 15,4 - 16,4 m p.c.	1,20	1,31	1,52
Unità 13	Da - 16,4 a - 17,4 m p.c.	1,87	2,12	2,37
Unità 14	Da - 17,4 a - 18,2 m p.c.	1,34	1,44	1,71
Unità 15	Da - 18,2 a - 20,0 m p.c.	1,38	1,47	1,75

K' = modulo di reazione in condizioni drenate;

Ku = modulo di reazione in condizioni non drenate;

Kd = modulo di reazione per azioni dinamiche

ANALISI SUSCETTIVITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

In relazione alla riclassificazione sismica del territorio nazionale: OPCM n° 3274 del 03-2003 che attribuisce il comune di Correggio alla zona 3, del valore di ag indicato delle NTC del DM 17/01/2018, alla presenza, tra -7 e -12 m dal piano campagna di strati sabbiosi e sabbioso fini sturi, di spessore da metrico a plurimetrico con potenza che giunge a 5 m nel settore meridionale orientale dell'area di Variante stralcio 3/1, in ottemperanza a quanto richiesto dalle elaborazioni di Microzonazione Sismica del Comune di Correggio, si è effettuata l'analisi di risposta dei terreni in rapporto a condizioni di sollecitazione dinamica.

In funzione delle condizioni locali le verifiche sono state effettuate per i terreni saturi escludendo da tale analisi i litotipi con contenuto in granulometria più fine di 0,005 mm superiore al 20%, poiché non liquefacibili.

Detta valutazione è stata eseguita considerando l'assenza di manufatti poiché è la configurazione più sfavorevole per il rischio di liquefazione.

Accelerazione attesa nel sito

Nelle elaborazioni è stata considerata una classe d'uso dei manufatti corrispondente alla Classe II, come da NTC tab. 2.4.II e della vita nominale che compete alle opere di importanza normale prevista dalle NTC/2018 tab. 2.4.1 corrisponde a $V_N \geq 50$ anni; in base ai valori di ag della griglia allegata alle NTC/2018 e dell'amplificazione stratigrafica determinata in base ad analisi con codice di calcolo: III° livello, nell'area sede della Variante stralcio 3/1, l'accelerazione orizzontale equivale a:

$$A_{\max}/g = 0,258$$

La valutazione della pericolosità di liquefazione è stata sviluppata per un valore di magnitudo corrispondente a:

$$Mw = 6,14$$

Suscettività alla liquefazione

L'analisi delle condizioni di rischio per i litotipi potenzialmente liquefacibili si è eseguita mediante il metodo di *Robertson & Wride modificato (1997b)*, utilizzando il fattore di scala della magnitudo, per $Mw \leq 7,5$, raccomandato da *Yould et al. (2001)*, che definisce la suscettività alla liquefazione in rapporto ai valori di qc ed alla sollecitazione tangenziale ciclica.

Il coefficiente di sicurezza alla liquefazione è stato determinato mediante la relazione:

$$FSL = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \cdot MSF$$

dove:

FSL = coefficiente di sicurezza

$$CRR = 93 \cdot \left[\frac{(qc_{ln})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08$$

dove:

$(qc_{ln})_{cs}$ = valore resistenza alla punta normalizzato, funzione di CF (%) componenti fini) e di K, funzione di IC (indice del tipo di terreno); kPa

$$CSR = \frac{\tau_d}{\sigma'_0} = 0,65 \frac{A}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} (1 - 0,015z)$$

dove

τ_d = tensione tangenziale ciclica; τ_e = resistenza del terreno

σ_0 = tensione verticale totale; σ'_0 = tensione verticale efficace

A/g = valore di accelerazione; z = profondità dello strato

Δ_{nf} = coefficiente funzione del contenuto in materiali fini

CRR_{7,5} = capacità di resistenza ciclica riferita a M = 7,5

MSF = fattore di magnitudo riferito all'intensità attesa in sito

Il modello di calcolo elabora gli intervalli potenzialmente suscettibili alla liquefazione in funzione del contenuto di materiali fini, restituendo i coefficienti di sicurezza sulla verticale della prova penetrometrica.

I risultati sono esposti negli allegati certificati “*Analisi di suscettibilità alla liquefazione*”, dove viene anche indicato il valore dell'indice del potenziale di liquefazione (I_L), definito come:

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

in cui z è la profondità dal piano campagna in metri e $w(z) = 10 - 0,5z$.

Ad una data quota z il fattore $F(z) = F$ vale (Sonmez, 2003):

$$\begin{array}{lll} 0 & \text{per} & F_L > 1,2 \\ 2 \cdot 10^6 \cdot e^{-18,427 \cdot FL} & \text{per} & 0,95 < FL \leq 1,2 \\ 1 - F_L & \text{per} & F_L \leq 0,95 \end{array}$$

dove F_L è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

In riferimento al valore di accelerazione al sito come sopra determinato, si è sviluppata l'analisi di suscettività alla liquefazione, secondo il p.to 7.11.3.4 delle NTC/2018.

Le misurazioni pluritemporali del livello della falda idrica sotterranea rilevate nel 200/2009 – 2017 hanno evidenziato profondità dell'acqua nel sottosuolo oscillanti tra:

$$\delta H_2O = -1,3 \div -2,0 \text{ m pc}$$

analogamente i valori di soggiacenza misurati nel 1984 (PTCC Carpi-Correggio) risultavano corrispondere a -1,0 m pc.

$$\delta H_2O = -1,0 \div -1,5 \text{ m pc}$$

In funzione di quanto esposto e delle sopraelevazioni del piano campagna che saranno realizzate nel contesto degli interventi di urbanizzazione, corrispondenti a +0,5 \div +0,7 m, per attestare il sito almeno alle quote dei piani stradali ad esso adiacenti, le condizioni di pericolosità di liquefazione sono state stimate prudenzialmente per soggiacenze equivalenti a:

$$\delta H_2O = -1,5 \text{ m piano piazzali/strade}$$

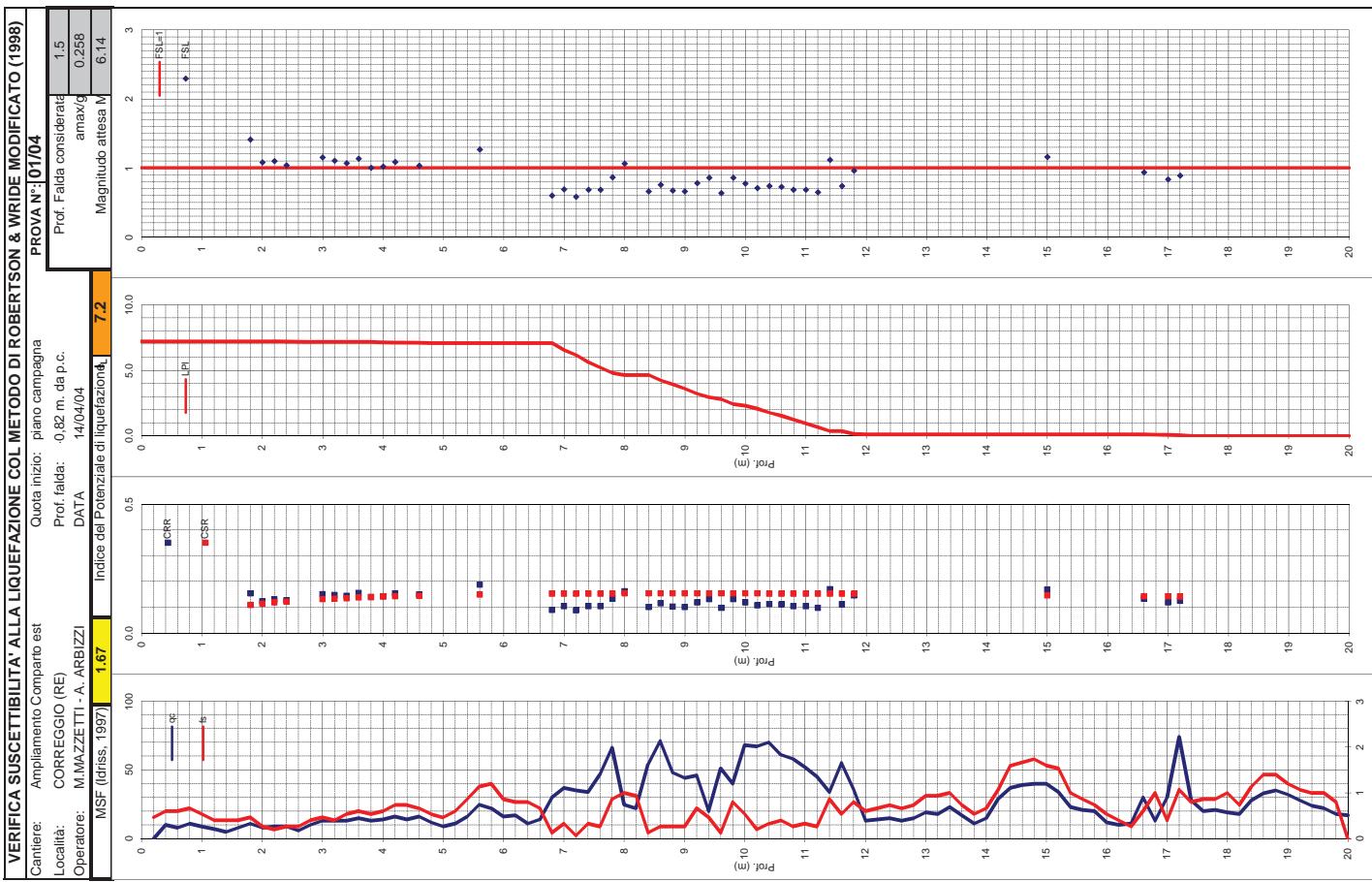
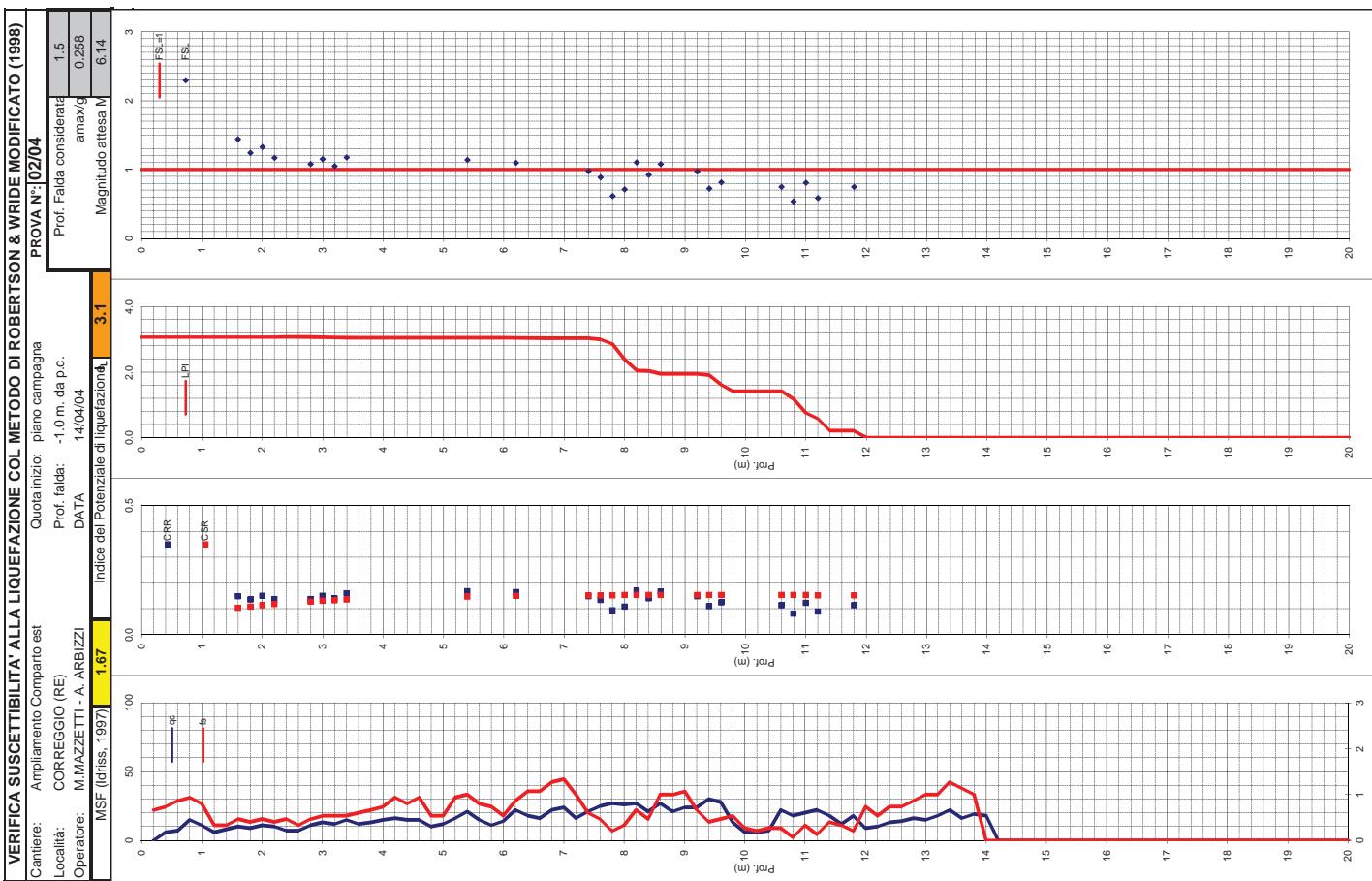
Le elaborazioni sviluppate hanno evidenziato la presenza di strati limoso sabbiosi di spessore da decimetrico a metrico, saturati dalla falda idrica sotterranea con valori del coefficiente di sicurezza alla liquefazione inferiori a 1 generalmente presenti a profondità tra -2 e -4 m pc e di strati sabbiosi saturi di spessore metrico tra -7,4/-8 m pc e -9/-10, -10,6 \div -12 m pc; nella verticale CPT 1/04 lo spessore dei livelli potenzialmente liquefacibili è plurimetrico (-7/-12 m pc).

