

COMMITTENTE

COABI
Società Cooperativa
Via Cavour, 30 - FAENZA
www.coabi.it
coabi@coabi.it
Tel. 0546.26028
Fax. 0546.680085

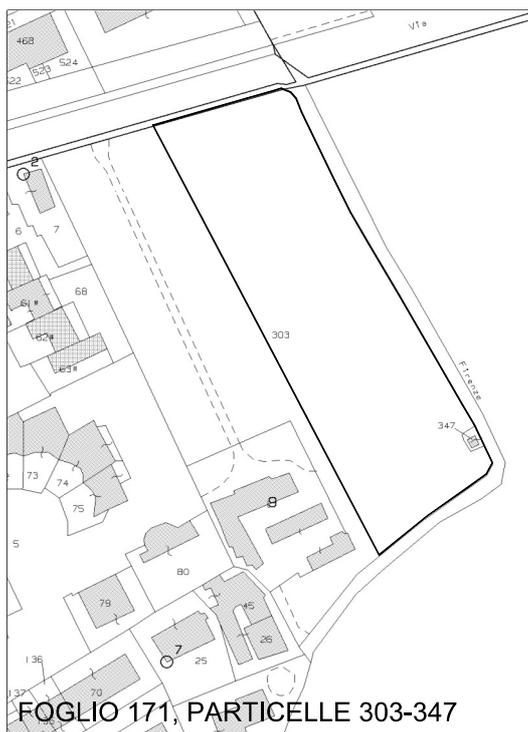


PROGETTO

**PROPOSTA DI ACCORDO OPERATIVO
EX ART. 4 DELLA L.R. 24 DEL 21/12/2017**

COMUNE DI FAENZA - AMBITO 04 - FIUME LAMONE - VIA FIRENZE - AREA "GHILANA"

**ESTRATTO DI MAPPA CATASTALE
SCALA 1:1000**



OGGETTO TAVOLA

**RELAZIONE
GEOLOGICO
SISMICA -
INVARIANZA
IDRAULICA**

STATO

PROGETTO

TIMBRI

TAVOLA

DOC 07

SCALA

CODICE COMMESSA 0142

DATA 15.01.2021

PROGETTISTI

DOTT. ALBERTUS CECILIUS ALOYSIUS VAN ZUTPHEN

VIOLANI ASSOCIATI

ARCH. RICCARDO CASAMASSIMA ING. GUIDO VIOLANI ARCH. MARIA CRISTINA VIOLANI GEOM. GIOVANNI VIOLANI

Via Bergantini, 6 - 48018 Faenza RA Italy - Tel (+39) 0546 680844 (r.a.) Fax (+39) 0546 699446

riccardo.casamassima@violaniassociati.it www.violaniassociati.it segreteria@violaniassociati.it

COMUNE FAENZA

(Provincia di Ravenna)

RELAZIONE GEOLOGICA

VARIANTE URBANISTICA

ACCORDI PREVENTIVI IN FASE TRANSITORIA AI SENSI DELL'ART. 4 L.R. 24/2017 PER LA VALUTAZIONE DI UNA POSSIBILE AREA RESIDENZIALE IN VIA FIRENZE

Committente: CO.ABI Società Cooperativa
Via Cavour, 30 - 48018 FAENZA (Ra)
email coabi@coabi.it
Telefono 0546.26028 Fax. 0546.680085
P.Iva 00652410390
Reg. Imp. di Ravenna - Cod. Fisc. 81008850398 - REA RA n. 95135
Albo società cooperative edilizie di abitazione a mutualità prevalente n. A128924

Versione	Data	
1	Dicembre 2020	

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



Indice

1. PREMESSA	2
2. LINEAMENTI GEOLOGICI GENERALI	8
2.1. GEOLOGIA.....	8
2.1 LINEAMENTI STRUTTURALI	13
3. LINEAMENTI CLIMATOLOGICI	16
3.1 PLUVIOMETRIA.....	16
3.2 EVAPOTRASPIRAZIONE	16
3.3 IDROMETRIA	16
4 IDRO - GEOMORFOLOGIA	17
4.1 INVARIANZA IDRAULICA	27
5 IDROGEOLOGIA	30
6 LITOLOGIA SUPERFICIALE E PEDOLOGIA	34
7 INDAGINI GEOGNOSTICHE	36
7.1 PROVE PENETROMETRICHE E SONDAGGIO.....	36
7.2 MISURE DEI MICROTREMORI	37
7.3 MISURE DOWN HOLE	39
7.3.1 Prove down hole.....	39
7.3.2 Procedura sperimentale	40
7.3.3 Metodo diretto.....	40
7.3.4 Metodo intervallo	42
7.3.5 ELABORATI GRAFICI.....	43
8 MICROZONAZIONE SISMICA	44
8.1 ANALISI DEL RISCHIO DEI FENOMENI COSISMICI	53
9. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE	54
9.1 METODO UTILIZZATO PER LA VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	54
9.1.1 Parametri geotecnici caratteristici per la valutazione delle resistenze di progetto.....	56
9.1.2 Parametri geotecnici caratteristici delle unità litostratigrafiche del sito indagato	59
9.2 VALUTAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) – STATO LIMITE DI RESISTENZA DEL TERRENO ..	62
9.2.1 Calcolo del carico limite dell'insieme fondazione-terreno - premessa	63
9.2.2 Fondazione e parametri geotecnici caratteristici utilizzati nei calcoli del carico limite dell'insieme fondazione-terreno.....	64
9.2.3 Collasso per carico limite dell'insieme "fondazione-terreno" – approccio 2.....	65
9.3 VALUTAZIONE DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) – DEFORMAZIONI IRREVERSIBILI.....	67
10. CONCLUSIONI	70
APPENDICE	72
ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	72
ALLEGATI	80

1. PREMESSA

La Legge regionale 21.12.2017, n. 24 “Disciplina regionale sulla tutela e l'uso del territorio”, all’art. 4, prevede che fino alla scadenza del termine perentorio per l’avvio del procedimento di approvazione del nuovo strumento urbanistico (PUG) stabilito nei tre anni successivi all’entrata in vigore della medesima (ovvero entro il 1.1.2021), i Comuni, attraverso apposito atto di indirizzo deliberato dal Consiglio competente, possono promuovere la presentazione di Accordi Operativi per dare immediata attuazione a parte delle previsioni contenute nei vigenti PSC. Allo scopo di selezionare una parte delle previsioni del PSC cui dare immediata attuazione, il citato atto di indirizzo stabilisce, in conformità ai principi di imparzialità e trasparenza, i criteri di priorità, i requisiti ed i limiti in base ai quali valutare la rispondenza all’interesse pubblico delle proposte di Accordo Operativo avanzate dai soggetti interessati.