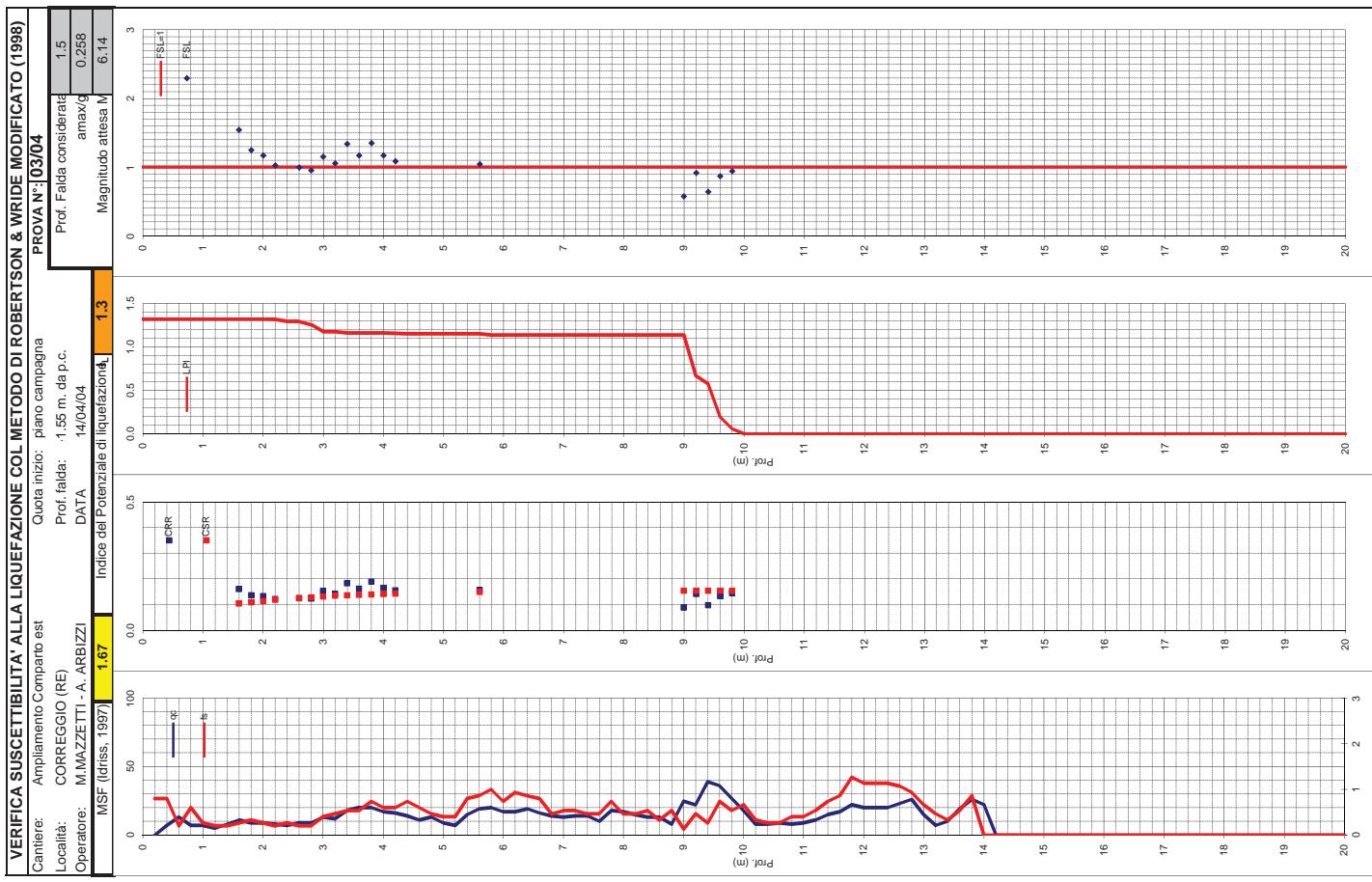
Detti spessori e profondità degli strati, hanno fornito valori dell'Indice del Potenziale di Liquefazione (I_L – *Iwasaki*, 1982) in funzione delle profondità della falda idrica sotterranea, come riportato nella tabella di seguito esposta:

CPT n°	$H_2O -1,5 \text{ m pc}$ I_L
1/04	7,2
2/04	3,1
3/04	1,3

Secondo la classificazione proposta da *Sonmez* (2003), per la verticale contraddistinta da indice del potenziale di liquefazione $I_L = 1,3$, per strati a profondità tra -9 e -10 m pc, la pericolosità di liquefazione è bassa; per quanto riguarda la verticale CPT2 contraddistinta da $I_L = 3,1$ la pericolosità di liquefazione è moderata; nella verticale CPT1 caratterizzata da $I_L = 7,2$ la pericolosità di liquefazione è alta.

In funzione di quanto esposto per la parte meridionale – centro meridionale orientale dell'area di Variante stralcio 3/1 oltre ad eseguire ulteriori verticali di indagine è opportuno prevedere l'adozione di soluzioni fondali che evitino il pericolo di liquefazione che coinvolga fondamenta dirette superficiali, quali fondazioni di tipo profondo realizzate con tecniche che aggregano i terreni tipo jet grouting o metodi che inducono compressioni laterali dei terreni quali pali FDP o pali CFA o con addensamenti tipo vibroflessione o iniezione di fluidi aggreganti.





PORTANZA DEI TERRENI

Le determinazioni dei valori di pressione sul terreno per l'adozione di fondazioni di tipo diretto è relativa alla parte d'area settentrionale prove CPT 2 – 3, nel sottosuolo del quale la pericolosità di liquefazione è bassa/moderata; per la porzione di area meridionale/centro meridionale, verticale CPT 1, nel sottosuolo del quale le analisi sviluppate hanno evidenziato pericolosità di liquefazione alta, sono da prevedere tecniche di fondazione idonee ad evitare la pericolosità di liquefazione.

La valutazione del carico ammissibile sul terreno è funzione del tipo di variabilità verticale e laterale del grado di compressibilità del sottosuolo. Ne consegue che il carico da trasmettere ai terreni di fondazione deve determinare cedimenti totali e differenziali contenuti nel limite di accettabilità per le strutture in elevazione.

Nel contesto di quanto esposto, le tensioni trasmesse dovranno rientrare nel campo delle reazioni delle terre di tipo elastico – elastoplastico in campo lineare.

Tensioni ammissibili

Per il calcolo del carico ammissibile sul terreno si è utilizzata la relazione di *Meyerhof*:

$$q_a = q_c/f$$

dove:

q_a = carico ammissibile sui terreni in kgf/cm²

q_c = valore della resistenza alla punta in kgf/cm²

f = fattore di sicurezza funzione delle caratteristiche del penetrometro usato e della punta con cui si è attrezzato lo stesso, del rapporto D/B e cioè tra profondità del piano di posa e larghezza della fondazione.

ottenendo:

$$q_a = 0,88 \text{ kgf/cm}^2$$

per un piano di posa delle opere fondali, in rapporto alla presenza dello strato agrario a caratteri di resistenza discontinui lateralmente e verticalmente, ubicato ad una profondità dal piano campagna al momento delle indagini, non inferiore a:

$$D = -1,40 \div -1,60 \text{ m p.c.}$$

Considerando una sopraelevazione del piano campagna attuale di 0,5 m correlata agli interventi di urbanizzazione la profondità rispetto a quella dei piazzali - strade corrisponderà a:

$$D_1 = -190 / -2,10 \text{ m p.c.}$$

In riferimento a quanto esposto si osserva che nelle valutazioni dei valori delle pressioni trasmesse al piano di posa delle fondazioni deve essere considerato il peso dei terreni che grava sulle stesse.

STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Per l'analisi geomeccanica si sono determinati i valori caratteristici della resistenza alla punta del penetrometro statico relativi ad ogni metro o parte di metro, di ogni singola prova.

Il calcolo del valore della resistenza del terreno allo stato limite ultimo per fondazioni di tipo diretto a plinti con solette a comportamento rigido, tra loro collegati, si è eseguito utilizzando la relazione di *Terzaghi*, integrata dai coefficienti di *Hansen*:

$$qd = c\delta_c N'c + q_0\delta_q N'q + \delta_\gamma 1/2\gamma BN'\gamma$$

dove:

$N'c$, $N'q$, $N'\gamma$ = coefficienti di capacità portante in funzione di ϕ . Si adottano i valori N' in rapporto al tipo di compressibilità dei litotipi riscontrati.

δ_c , δ_q , δ_γ = coefficienti in funzione del rapporto B/L

q_0 = peso efficace del terreno al piano di incastro della fondazione e che contribuisce alla resistenza in relazione al carico laterale dei terreni in kgf/cm²

γ = peso di volume del terreno in kgf/cm³

c = coesione del terreno in kgf/cm²

B = larghezza della fondazione in cm.

L = lunghezza della fondazione in cm.

Per quanto riguarda l'analisi geomeccanica dei parametri caratteristici ottenuti dalle prove penetrometriche statiche, come precedentemente esposto, si sono ricavati i valori della coesione non drenata c_u , dalla relazione di *Begemann* e correlazione del *MIT*, l'angolo d'attrito interno, in termini di tensioni efficaci, ϕ' , della relazione di *Sandven* e da quella di *Caquot*, la coesione in termini di tensioni efficaci dell'equazione di *Coulomb* e dalla correlazione di *Merse*, il grado di consolidazione dalla relazione di *Kulhawy* e *Mayne*, la densità relativa della correlazione di *Jamiolkowki et Alii*.

Detti valori, determinati per tutte le verticali di indagine, sono stati valutati in rapporto allo spessore di terreno sottostante le opere fondali coinvolto dall'inviluppo di spirale logaritmica delle sollecitazioni generate dal cuneo di penetrazione delle fondazioni nel contesto dell'insieme opera – terreno.

STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI STATICHE

In riferimento ai dettati del DM 17/01/18, sono state determinate le caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione allo stato limite ultimo (SLU) adottando i parametri previsti nella tab. 6.2.II – condizioni M1 e M2 del suddetto D.M, che parzializzano i coefficienti geotecnici.

Le verifiche in funzione dei tipi di terreni riscontrati nel sito esaminato e della profondità del piano di posa utilizzabile, sono state effettuate sia in termini di tensioni totali, condizioni non drenate, che in termini di tensioni efficaci, condizioni drenate, in funzione delle caratteristiche litologico tecniche della prima unità geotecnica.

Detti valori dovranno essere inseriti negli approcci di verifica scelti dal progettista delle strutture e diminuiti dal coefficiente di riduzione della resistenza del sistema (γr).

M1		ϕ'	c' kgf/cm ²	γn kgf/cm ²	D' cm	N'c	N'q	N' γ
	Condizioni drenate	22°	0,10	0,00182	100	11	5,8	3,0
	Condizioni non drenate	0	0,37	0,00182	100	5,14	-	-

M2		ϕ'	c' kgf/cm ²	γn kgf/cm ²	D' cm	N'c	N'q	N' γ
	Condizioni drenate	17,9°	0,08	0,00182	100	10	5,0	2,3
	Condizioni non drenate	0	0,264	0,00182	100	5,14	-	-

Condizioni di calcolo	Capacità resistenti kgf/cm ²	
	Utilizzo coefficienti M1	Utilizzo coefficienti M2
Condizioni drenate	2,622 kgf/cm ²	2,059 kgf/cm ²
Condizioni non drenate	2,464 kgf/cm ²	1,810 kgf/cm ²

Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo

La verifica della portanza allo stato limite ultimo per fondazioni di tipo superficiale (par. 6.4.2.1 – DM 17/01/2018), prevede che l’insieme opera – terreno sia verificato seguendo l’approccio di seguito esposto, applicando i coefficienti parziali γ_r della tabella 6.4.I. per la definizione della resistenza di progetto (R_d), dove:

$$R_d = \frac{R}{\gamma_r}$$

Approccio 2:

- **Combinazione: (A1+M1+R3)**

$$E_d \leq R_d = \frac{R}{2,3}$$

dove:

E_d = Valore di progetto delle azioni

R_d = Valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

γ_r = Coefficienti parziali (Tab. 6.4.I)

	<i>Fondazioni plinti</i>
<i>Approccio 2:</i> - Combinazione: (A1+M1+R3)	$E_d \leq 1,071 \text{ kgf/cmq}$

STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI DINAMICHE

In riferimento ai dettati del DM 17/01/18, sono state determinate le caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione allo stato limite ultimo (SLU-SLV) in condizioni di presenza di sisma adottando il metodo di *Richards et al.* (1993).

Tale modello di calcolo prevede l'applicazione di fattori riduttivi della capacità portante in condizioni statiche, funzione dell'inerzia strutturale (effetto inerziale), dell'inerzia del terreno (effetto cinematico), dell'eventuale presenza di inclinazione e/o eccentricità del carico. Tale relazione è esplicata nella formulazione:

$$q_{\text{lim},e} = i_c \cdot \delta_c \cdot c' \cdot N_c + i_q \cdot \delta_q \cdot q_0 \cdot N_q + \frac{1}{2} i_\gamma \cdot \delta_\gamma \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

dove:

$q_{\text{lim},e}$ = capacità portante in condizioni dinamiche

$\delta_c, \delta_q, \delta_\gamma$ = coefficienti a forma funzione del rapporto B/L

q_0 = peso efficace del terreno al piano di incastro della fondazione e che contribuisce alla resistenza in relazione al carico laterale dei terreni in kgf/cmq

γ = peso di volume del terreno in kgf/cmc

c' = coesione del terreno in kgf/cmq

B = larghezza della fondazione in cm

L = lunghezza della fondazione in cm

i_c, i_q, i_γ = coefficienti riduttivi funzione delle accelerazioni di progetto e dei fattori di amplificazione.

In riferimento ai dettati della circolare esplicativa n° 617/2009 l'effetto inerziale della struttura è stato applicato all'intero valore di capacità portante, mentre l'effetto cinematico incide solo sul coefficiente N_γ . Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate poiché non esistono modelli analitici validati e dati relativi che evidenzino una riduzione di capacità portante in condizioni non drenate. Le verifiche sismiche effettuate con l'EC8 evidenziano per terre coesive riduzioni non significative.

M1	i_c	i_q	i_r
	0,84	0,86	0,74

M2	i_c	i_q	i_r
	0,83	0,86	0,72

Condizioni di calcolo	Capacità resistenti kgf/cmq	
	Utilizzo coefficienti M1	Utilizzo coefficienti M2
Condizioni drenate	2,199 kgf/cmq	1,715 kgf/cmq

Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo in condizioni sismiche

La verifica alla portanza allo stato limite ultimo per fondazioni di tipo superficiale (par. 6.4.2.1 – DM 17/01/2018), prevede che l'insieme opera – terreno sia verificato seguendo l'approccio di seguito esposto, applicando i coefficienti parziali γ_r della tabella 6.4.I. per la definizione della resistenza di progetto (R_d), dove:

$$R_d = \frac{R}{\gamma_r}$$

Approccio 2:

- ***Combinazione: (A1+M1+R3)***

$$E_d \leq R_d = \frac{R}{2,3}$$

dove:

E_d = Valore di progetto delle azioni

R_d = Valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

γ_r = Coefficienti parziali (Tab. 6.4.I)

<i>Fondazioni plinti</i>	
<i>Approccio 2:</i> - <i>Combinazione: (A1+M1+R3)</i>	<i>$E_d \leq 0,956 \text{ kgf/cmq}$</i>

CEDIMENTI PERMANENTI POST SISMICI (STATO LIMITE DI ESERCIZIO IN CONDIZIONI DINAMICHE) FONDAZIONI DIRETTE

La verifica allo stato limite di esercizio in condizioni dinamiche valuta l'entità del cedimento permanente massimo causato dallo scuotimento sismico atteso allo stato limite di esercizio (SLE-SLD).

A tal fine è stata utilizzata la metodologia di *Richards et al. (1993)* nella quale per la valutazione del cedimento indotto in caso di sisma deve essere definito il valore critico dell'accelerazione orizzontale kh^* per la quale il coefficiente di sicurezza in condizioni dinamiche si riduce all'unità. Nell'ipotesi di comportamento rigido-perfettamente plastico del terreno di fondazione, si manifesteranno spostamenti solo per valori di accelerazione superiore a kh^* .

È possibile valutare gli spostamenti dovuti al sisma (Δ) mediante la correlazione ottenuta da *Richards e Elms (1979)*, definita sulla base di un consistente insieme di registrazioni di eventi sismici:

$$\Delta = 0,087 \cdot \left(\frac{V^2}{A \cdot g} \right) \cdot \left| \frac{kh^*}{A} \right|^{-4}$$

dove:

Δ = spostamento del blocco in direzione orizzontale

V = velocità di picco dello scuotimento

A = accelerazione di picco dello scuotimento

g = accelerazione di gravità

Una volta calcolato Δ il cedimento w è dato da:

$$w = 2 \cdot \Delta \cdot \tan \rho_{AE}$$

dove:

ρ_{AE} = angolo che definisce la zona di spinta attiva in condizioni dinamiche

In rapporto a quanto esposto, si ottengono, per le fondazioni in progetto, i seguenti cedimenti permanenti post sismici:

ΔH cm		
$B = 250$ cm	$B = 350$ cm	$B = 450$ cm
0,17	0,20	0,23

tollerabili dalle previste strutture di progetto.

CONCLUSIONI E SUGGERIMENTI

Nel contesto delle analisi geologico geotecniche e sismiche per la *Variante sostanziale allo stralcio 3/1 del Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata in zona espansione artigianale-industriale "D3" e zone per attrezzature terziarie direzionali, distributive e ricettive di espansione "D8" nel comparto est del capoluogo sulla via per Carpi "Ampliamento V.P.&M.I."* Correggio, RE, si è redatto uno studio di caratterizzazione geologico geotecnica e sismica, finalizzato all'individuazione delle proprietà litomeccaniche, valutazione della pericolosità sismica di base e determinazione della risposta sismica locale con metodo approfondito, dei terreni che formano i primi 14/20 m del sottosuolo dell'area oggetto della variante.

L'analisi, eseguita su commissione di ***FINSAPI srl***, Corso Mazzini, 14, Correggio R.E. si è redatta in ottemperanza ai dettati del D.M. 11/03/88, circ. LL.PP. 24/09/88 N° 30483, in riferimento al D.M. 17-01-2018, Delibera della Giunta Regionale E.R. 2193/2015, DGR.ER 1661/2009, L.R.E.R. n°19/2008, DGR 1300/20016.

Le indagini e valutazioni effettuate hanno evidenziato caratteristiche geomorfologiche, idrogeologiche, parametri geotecnici e della risposta sismica, di idoneità per uso del sito a fini edificatori adottando idonee tipologie di soluzione fondale.

In riferimento a quanto esposto, in base alle verifiche sviluppate è opportuno prevedere l'adozione di tecniche di aggregamento o addensamento dei terreni di fondazione, di tipo profondo, per la parte meridionale e centro meridionale dell'area di Variante stralcio 3/1 finalizzate a supplire la pericolosità di liquefazione nel sottosuolo di detto settore dell'area di intervento.

Geologia – Geomorfologia – Idrogeologia

Il territorio in esame appartiene alla fascia della Media Pianura Padana Appenninica formatasi tra i coni alluvionali pedeappenninici ed il settore francamente dominato dal Po.

L'assetto geomorfologico dell'area in oggetto è legato alle passate vicende dei torrenti Crostolo e Tresinaro che hanno costituito la zona pianiziale emiliana con sequenze formate da alternanze argilloso limose – limose argillose, con intercalati subordinati livelli lentiformi limosi – limoso sabbiosi.

L'attuale assetto geomorfologico territoriale consegue dalle passate vicende fluviali del Po e dei suoi affluenti, localmente rappresentati dai torrenti sopra indicati, che unitamente all'azione dell'uomo: bonifiche, canalizzazioni, riporti, ecc, hanno portato ad una conformazione pianeggiante con ondulazioni più o meno accentuate in senso ovest est.

La sequenza litologica riscontrata dalle indagini geognostiche effettuate, contraddistinta da alternanze di strati prevalentemente argilloso – limosi argilosi, ai quali si intercalano e/o sostituiscono lateralmente, nei primi 5 m del sottosuolo, unità lentiformi, con spessore variabile tra 0,5 e 1,0 m, costituite da limi sabbiosi, è attribuibile alle fasce di pianura latistanti agli alvei fluviali periodicamente soggette ad esondazioni.

A detta successione alle profondità tra -7 e -12 m pc, segue un corpo sabbioso lentiforme che si assottiglia in direzione nord – nord ovest attribuibile alle fasce di canale fluviale negli ambienti di pianura; a tali litotipi seguono sino a -14/-20 m pc alternanze prevalentemente argilloso limose – argillose contenenti in subordine strati sabbiosi – sabbioso limosi lentiformi.

Le caratteristiche descritte correlabili alle zone di pianura soggette a sedimentazione lenta ed in tempi prolungati, ad eccezione del sottosuolo del settore meridionale attribuibile ad un corpo di canale fluviale sepolto, concordano con le caratteristiche geomorfologiche territoriali sopra descritte.

Dal punto di vista clivometrico, si riscontrano pendenze medie del 1,5 \div 2,5 %, degradanti in senso sud ovest – nord est e quote equivalenti a 29/29,8 m s.l.m.

Falda idrica sotterranea

Nel contesto delle prospezioni geognostiche precedentemente effettuate nel aprile 2004, il livello idrico sotterraneo, misurato nei fori delle indagini effettuate, si è riscontrato a quote variabili di:

$$\delta H_2O = -1,0 \div -1,6 \text{ m}$$

dal piano campagna.

Al periodo dei rilevamenti di QC. PSC 2008/2009, nel settore orientale del Villaggio Piccola e Media Industria al quale appartiene l'area di Variante, la soggiacenza corrispondeva a:

$$\delta H_2O = -1,5 \text{ m pc}$$

Ne consegue che nel settore occidentale del Villaggio Industriale di Correggio il livello del battente idrico sotterraneo è soggetto ad un campo di escursione corrispondente a:

$$\delta H_2O = \pm 0,3 \div \pm 0,5 \text{ m pc}$$

Modellazione sismica

Il sottosuolo dell'area a cui appartiene Correggio è caratterizzato dalla presenza delle formazioni che costituiscono la Dorsale Ferrarese che si rinvengono a profondità di -3 \div -4,5 km dal piano campagna.

Le principali strutture sismogenetiche nell'ambito territoriale tra S. Ilario d'Enza/Campegine – Guastalla – Mirandola – Carpi – Rubiera – Reggio Emilia, sono rappresentate dal Fronte delle Pieghi Emiliane e dalla Dorsale Ferrarese entrambe delimitate, le prime nella fascia settentrionale e la seconda all'ala occidentale, da linee di sovrascorrimento sepolte classificate attive (*M. Boccaletti, L. Martelli; 2004 – L. Martelli et Alii; 2016*). Ciò è in accordo con l'allineamento in direzione nord ovest - sud est, da Parma a Reggio Emilia - Rubiera, contraddistinto da epicentri sismici con magnitudo $5,5 \leq M \leq 6,0$ e con la fascia ad andamento sud ovest – nord est individuata dall'allineamento: Cadelbosco di Sopra – Novellara / Campagnola E. – Fabbrico, caratterizzata da epicentri classificati con magnitudo $5 \leq M \leq 5,5$.