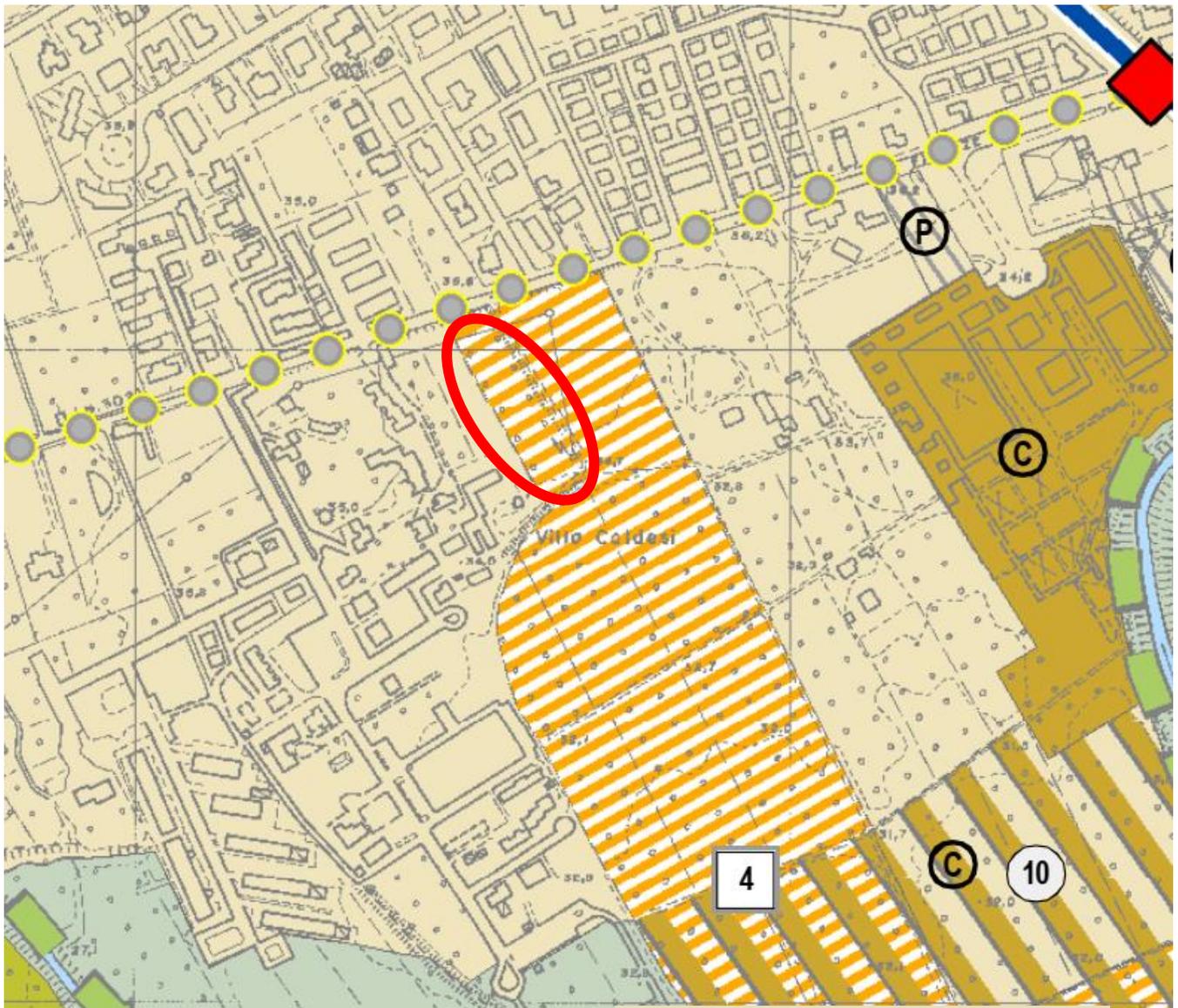
La CO.ABI Società Cooperativa con sede legale in Via Cavour, 30 - 48018 FAENZA (RA) è proprietaria di un’area in via Firenze per la quale prevede di proporla per il suddetto Accordo Operativo.

L’area di intervento è attualmente classificata in Ambito per nuovi insediamenti prevalentemente residenziali, presentando una superficie complessiva di 7130 mq, e attualmente risulta incolta.



Latitudine: 44.279845°

Longitudine: 11.866654°



-  Dotazione ecologica-ambientale (Art. 8)
Parco extraurbano
-  Dotazione ecologica-ambientale (Artt. 8 - 9.5)
Percorso ciclopedonale in ambito naturalistico
-  Funzionalità idraulica del territorio (Art. 7)
Bacino di laminazione
-  Parco fluviale (Art. 8)



Piano Strutturale Comunale Associato
 Faenza - Brisighella - Casola Valsenio - Castel Bolognese - Riolo Terme - Solorolo

PSC 2009 L.R. 24 marzo 2000, n. 20 - "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio"

3_13

 ASPETTI STRUTTURANTI

PROGETTO: scenario

scala 1:10000

- _Dotazioni strutturali previste**
-  Spazio collettivo comunale (Art. 8)
 - ① Istruzione ② Verde ③ Cimitero

- _Territorio urbanizzabile di nuova previsione**
-  Ambito per nuovi insediamenti prevalentemente residenziali (Art. 5.3)
 -  Ambito per nuovi insediamenti produttivi comunali (Art. 5.3)
 -  Ambito per nuovi insediamenti turistico-ricettivi comunali (Art. 5.3)

**ESTRATTO DI MAPPA CATASTALE
SCALA 1:1000**



STRALDO R.G.E. - TAVOLA 13.1 (SCALA 1:2000)

LEGENDA DA Tav. 13.1 R.G.E.

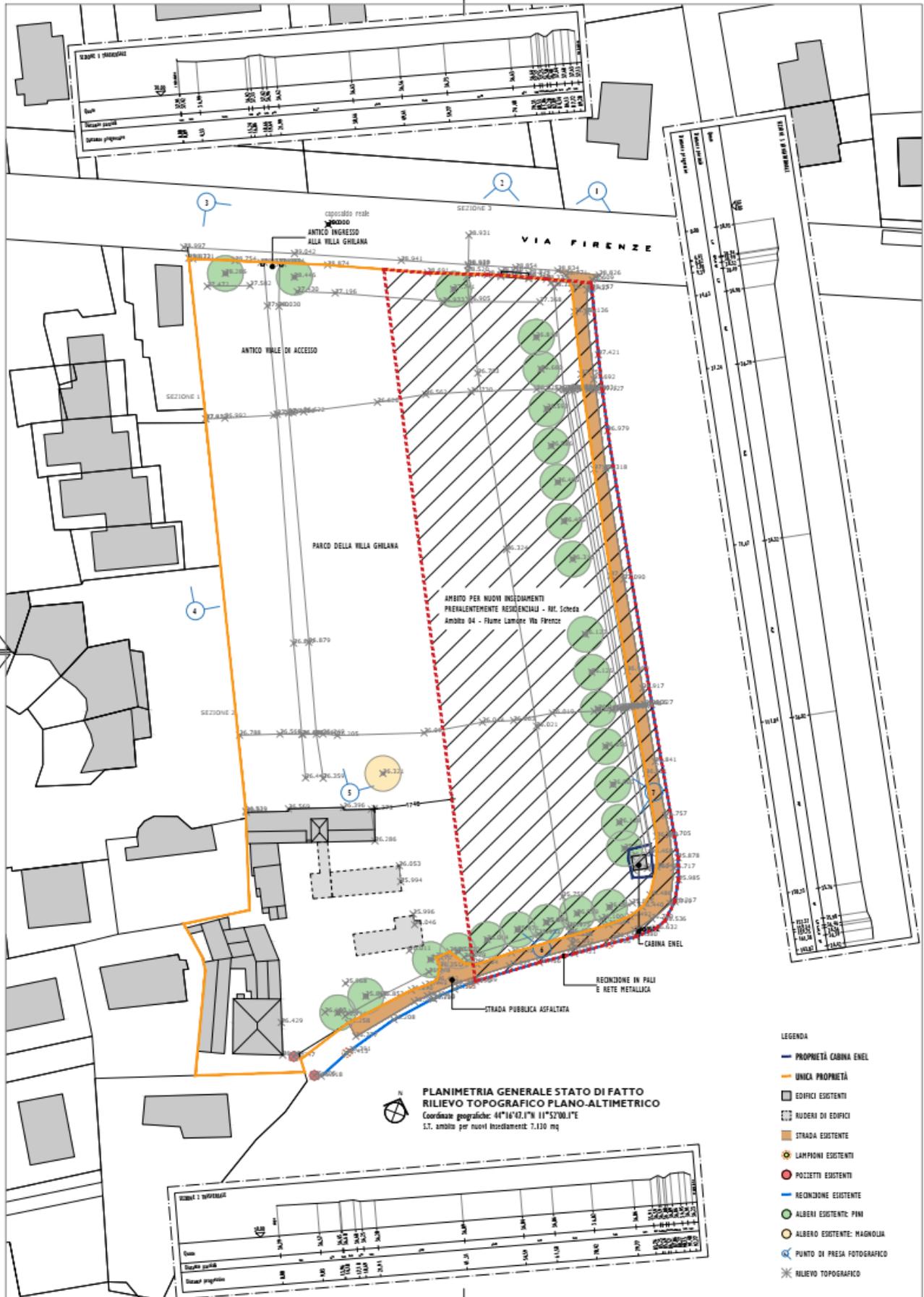
-  AREE URBANE DI CONSERVAZIONE DEL VERDE PRIVATO
-  AMBITI SOTTOPOSTI A P.O.C. (ART.32.3)