Quanto esposto indica che l'area a cui appartiene Correggio è interessata da sismicità di grado relativo medio.

Caratterizzazione Sismica

La categoria del suolo di fondazione, in riferimento ai parametri del D.M. 17/01/2018, determinata in funzione delle velocità di onde sismiche di taglio VSH ottenute dall'elaborazione dei dati acquisiti da uno stendimento sismico con metodo integrato attivo – passivo MASW - Re.Mi. eseguito nel febbraio 2019, che ha fornito un valore della velocità equivalente:

$$Vs_{30} = 196 \text{ m/sec},$$

corrisponde a:

- **Categoria C:** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*

Il fattore di amplificazione topografico corrisponde a:

$$St = 1,0$$

Microzonazione sismica: Risposta sismica locale – effetti di sito

La valutazione degli effetti di sito è stata desunta dall'analisi di risposta sismica locale facendo riferimento alle elaborazioni della verticale sismica effettuata nel comparto di variante in esame.

La determinazione dello scuotimento in superficie è stata sviluppata con il modello di calcolo monodimensionale *Proshake*.

Nell'elaborazione sono stati adottati parametri di decadimento dei litotipi ottenuti da dati di campioni analizzati nell'ambito della *Microzonazione sismica delle aree epicentrali dei terremoti della pianura emiliana di maggio – giugno 2012*, *L.*

Martelli – M. Romani, RER, integrati da dati di bibliografia scientifica in materia, per terreni equivalenti a quelli presenti nel sottosuolo del territorio di Correggio, RE.

I risultati ottenuti sono riportati nelle seguenti tabelle:

Periodo T (sec)	FA IS	Sa media (g)
0 (FA PGA)	1.68	0.258
0,1 – 0,2	1.59	0.60
0,2 – 0,3	1.59	0.62
0,3 – 0,4	1.82	0.59
0,4 – 0,5	1.89	0.50
0,5 – 0,6	1.99	0.41
0,6 – 0,7	1.86	0.32
0,7 – 0,8	1.89	0.27
0,8 – 0,9	1.96	0.24
0,9 – 1,0	2.09	0.22
1,0 – 1,1	2.26	0.21
1,1 – 1,2	2.23	0.18
1,2 – 1,3	1.99	0.15
1,3 – 1,4	1.88	0.12
1,4 – 1,5	1.92	0.11

Periodo T (sec)	Fattore di amplificazione (FA – DGR 2193/15)	Fattore di amplificazione
0 (FA PGA)	1,7	1,7
0,1 - 0,5	2,0	1,8
0,5 - 1	3,0	2,0
0,5 - 1,5	3,3	2,0

Frequenza fondamentale terreni

La determinazione della frequenza fondamentale dei terreni con metodo HVSR ha evidenziato un picco di amplificazione principale con ampiezza

$$A = 2,2$$

al quale corrisponde una frequenza fondamentale:

$$f_0 = 0,63 \text{ Hz}$$

equivalente al periodo principale:

$$t_0 = 1,58 \text{ sec}$$

In riferimento al range che compete ai parametri sopra esposti sono da valutare possibili effetti di fenomeni di doppia risonanza nel campo dei periodi:

$$1,1 < T < 1,8 \text{ sec.}$$

in rapporto ai periodi di vibrazione dei manufatti.

Suscettività alla liquefazione

Le verifiche di suscettività alla liquefazione, considerando cautelativamente una risalita del livello idrico nel sottosuolo a -1,5/-1,0 m dal piano campagna al momento delle indagini e la prevista messa in opera di un orizzonte di materiali di riporto sullo stesso con spessore di 0,5 ÷ 0,7 m, hanno evidenziato valori dell'indice del potenziale di liquefazione come riportato nella tabella di seguito esposta:

CPT n°	H ₂ O -1,5 m pc I _L
1	7,2
2	3,1
3	1,3

Secondo la classificazione proposta da *Sonmez (2003)*, per verticali contraddistinte da indice del potenziale di liquefazione $I_L = 1,3$, la pericolosità di liquefazione è bassa. Per quanto riguarda la verticale CPT2 contraddistinta da $I_L = 3,1$ la pericolosità di liquefazione è moderata, mentre per la verticale CPT1 con $I_L = 7,2$ la pericolosità di liquefazione è alta.

In funzione di quanto esposto per la parte meridionale e centro meridionale orientale dell'area di Variante stralcio 3/1 è opportuno prevedere l'adozione di tecniche che mitighino/evitino il pericolo di liquefazione che coinvolgerebbe fondamenta di tipo diretto; tali metodi possono essere: iniezioni aggreganti e cementanti dei terreni, addensamento mediante vibroflettazione, fondazioni di tipo profondo realizzate con metodi che inducono compressioni laterali dei terreni quali pali FDP o pali CFA.

In rapporto alle sopra descritte condizioni di pericolosità di liquefazione è necessario che nelle successive fasi progettuali sia eseguito un adeguato incremento dei punti di verticali di indagine geognostica per definire con idoneo dettaglio le caratteristiche e geometrie delle unità sabbiose sepolte presenti nel sottosuolo.

Portanza/resistenza dei terreni

I caratteri geotecnici dei terreni, desunti da tre prove penetrometriche statiche, precedentemente eseguite nell'aprile 2004, CPT 1 – 2 – 3, in funzione del tipo di variabilità laterale del grado di compressibilità dei terreni nei primi 7/8 metri del sottosuolo, evidenziano possibile l'adozione di fondazioni di tipo diretto, nei settori con pericolosità di liquefazione bassa e moderata; nei settori a pericolosità di liquefazione alta sono da utilizzare tecniche di aggregazione/consolidamento dei terreni, fondazioni di tipo profondo.

La valutazione del carico ammissibile sul terreno, in subordine alla stima della pericolosità di liquefazione e verifica di sua assenza, in funzione del tipo di variabilità

verticale e laterale del grado di compressibilità del sottosuolo, deve trasmettere carichi ai terreni di fondazione che determinino cedimenti totali e differenziali contenuti nel limite di accettabilità per le strutture in elevazione.

Nel contesto di quanto esposto, le tensioni trasmesse devono essere comprese nel campo delle reazioni delle terre di tipo elastico – elastoplastico in campo lineare.

Tensioni ammissibili

Per il calcolo del carico ammissibile sul terreno si è utilizzata la relazione di *Meyerhof*:

$$q_a = q_c/f$$

dove:

q_a = carico ammissibile sui terreni in kgf/cm²;

q_c = valore della resistenza alla punta in kgf/cm²;

f = fattore di sicurezza funzione delle caratteristiche del penetrometro usato e della punta con cui si è attrezzato lo stesso, del rapporto D/B e cioè tra profondità del piano di posa e larghezza della fondazione.

ottenendo:

$$q_a = 0,88 \text{ kgf/cm}^2$$

per un piano di posa delle opere fondali ubicato ad una profondità media dal piano campagna al momento delle indagini, pari a:

$$D = -1,4 \div -1,6 \text{ m p.c.}$$

che in funzione della messa in opera di materiali di riporto per spessori di 0,5/0,7 m nel contesto degli interventi di urbanizzazione, corrisponde a:

$$D_1 = -1,9 \div -2,1 \text{ m}$$

dal piano piazzali/strade.

Resistenza del sistema geotecnico allo Stato limite ultimo (R)

In riferimento ai dettati del DM 17/01/18, sono state determinate le **caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione allo stato limite ultimo (SLU)** adottando i parametri previsti nella tab. 6.2.II – condizioni M1 e M2 del suddetto D.M, che parzializzano i coefficienti geotecnici.

Detti valori, determinati sia in condizioni statiche che dinamiche, sono riassunti nella seguente tabella.

	Condizioni statiche	Condizioni dinamiche
CONDIZIONE M1	$R = 2,464 \text{ kgf/cm}^2$	$R = 2,119 \text{ kgf/cm}^2$
CONDIZIONE M2	$R = 1,810 \text{ kgf/cm}^2$	$R = 1,715 \text{ kgf/cm}^2$

dove:

E_d = Valore di progetto delle azioni

Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo in condizioni statiche e sismiche

La verifica alla portanza allo stato limite ultimo per fondazioni superficiali (par. 6.4.2.1 – DM 14/01/2008), prevede che l'insieme opera – terreno sia verificato, applicando i coefficienti parziali γ_r esposti nella tabella 6.4.I. per la definizione della resistenza di progetto (R_d), ottenendo:

	<i>Condizioni statiche</i>	<i>Condizioni dinamiche</i>
Approccio 2: - Combinazione: (A1+M1+R3)	$E_d \leq 1,071 \text{ kgf/cmq}$	$E_d \leq 0,956 \text{ kgf/cmq}$

dove: E_d = Valore di progetto delle azioni

Si osserva che nella valutazione della pressione di contatto fondazione/terreno, vanno conteggiati sia i pesi propri delle opere fondali che il carico dei terreni e/o materiali di riempimento gravanti sulle stesse.

Cedimenti dinamici fondazioni di tipo diretto

I valori dei cedimenti totali, in campo di sollecitazione dinamica cedimenti post sismici, in riferimento alla magnitudo attesa nel territorio in oggetto, rientrano nel campo dell'accettabilità.

Modulo di reazione

In funzione dei parametri caratteristici dei terreni presenti nei primi 20 m del sottosuolo e delle caratteristiche litologico granulometriche degli stessi, si sono ottenuti i valori dei moduli di reazione di seguito esposti:

ottenendo:

Unità	Profondità terreni	Modulo di reazione kgf/cmc		
		K'	Ku	Kd
Unità 1	Da - 0,6 a - 2,8 m p.c.	1,07	1,16	1,34
Unità 2	Da - 2,8 a - 4,6 m p.c.	1,20	1,30	1,52
Unità 2bis (CPT 3/04)	Da - 2,8 a - 4,6 m p.c.	1,25	1,36	1,58
Unità 3	Da - 4,6 a - 5,4 m p.c.	1,12	1,23	1,43
Unità 4	Da - 5,4 a - 7,0 m p.c.	1,30	1,40	1,65
Unità 5	Da - 7,0 a - 9,0 m p.c.	1,30	1,42	1,65
Unità 5bis (CPT 1/04)	Da - 7,0 a - 9,0 m p.c.	2,20	2,50	2,80
Unità 6	Da - 9,0 a - 10,0 m p.c.	2,10	2,35	2,64
Unità 7	Da - 10,0 a - 10,6÷-11,0 m p.c.	0,96	1,05	1,21
Unità 7bis (CPT 1/04)	Da - 9,8 a - 11,4 m p.c.	3,11	3,46	3,95
Unità 8	Da -10,6÷-11,0 a -11,6÷-12,0 m p.c.	1,50	1,67	1,88
Unità 9	Da -11,6÷-12,0 a -13,2÷-14,0 m p.c.	1,19	1,27	1,51
Unità 10	Da -13,2÷-14,0 a -13,8÷-14,2 m p.c.	1,12	1,23	1,43
Unità 11	Da -13,8÷-14,2 a -15,4 m p.c.	1,40	1,48	1,78
Unità 12	Da -15,4÷-16,4 m p.c.	1,20	1,31	1,52
Unità 13	Da -16,4 a -17,4 m p.c.	1,87	2,12	2,37
Unità 14	Da -17,4 a -18,2 m p.c.	1,34	1,44	1,71
Unità 15	Da -18,2 a -20,0 m p.c.	1,38	1,47	1,75

K' = modulo di reazione in condizioni drenate;

Ku = modulo di reazione in condizioni non drenate;

Kd = modulo di reazione per azioni dinamiche

Nel contesto dell'esecuzione lavori, è opportuno adottare i seguenti accorgimenti:

- *Esecuzione di ulteriori verticali di indagine geognostica in numero idoneo per definire in modo dettagliato le caratteristiche del sottosuolo e geometrie dei corpi sabbiosi sepolti presenti.*
- *Accertare l'assenza di eventuali strati cedevoli e/o rimaneggiati – riporti poco consistenti e nell'eventualità di loro riscontro effettuare idonei risanamenti.*
- *Accertarsi, mediante saggi con escavatore meccanico, in punti esterni all'area di impronta delle costruzioni, preliminarmente agli scavi di fondazione, che non si verifichino processi di sifonamento al fondo degli sbancamenti; qualora si incorresse in detta eventualità, dovranno essere adottate idonee tecniche di depressione delle acque sotterranee.*
- *Operare in modo che il tempo tra l'apertura degli sbancamenti e la costruzione delle fondazioni sia breve per limitare il rilassamento di fondo scavo ed eventuali stagnazioni idriche sullo stesso.*
- *Regolarizzare e proteggere i piani di posa delle opere fondali con getto di conglomerato magro.*

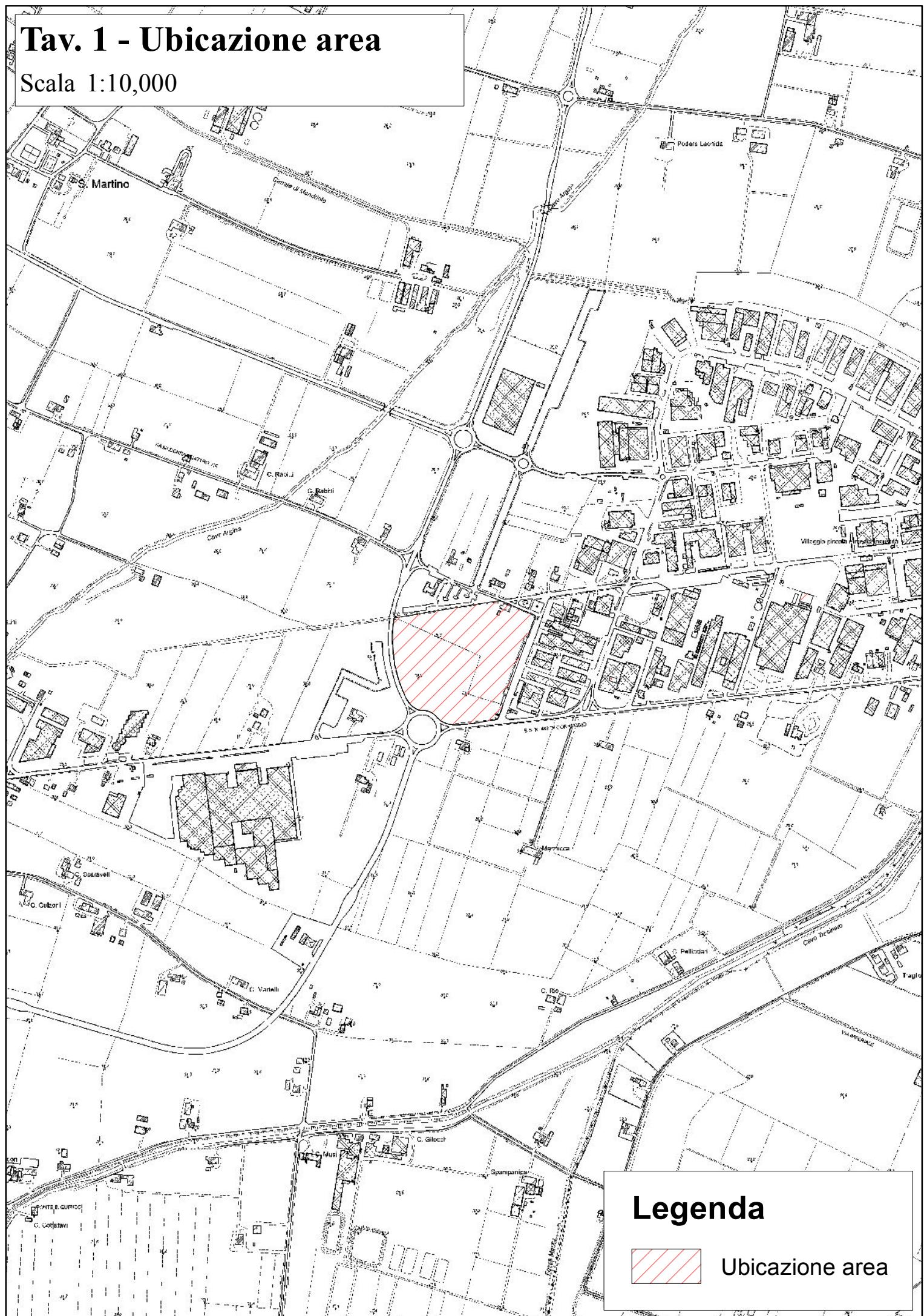
Dr. Geol. **GIAN PIETRO MAZZETTI**



ALLEGATI

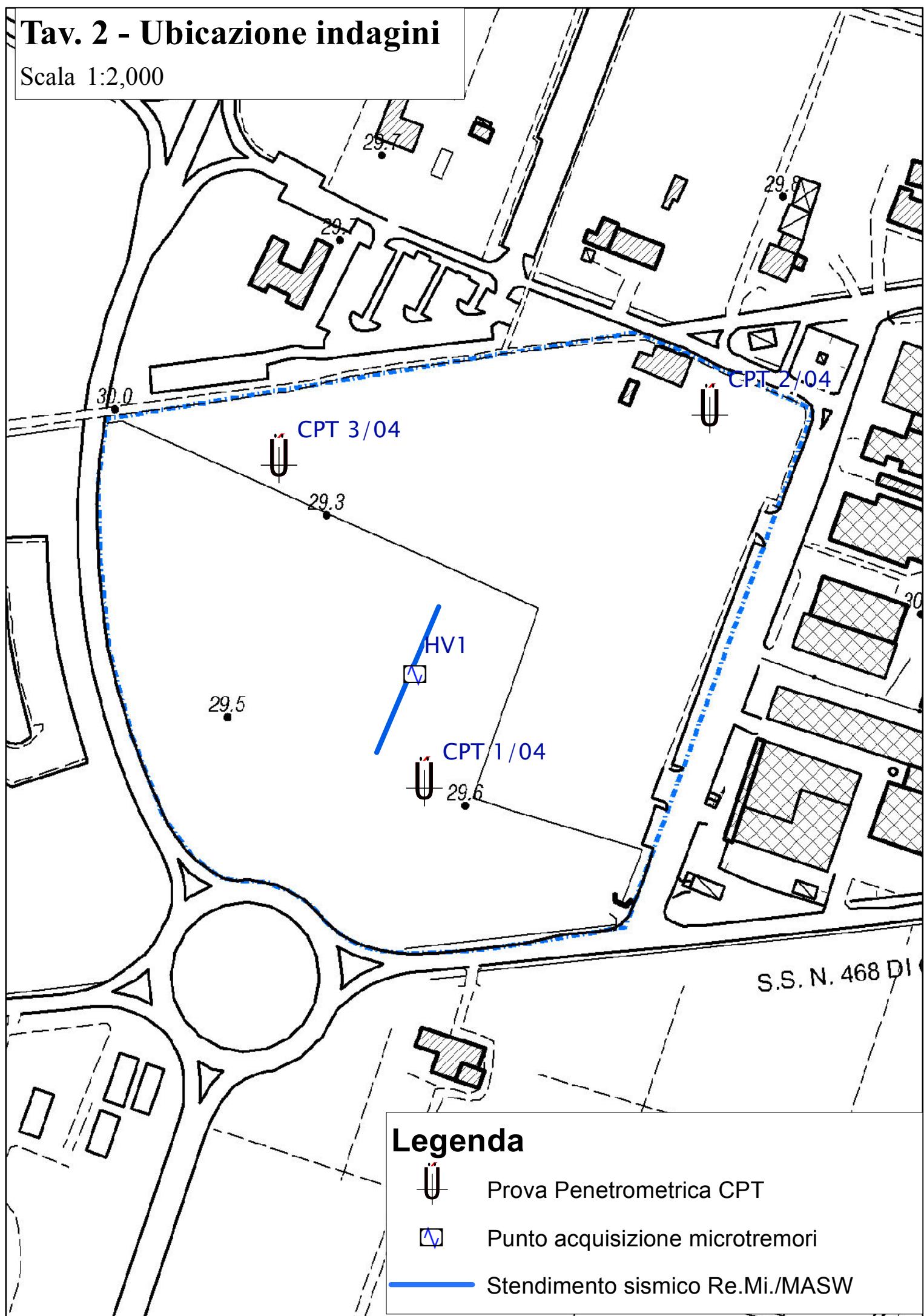
Tav. 1 - Ubicazione area

Scala 1:10,000



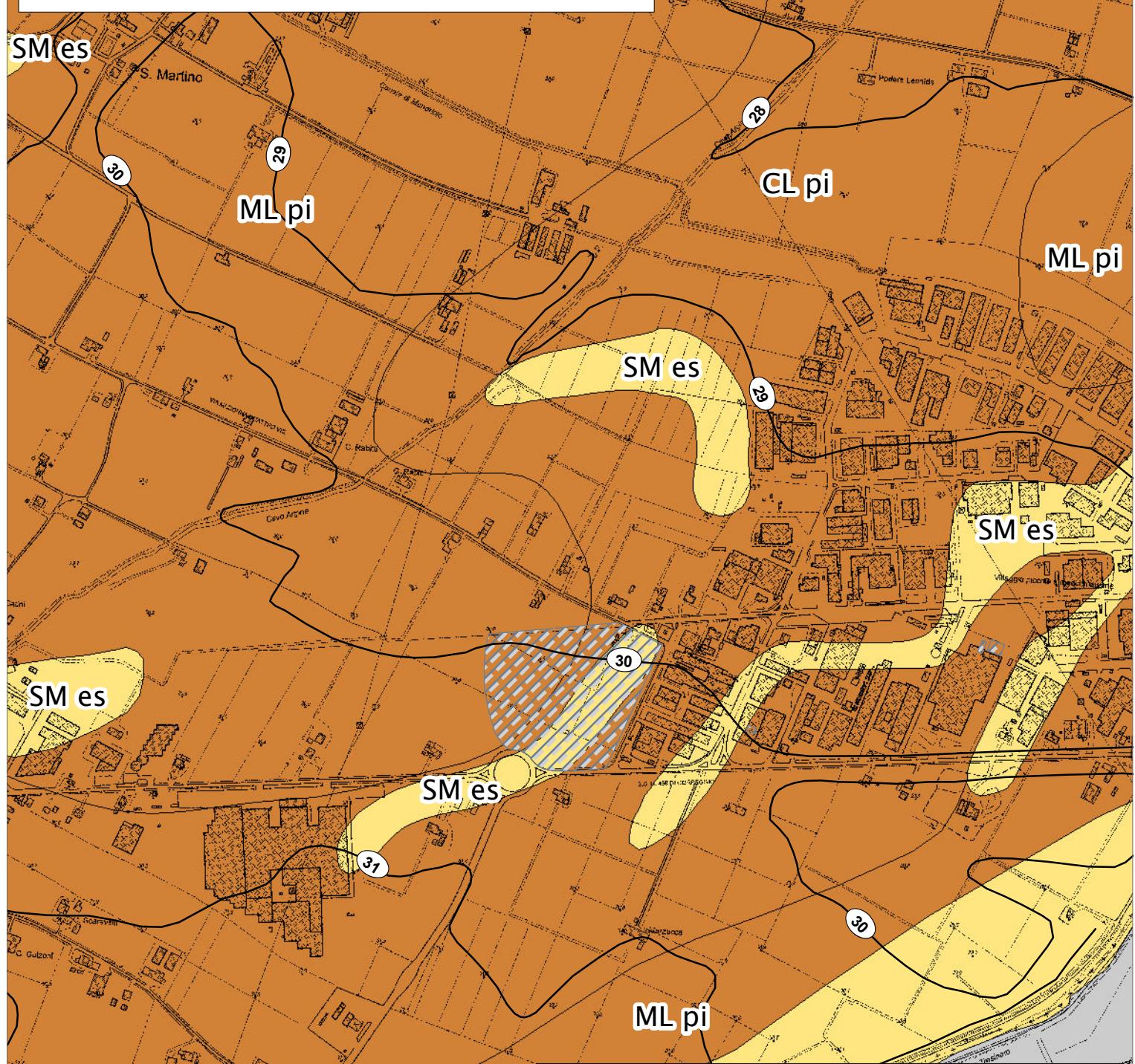