LEGENDA RIELABORAZIONE

-  AREA OGGETTO DI ACCORDO OPERATIVO
-  AREA A VERDE PRIVATO GIÀ OGGETTO DI PIANE PREVENTIVO N. 441/91 DEL 18/04/2020 SOGGETTA A PROSSIMO INTERVENTO DI RECUPERO EDILIZIO



VISTA GOOGLE MAPS 3D CON INDIVIDIAZIONE DELL'AMBITO DI INTERVENTO





Pertanto, il presente elaborato è realizzato allo scopo di fornire la base conoscitiva dei parametri geologici e geotecnici dell'Accordo Operativo, finalizzata **alla trasformazione dell'area a nuovo insediamento prevalentemente residenziale.**

In altri termini il presente studio identifica gli elementi principali della geologia locale facilitandone il confronto con le singole ipotesi di Pianificazione, fornisce gli elementi di base permettendo di operare scelte ragionate e, infine, fornisce le indicazioni preliminari geologiche e geotecniche di massima utilità per le successive fasi di approfondimento.

La presente relazione è stata condotta seguendo le varie normative di legge e/o direttive di interesse, in particolare si è fatto riferimento:

- Al D.M. 11.03.88 (sez. H) e pubblicato sul supplemento ordinario della G.U. n.127 del 01.06.88;
- Alla Circolare Regionale (Dipartimento Ambiente e Territorio) n.1288 del 11.02.1983;
- Al Piano Territoriale Paesistico Regionale;
- Al Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale;
- Alla Legge nazionale 236/88 sulle captazioni idriche per il consumo umano;
- Al Piano di Gestione per il Rischio Alluvioni;
- Alle Norme del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico dell'ex Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli, ora Bacino Idrografico del fiume Po;
- D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC2018);
- Alla circolare Circolare inerente alle NTC 2018 del 11-02-2019;
- Del.Reg.630/2019 con indicazioni rispetto alle norme tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- Alla Legge Regionale n. 24 del 21-12-2017 – Disciplina Regionale sulla tutela e l'uso del Territorio;
- Al Piano Strutturale Comunale (PSC) dell'Unione della Romagna Faentina;
- Al Regolamento Urbanistico ed Edilizio (RUE) dell'Unione della Romagna Faentina;
- Al Piano Operativo Comunale (POC) dell'Unione della Romagna Faentina.

In questa prima fase, per la realizzazione dello studio in oggetto si è proceduto alla raccolta e selezione critica di tutti i dati bibliografici riguardanti il territorio di interesse ed un adeguato intorno; tali dati sono stati successivamente integrati tramite rilevamenti sul territorio. Inoltre, sono state analizzate le caratteristiche litostratigrafiche e geomeccaniche del sottosuolo del territorio oggetto di studio, elaborando, alla luce di quanto emerso, una serie di considerazioni sui possibili rischi geologici dell'area oggetto di variante e dei relativi approfondimenti necessari per completare il quadro geologico, geotecnico e idrogeologico.

Pertanto, scopo della presente relazione sarà quella di individuare gli eventuali rischi geologici, in senso lato, e di indicare eventuali opportune azioni di mitigazione degli stessi a cui ci si dovrà attenere in fase di realizzazione dell'espansione urbanistica. Ovvero della necessità di realizzare ulteriori analisi di approfondimento.

Brevemente si riporta la relazione del rischio a cui ci si è fatto riferimento nel presente elaborato.

$R=H*V*E$

Dove

R = rischio

H = pericolosità

V = vulnerabilità

E = elementi a rischio

2. LINEAMENTI GEOLOGICI GENERALI

2.1. GEOLOGIA

Le caratteristiche fisiche generali, la composizione litologica, l'assetto strutturale, il grado di stabilità attuali di un territorio sono la risultante e la sintesi della sua evoluzione geologica.

Per una migliore comprensione della geologia del territorio in esame, risulta utile avere un quadro, sia pure schematico e riassuntivo, dei lineamenti e della storia geologica della più ampia unità regionale di cui l'area in esame è parte.

Il territorio dove si trova il sito di interesse è inserito, anche se in modo marginale, nel vasto bacino sedimentario della Valle Padana e più precisamente nel lembo sud-orientale della stessa, delimitato a Nord dal corso del Po e a Sud dalle propaggini collinare dell'Appennino Romagnolo.

La storia geologica di questa pianura, la sua genesi e le sue vicissitudini evolutive possono essere ricondotte, nel loro insieme, ad un lento e progressivo ricoprimento del settore meridionale della fossa occupata dall'alto Adriatico già a partire dalla fase centrale della orogenesi alpina, da un lato, e di quella appenninica, dall'altro, cioè nell'oligocene, come confermano le risultanze delle perforazioni condotte nell'area per ricerche di idrocarburi.

L'attuale assetto geologico è la risultante di un complesso avvicendamento di fasi erosive in alternanza a fasi prevalentemente sedimentarie, sia in senso verticale sia in senso orizzontale, in relazione al perdurare di una dinamica di abbassamenti del substrato, di fenomeni di subsidenza del materasso alluvionale che si stava formando, con conseguenti arresti della regressione marina o addirittura episodi di ingressione e formazione di fasi lagunari lungo la fascia preappenninica.

Solo nel Quaternario più recente l'assetto tettonico manifesta una sorta di equilibrio raggiunto e, alla prevalente tendenza alla subsidenza e deposizione prevalentemente marina, subentra un periodo di più estesi fenomeni sedimentari fluviali, ai quali è concomitante il progressivo ritiro del mare verso la configurazione dell'attuale costa.