Tav. 2 - Ubicazione indagini

Scala 1:2,000



Tav. 3 - Carta Geologico Tecnica

Scala 1:10,000

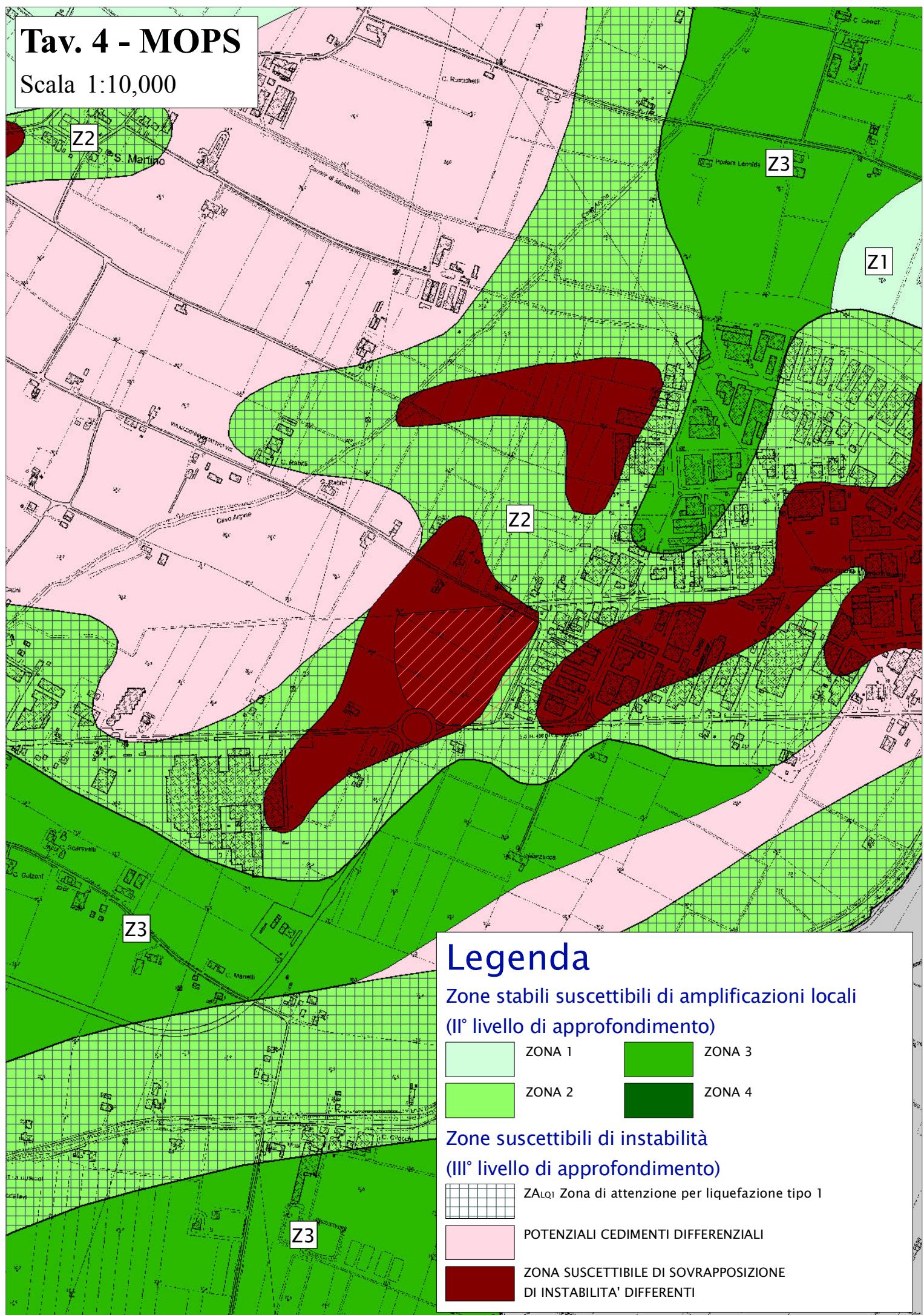


Legenda

- | | |
|-------|--|
| SM es | Sabbie limose, miscela di sabbia e limo
di argine/barre/canali |
| SC pi | Sabbie argillose, miscela di sabbia e argilla
di piana inondabile |
| ML pi | Lim organici, farina di roccia, sabbie fini limose o argillose,
limi argilosì di bassa plasticità di piana inondabile |
| CL pi | Argille inorganiche di media-bassa plasticità, argille ghiaiose
o sabbiose, argille limose, argille magre di piana inondabile |
| CH pi | Argille inorganiche di alta plasticità, argille grasse
di piana inondabile |
| OH pi | Argille organiche di media-alta plasticità, limi organici
di piana inondabile |

Tav. 4 - MOPS

Scala 1:10,000



Legenda

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali
(II° livello di approfondimento)

	ZONA 1		ZONA 3
	ZONA 2		ZONA 4

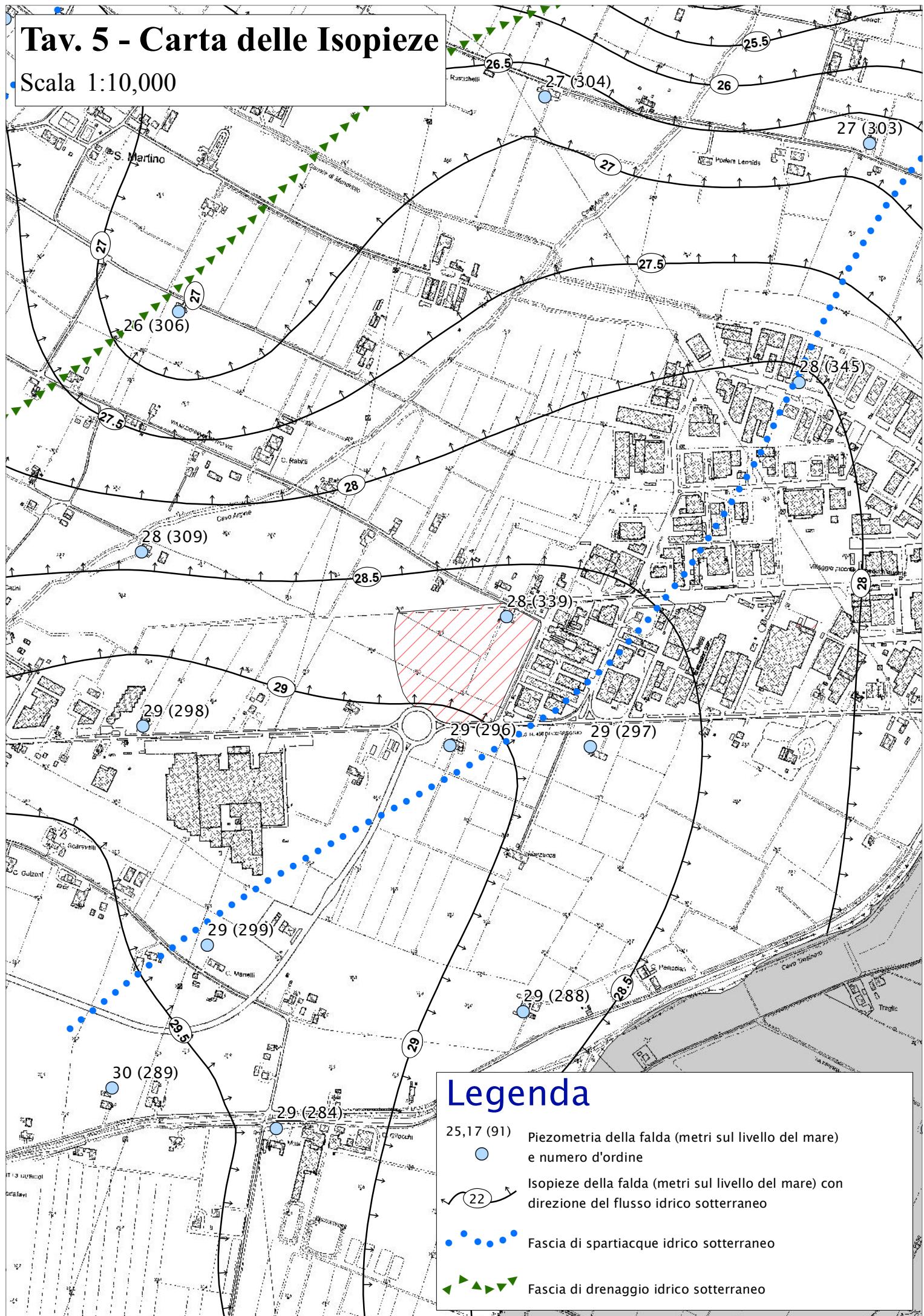
Zone suscettibili di instabilità

(III° livello di approfondimento)

	ZALQ1 Zona di attenzione per liquefazione tipo 1
	POTENZIALI CEDIMENTI DIFFERENZIALI
	ZONA SUSCETTIBILE DI SOVRAPPOSIZIONE DI INSTABILITÀ DIFFERENTI