Il quaternario è contraddistinto da una fase deposizionale marina iniziale (Pleistocene) e una fase deposizionale continentale (Olocene) che prosegue anche attualmente.

La stratigrafia pleistocenica presenta frequenti variazioni litologiche. Le sabbie si intercalano a sedimenti più fini limoso sabbiosi o limoso argillosi, e nelle parti sommitali si fanno sempre più frequenti litotipi di ambiente lagunare salmastro.

La stratigrafia olocenica è dominata dalla più recente regressione marina in concomitanza con le grandi glaciazioni intervallate da lunghi periodi di clima più mite durante i quali prevale l'azione di trasporto dei numerosi corsi d'acqua.

Il limite Olocene-Pleistocene, cioè alluvioni-Quaternario marino, presenta una profondità di circa 60 m ÷ 80 m in corrispondenza dell'allineamento Massa Lombarda - Lugo - Bagnacavallo, risalendo lateralmente fra i 20 m e 40 m in corrispondenza delle zone di Alfonsine e di Cotignola - Bagnara.

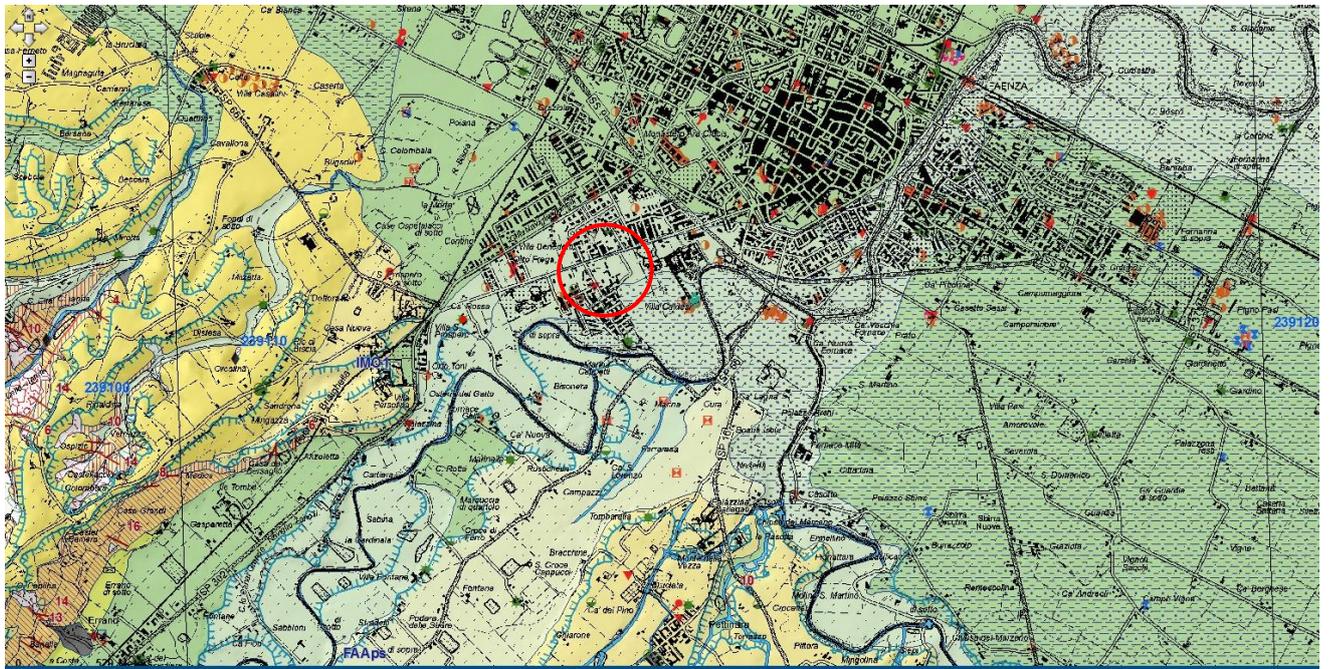
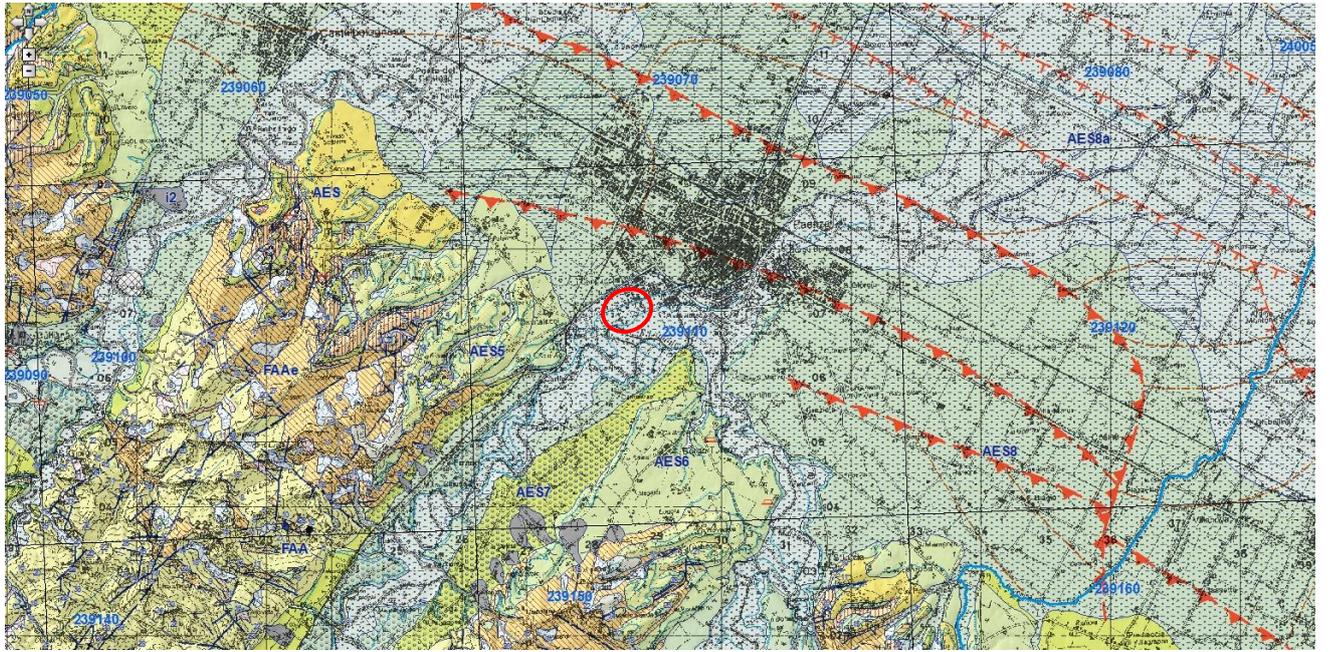
Da quanto esposto risulta che il bacino subsidente padano, ed in particolare il suo settore sud-orientale, è un'area geologicamente giovane e conseguentemente instabile. Questo carattere di instabilità permane tuttora.