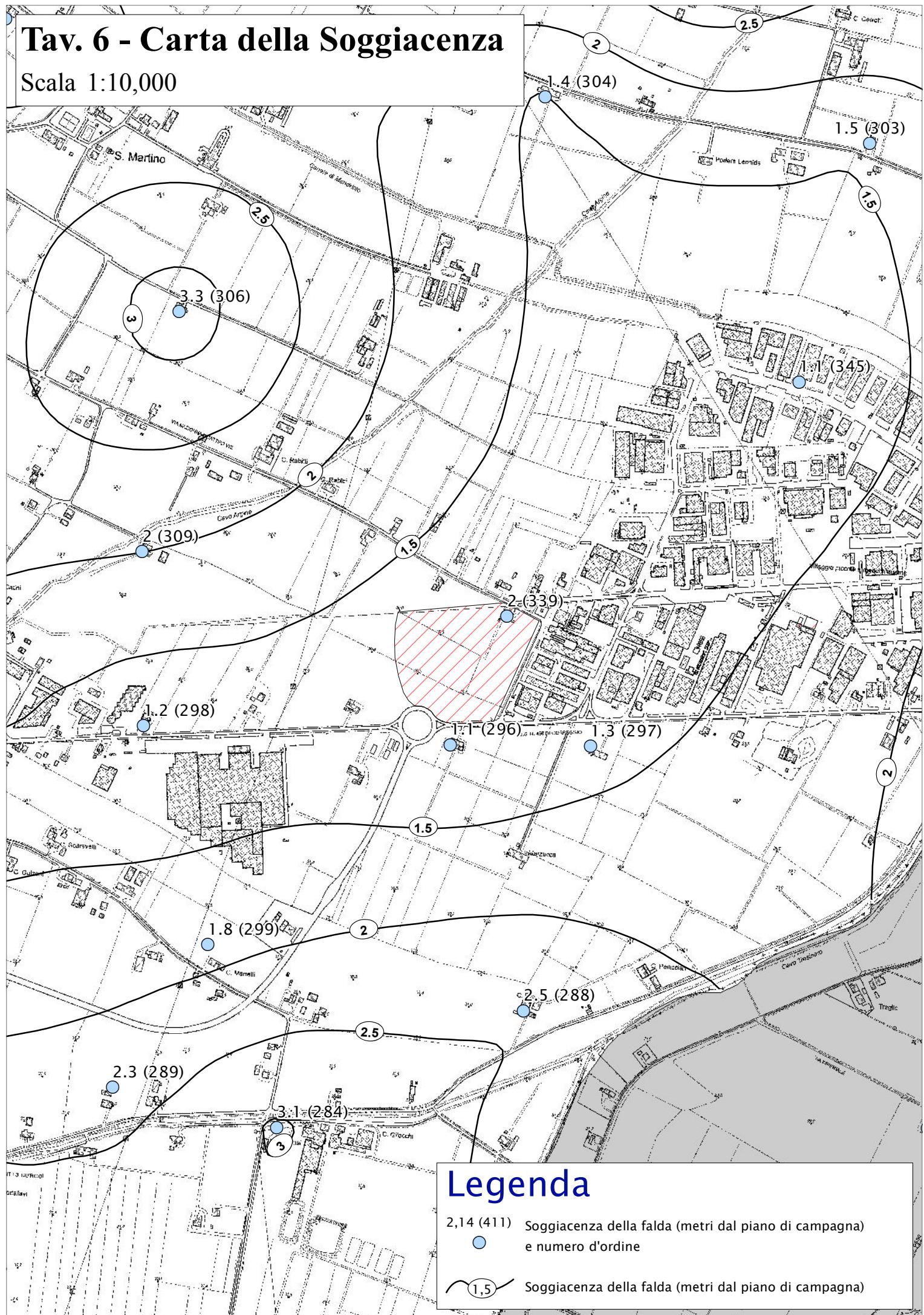
Tav. 5 - Carta delle Isopieze

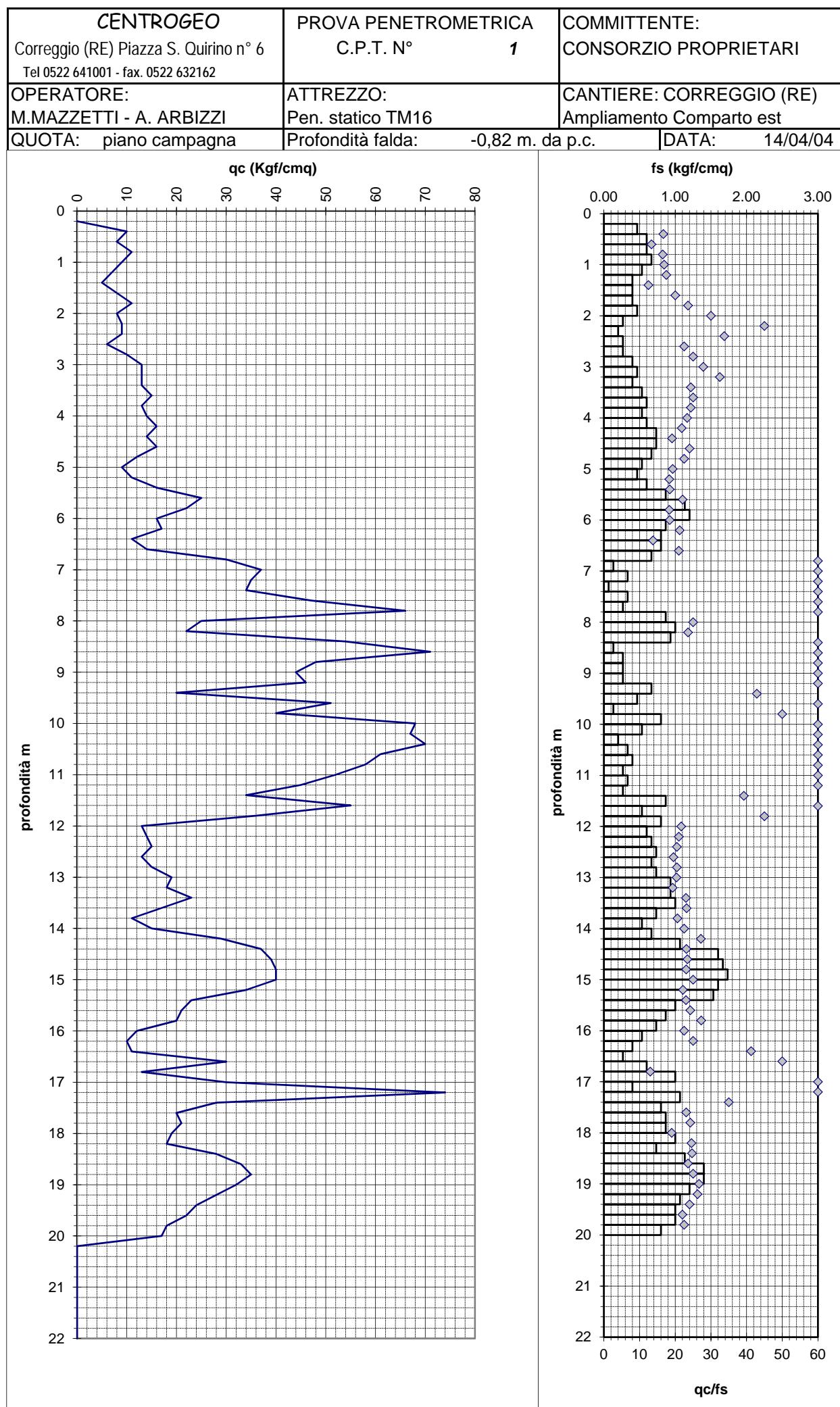
Scala 1:10,000

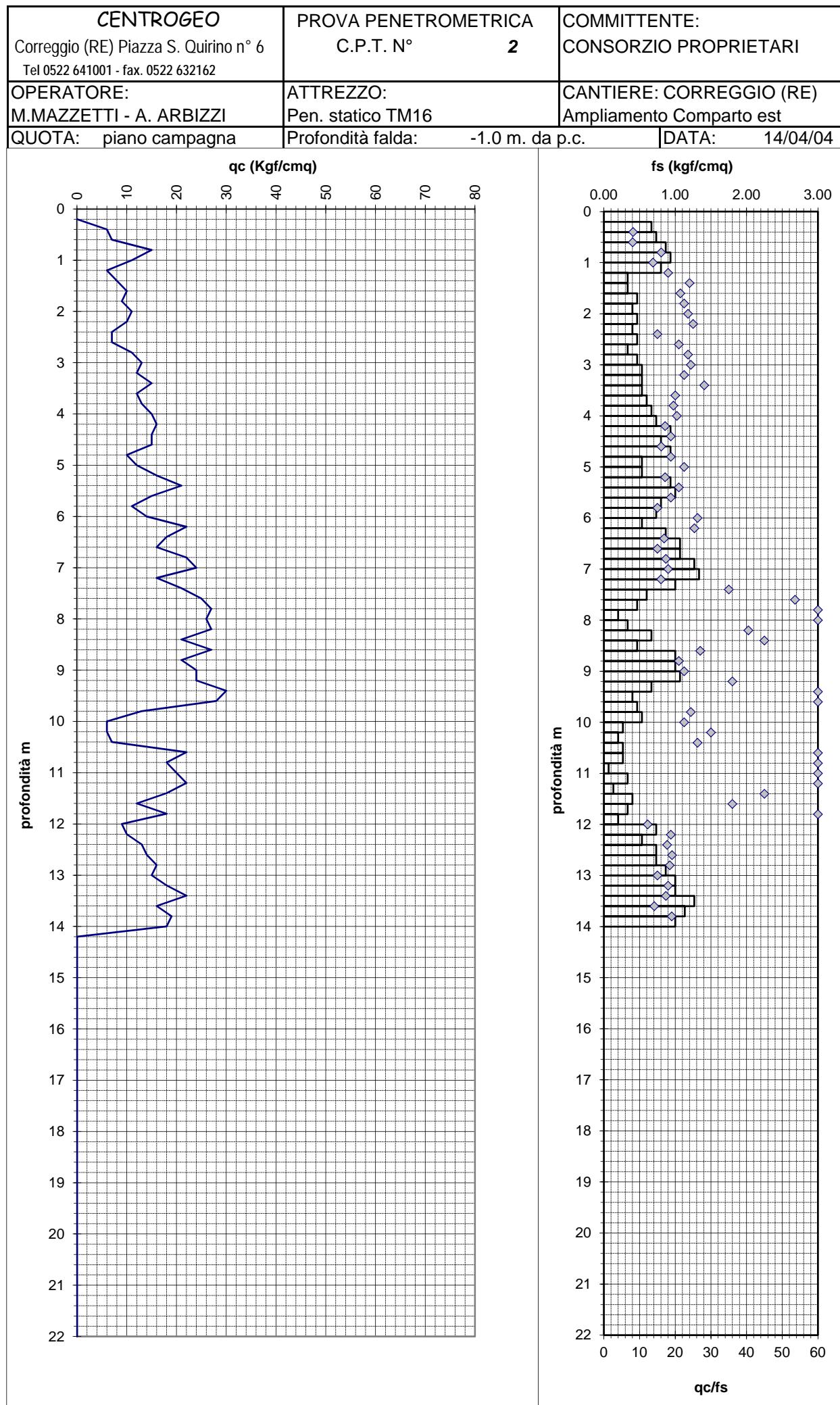


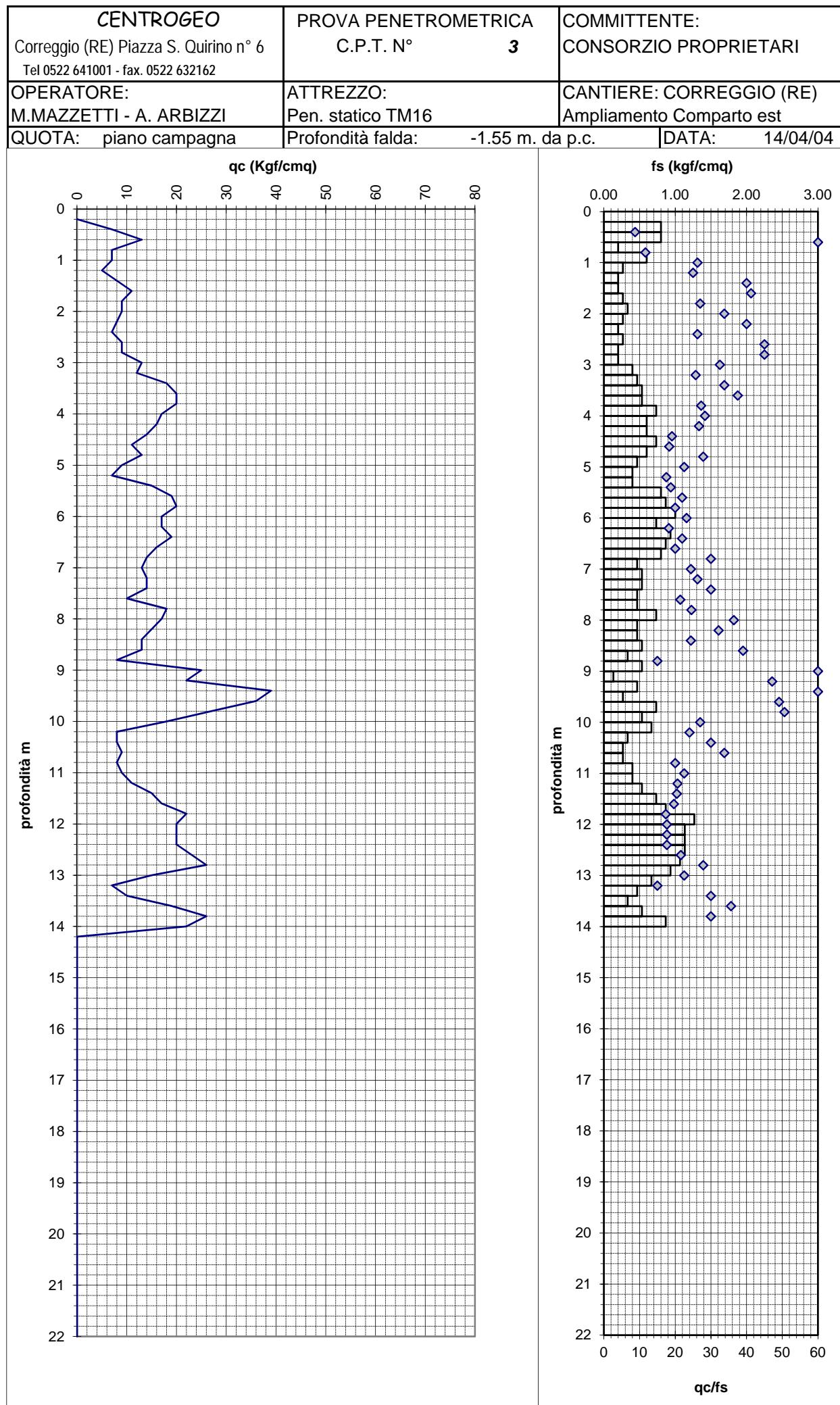
Tav. 6 - Carta della Soggiacenza

Scala 1:10,000









CENTROGEO

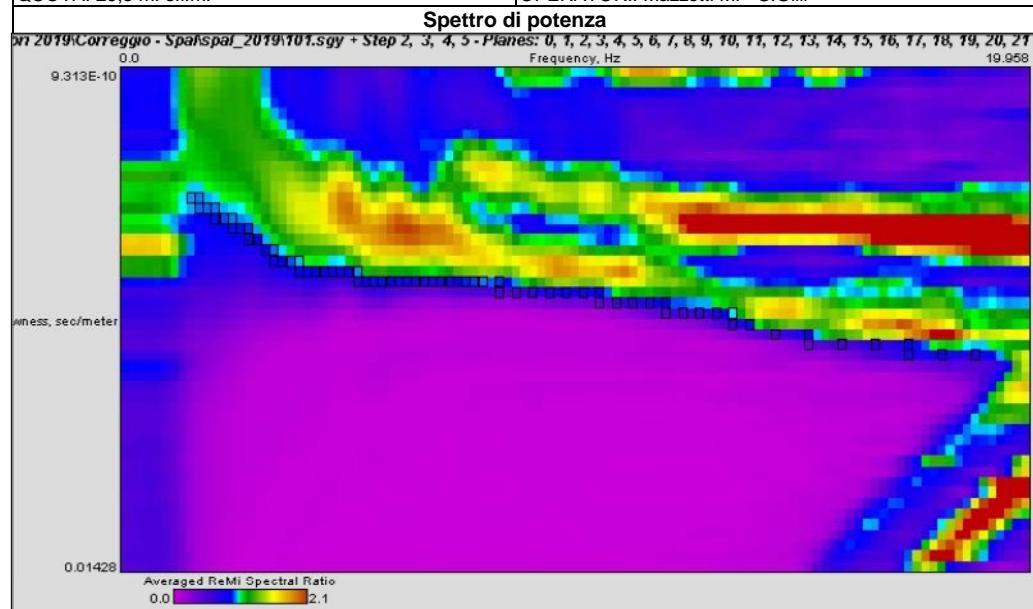
P.zza S.Quirino, 6 - 42015 Correggio (RE)