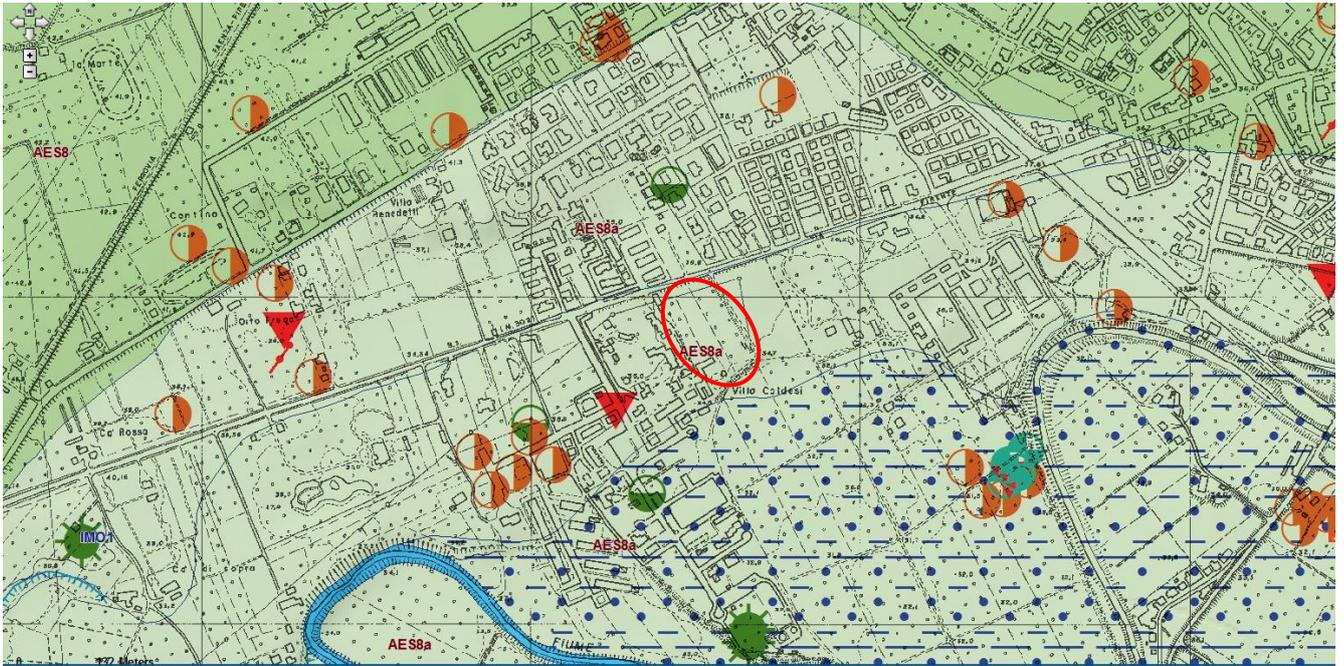
Infatti, in base alla ripetizione delle livellazioni I.G.M., si è verificato, ed è probabilmente ancora in atto, un innalzamento delle regioni poste ad occidente dell'asse Genova-Brescia, ed un abbassamento ad oriente con epicentro nel delta del Po, ed indici più elevati nella costa adriatica.

La Carta Geologica, resa disponibile sul sito della Servizio Geologico della Regione Emilia Romagna, evidenzia per l'area in esame depositi di piana alluvionale appartenenti all'Unità di Modena (AES8a), tessitura limoso argillosa sabbiosa.

In particolare, dal data base delle sorgenti sismogenetiche pubblicate dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), si nota che il sito in esame è interessato da una struttura sismogenetica.

Inoltre, in base alla sezione geologica 63, pubblicata dal Servizio Geologico della Regione Emilia-Romagna, si osserva che il substrato marino mio-pleistocenico si trova alla profondità di circa 90 m rispetto al livello del medio mare, ovvero a circa 125 m rispetto al piano di campagna del sito in esame, considerando che quest'ultimo risulta a circa 35 m s.l.m.





Legenda

Province



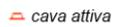
Comuni



Griglia 10.000



Risorse e prospezioni (50K)



Punti geomorf./antrop. (50K)



Punti di osservaz. e misura (50K)



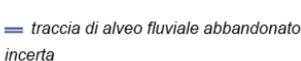
Traccati geologici (50k)



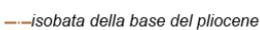
Linee geomorf./antrop. (50K)



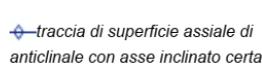
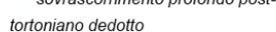
Linee geomorf./antrop. (50K)



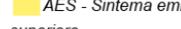
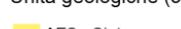
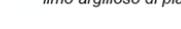
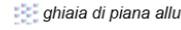
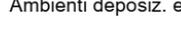
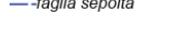
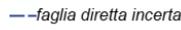
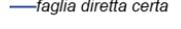
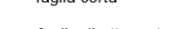
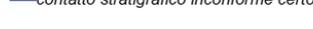
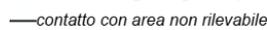
Isolinee di unità del sottosuolo (50K)



Limiti di unità geologiche (50K)



Limiti di unità geologiche (50K)



AES4 - Sintema emiliano-romagnolo superiore - Subsistema di Liano

AES5 - Sintema emiliano-romagnolo superiore - Subsistema di Torre Stagni

AES6 - Sintema emiliano-romagnolo superiore - Subsistema di Bazzano

AES7 - Sintema emiliano-romagnolo superiore - Subsistema di Villa Verucchio

AES8 - Sintema emiliano-romagnolo superiore - Subsistema di Ravenna

AES8a - Sintema emiliano-romagnolo superiore - Subsistema di Ravenna - unità di Modena

FAA - Formazione delle Argille Azzurre

FAAa - Formazione delle Argille Azzurre - litofacies arenacea

FAAe - Formazione delle Argille Azzurre - litofacies di Terra del Sole

FCO - Formazione a colombacci

FMA13 - Formazione Marnoso-Arenacea - Membro di Fontanelice

FMA14 - Formazione Marnoso-Arenacea - Membro di Borgo Tossignano

IMO1 - Sabbie di Imola - Membro di Monte Castellaccio

IMO2 - Sabbie di Imola - Membro di Fossoveggia

IMO3 - Sabbie di Imola - Membro di Castel S. Pietro

SVG - Arenarie e argille di Savignano

a1 - Frana in evoluzione

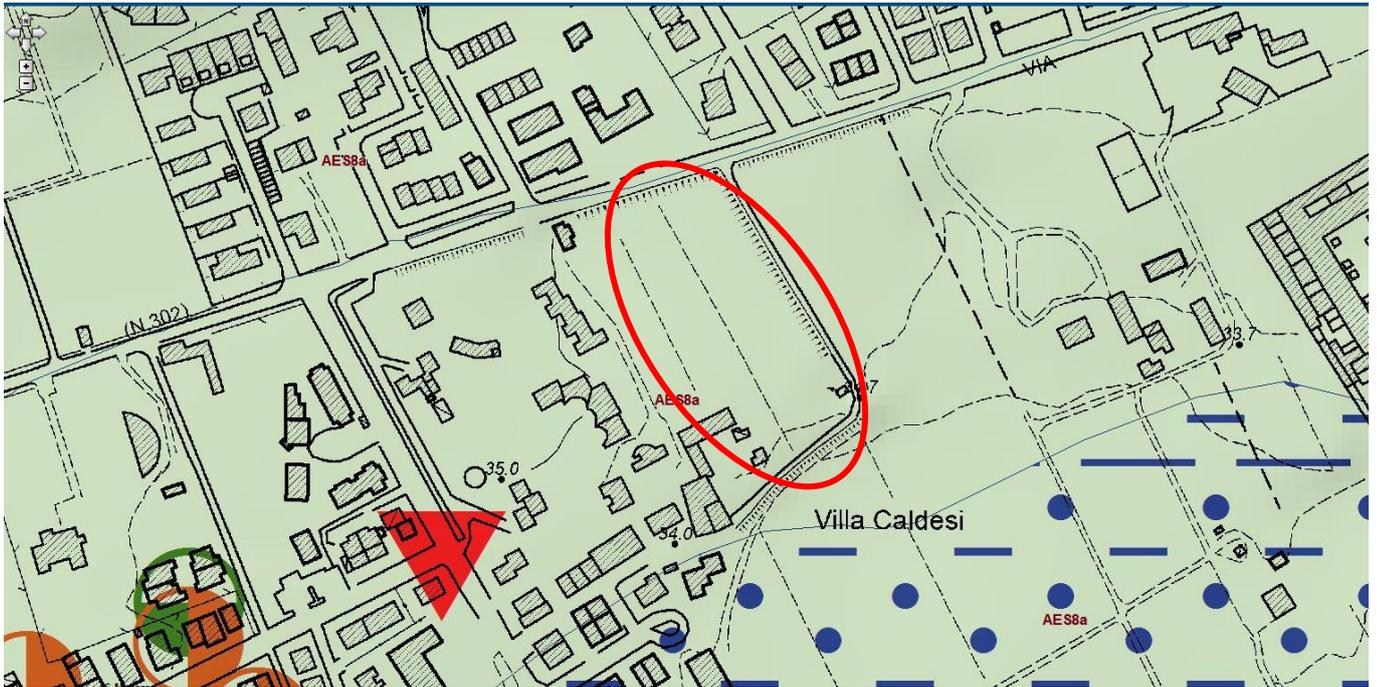
a2 - Frana quiescente

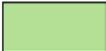
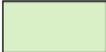
a4 - Deposito eluvio-colluviale

h2 - Deposito da cava inattiva

h4 - Deposito antropico

i2 - Conoide torrentizia inattiva



	AES8 - Subsistema di Ravenna
	AES8a - Unità di Modena

AES8 - Subsistema di Ravenna

Ghiaie da molto grossolane a fini con matrice sabbiosa, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi, limi e limi sabbiosi, rispettivamente depositi di conoide ghiaiosa, intravallivi terrazzati e di interconoide. L'unità comprende più ordini di terrazzo nelle zone intravallive. Argille, limi ed alternanze limoso-sabbiose di tracimazione fluviale (piana inondabile, argine, e tracimazioni indifferenziate). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico. A tetto suoli, variabili da non calcarei a calcarei, a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente meno di 150 cm, e a luoghi parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'alterazione da 0,5 ad 1,5 m, contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. nel sottosuolo della pianura: depositi argillosi e limosi grigi e grigio scuri, arricchiti in sostanza organica, di piana inondabile non drenata, palude e laguna passanti, verso l'alto, a limi-sabbiosi, limi ed argille bruni e giallastri di piana alluvion Il contatto di base è discontinuo, spesso erosivo e discordante, sugli altri subsistemi e sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è circa 20m.

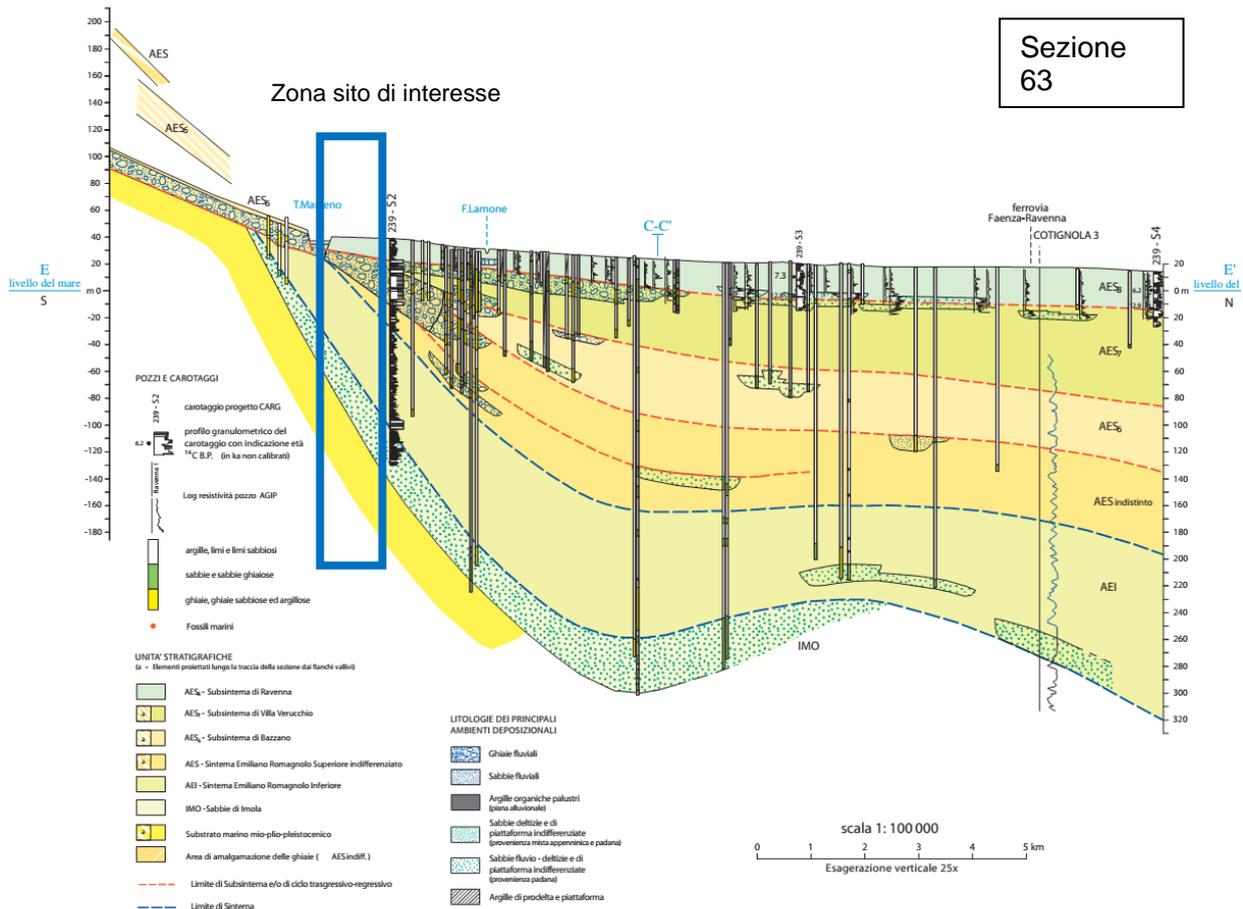
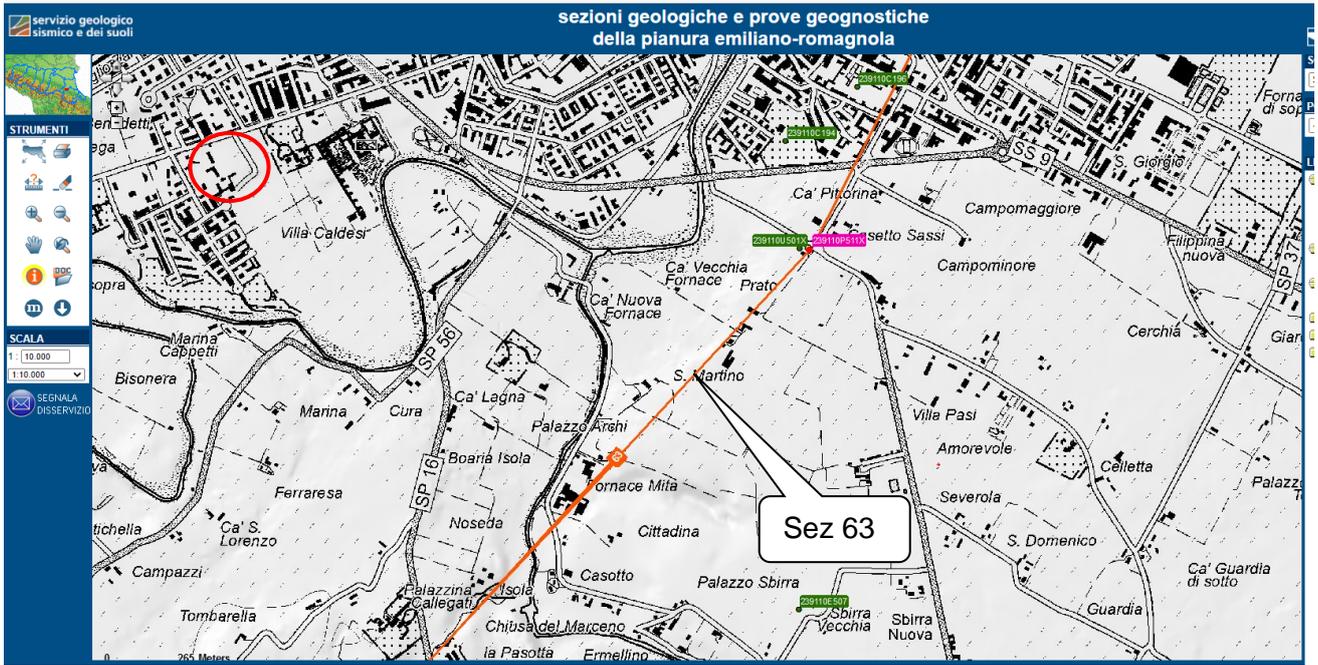
Pleistocene sup. - Olocene