LOCALITA': Correggio (RE)

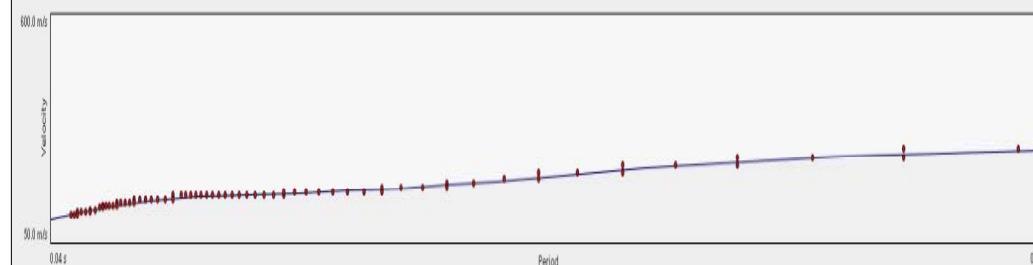
DATA: 05-02-2019

QUOTA: 29,5 m. s.l.m.

INDAGINE MASW/Re.Mi.



Curva di dispersione

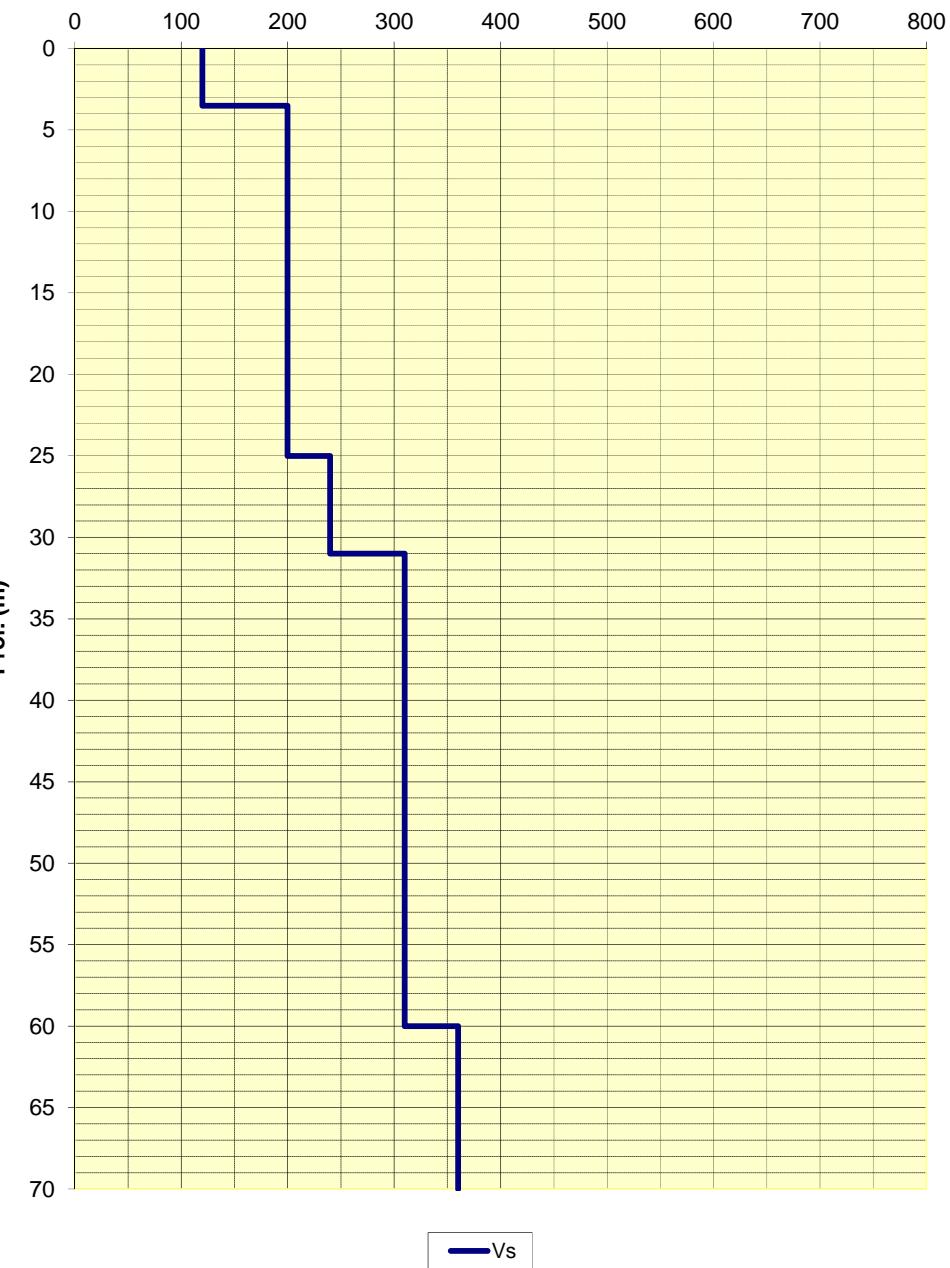


Note:

Modello interpretativo

Modello interpretativo				
Strato n°	Prof. (m)	Spess. (m)	Vs (m/s)	
1	0	3.5	3.5	120
2	3.5	25	21.5	200
3	25	31	6	240
4	31	60	29	310
5	60	INF	INF	360
6				
7				
8				
9				
10				

Modello interpretativo profilo Vs (m/s)



CENTROGEO

P.zza S.Quirino, 6 - 42015 CORREGGIO

LOCALITA': Correggio (RE)

DATA: 05-02-2019

QUOTA: 29,5 m. s.l.m.

Strumentazione: TROMINO TRZ 0134/01-11

INDAGINE HVSR1

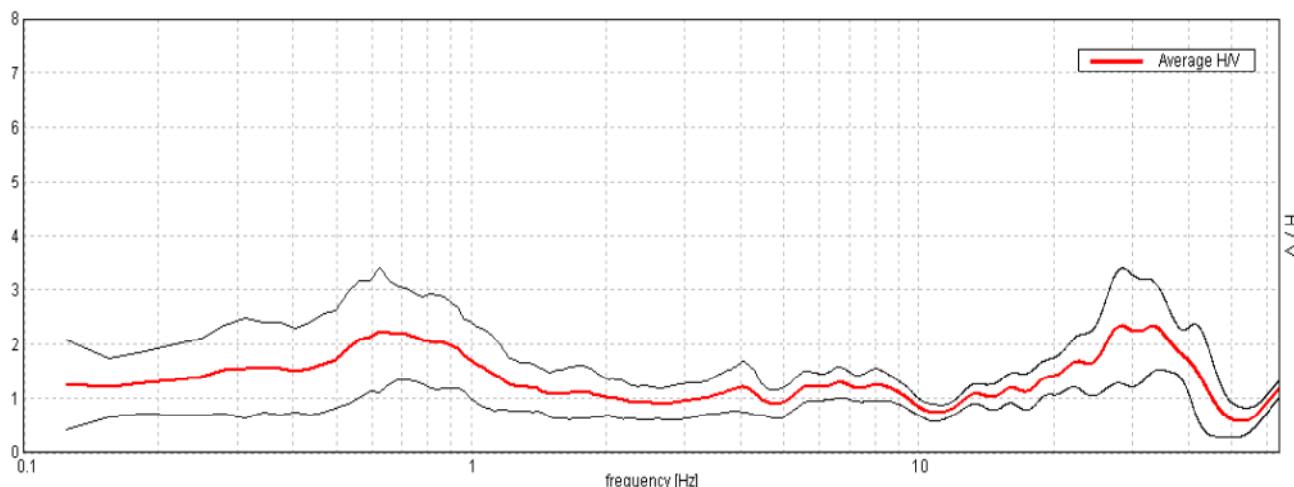
COMMITTENTE: Finsapi Srl

CANTIERE: Area Sp 468R - Via Oratorio

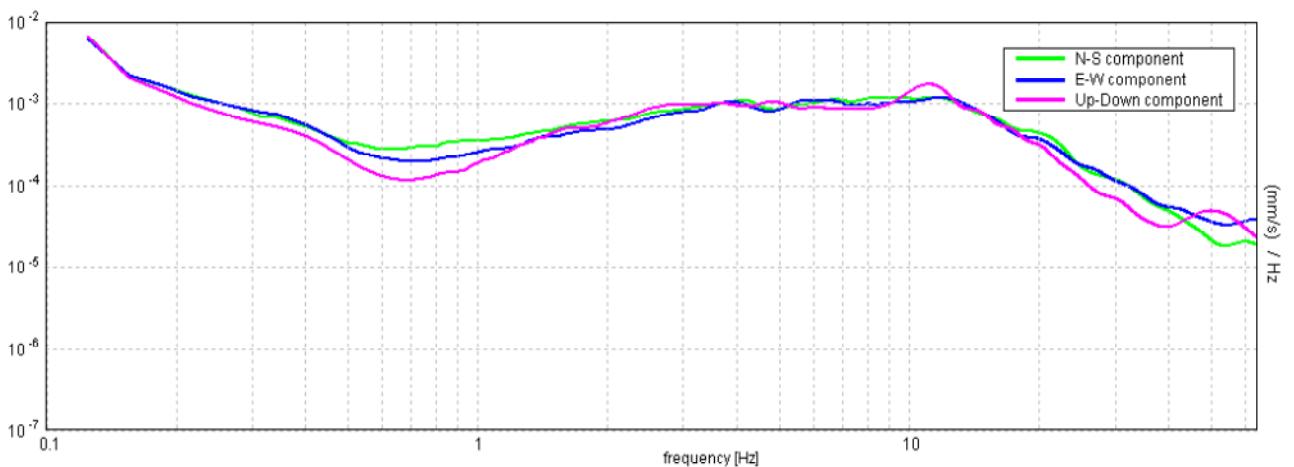
OPERATORI: Mazzetti M. - S.Gilli

Rapporto spettrale

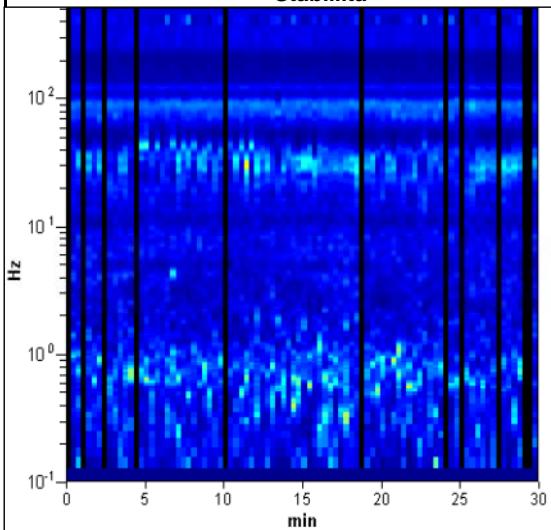
Max. H/V at 0.63 ± 0.11 Hz (In the range 0.4 - 18.0 Hz).



Aampiezza spettrale



Stabilità



Direzionalità