AES8a - Unità di Modena

Ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, talora organizzate in corpi a geometrie lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi. Depositati alluvionali intravallivi, terrazzati (primo ordine dei terrazzi nelle zone intravallive), deltizi, litorali, di conoide e, localmente, di piana inondabile. Nella costa e nel Mare Adriatico sabbie di cordone litorale e di fronte del delta passanti ad argille e limi di prodelta e di transizione alla piattaforma. Limite superiore coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro. Il profilo di alterazione è di esiguo spessore (meno di 100 cm). Può ricoprire resti archeologici di età romana del VI secolo d.C Lo spessore massimo dell'unità è generalmente di alcuni metri, talora plurimetrico.

Olocene

Traccia sezione geologica di riferimento per la zona tratta dal Sito della Regione Emilia-Romagna.



2.1 *Lineamenti strutturali*

Lo schema strutturale locale è caratterizzato da uno stile a pieghe, di norma asimmetriche con vergenza verso N, ad andamento NW-SE con frequenti ondulazioni assiali ed una immersione generale verso SE.

Nei terreni neogenici il piegamento è avvenuto in due fasi distinte tra Miocene e Pliocene e prima del Pliocene medio. La seconda fase ha influito maggiormente nell'area emiliano-romagnola, dove la discordanza tra i termini del Miocene e quelli del Pliocene inferiore è attenuata, mentre si osserva un più accentuato piegamento ed una maggiore erosione dei termini del pliocene inferiore.

Ai fenomeni plicativi si sovrappone la già citata subsidenza differenziale, con deposizione più intensa nelle sinclinali e minore al culmine delle anticlinali.

Le pieghe pedeappenniniche sono accompagnate dallo sviluppo di faglie a carattere distensivo, talora grandiose, e sono inoltre sovente interrotte da faglie con direzione NE-SW con rigetto prevalentemente orizzontale.

Nella più ampia unità di territorio in esame da N a S si riconoscono i seguenti motivi strutturali principali:

- Sinclinale di San Romualdo - Piombone;
- Anticlinale di Ravenna e di Alfonsine;
 - Sinclinale romagnola (asse ONO-ESE);
 - Anticlinale di Cotignola;
- Sinclinale di Forlì.

Le strutture sepolte plioceniche influenzano, sia pure con grado decrescente col diminuire della profondità, l'assetto dei sedimenti pleistocenici, che risultano blandamente ondulati e presentano una generale pendenza verso SE secondo l'immersione degli assi strutturali pliocenici.

I sedimenti alluvionali recenti hanno un assetto più irregolare ed articolato. Infatti pur avendo una tendenziale e debole pendenza verso NE secondo la direzione di deflusso degli attuali corsi appenninici, presentano variazioni di potenza anche rilevanti, derivanti da ondulazioni del letto con depressioni ad andamento appenninico, probabilmente riferibili a paleoalvei.

Il sito in esame si trova all'interno della conoide del Fiume Lamone, al margine appenninico. Il sovrascorrimento più prossimo si trova a circa 1480 m verso NNE, ovvero verso la pianura.

Dalla carta sismotettonica si può dedurre che per l'area in esame la base del Sintema Emiliano-Romagnolo superiore indifferenziato (AES), ovvero il tetto del Sintema Emiliano-Romagnolo inferiore (AEI) si trova a circa 0 m sotto il livello del mare, ovvero circa 35 sotto al piano di campagna.

In particolare, essendo la zona in esame posta sul margine appenninico, è caratterizzata dalla presenza di meccanismi focali sia Nord che verso Sud, con diverse magnitudo momento, anche superiore a $M_w > 6$, e, per i meccanismi posti a Nord, con profondità compresa tra 8 km e 15 km dal piano di campagna.

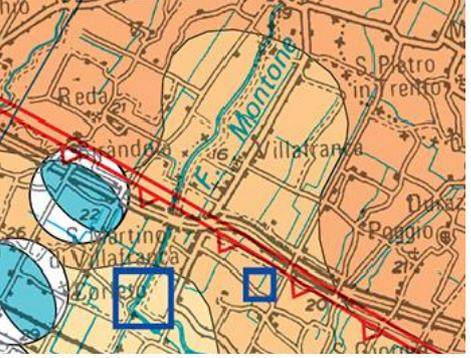
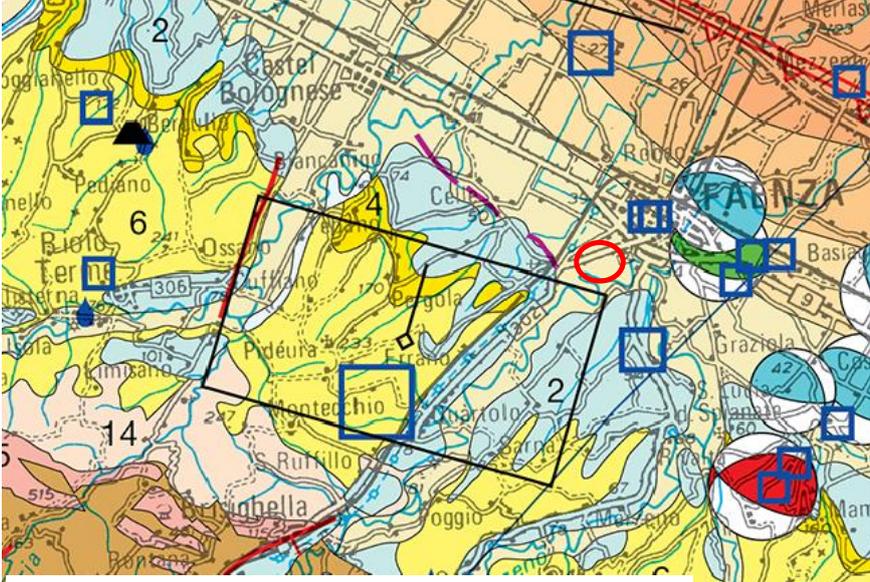
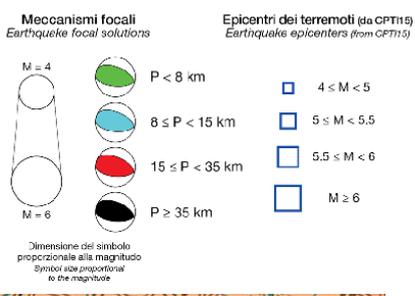
Regione Emilia-Romagna
 Servizio Geologico, Sismico e dei Suoni

CARTA SISMOTETTONICA DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA E AREE LIMITROFE
 scala 1:250.000 scale

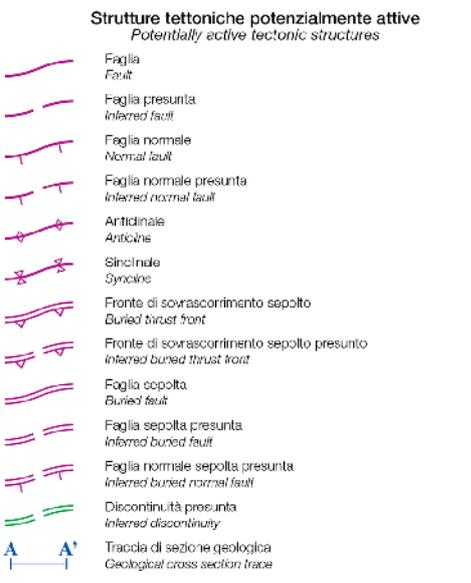
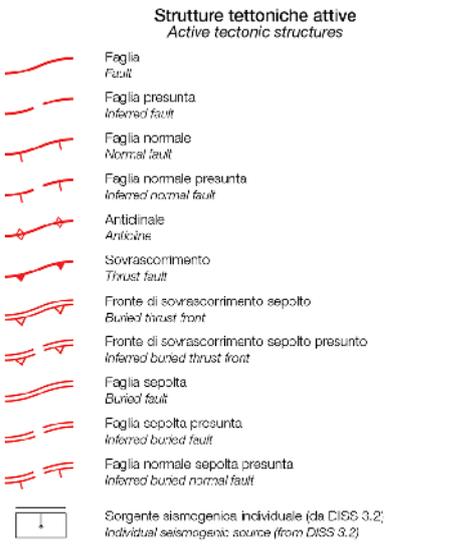
SEISMOTECTONIC MAP OF THE EMILIA-ROMAGNA REGION AND SURROUNDING AREAS

Autori/Autors:
 Luca Martelli (coord.), Marco Bonini, Lorenzo Calabrese, Giacomo Corti, Giulio Ercolessi, Fabio Carlo Molinari, Luigi Riccardi, Silvia Rondelli, Federico Sant'Antonio, Paolo Severi

© Regione Emilia-Romagna, Servizio Geologico, Sismico e dei Suoni
 22 Corso della Padriera, 40138 Bologna, Italia
 10 Università degli Studi di Pavia, Dipartimento di Scienze della Terra
 11 Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Sezione di Bologna



Isobate della base del Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (SERS; 0,45 Ma-Presente) riferite al livello del mare
Isobaths of the base of the Emilia-Romagna Upper Synthem (SERS; 0,45 My-Present) referred to the sea level



Unità geologiche affioranti
Outcropping geological units

Depositi quaternari dei bacini intermontani e del margine padano-adriatico
Quaternary deposits of intramontane basins and Po Plain - Adriatic margin

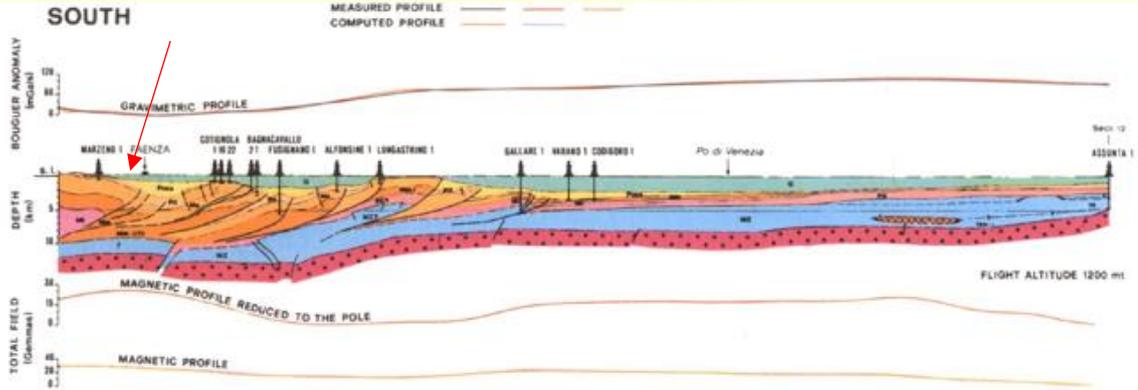
- 1 Depositi alluvionali olocenici / Holocene alluvial deposits
- 2 Depositi alluvionali pleistocenici / Pleistocene alluvial deposits
- 3 Depositi fluvio-lacustri (Villafranchiano-Pleistocene medio) / Fluvial-lacustrine deposits (Villafranchian-middle Pleistocene)

Successione marina plio-pleistocenica del margine padano-adriatico
Pliocene-Pleistocene marine succession of the Po Plain-Adriatic margin

- 4 Sabbie di Imola (Pleistocene medio) / Imola Sands (middle Pleistocene)
- 5 Sabbie gialle (Pleistocene medio) / Yellow sands (middle Pleistocene)
- 6 Successione Pliocene sup. - Pleistocene inf. / Late Pliocene - Early Pleistocene succession

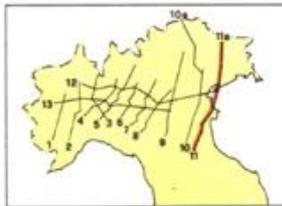


AGIP subsurface geology section



ITALY
NORTHERN AREA
GEOPHYSICAL AND GEOLOGICAL
INTEGRATED INTERPRETATION

SECTION N° 11



LEGEND

Q	Quaternary	2.24 - 2.25
P1ma	Upper middle pliocene	2.23 - 2.24
P1	Lower pliocene	2.42 - 2.44
M1	Upper miocene	2.48 - 2.49
Mm	Middle miocene	2.48 - 2.54
M	Lower miocene	2.58 - 2.60
PG	Paleogene	2.68 - 2.69
M2	Mesozoic	2.68 - 2.81

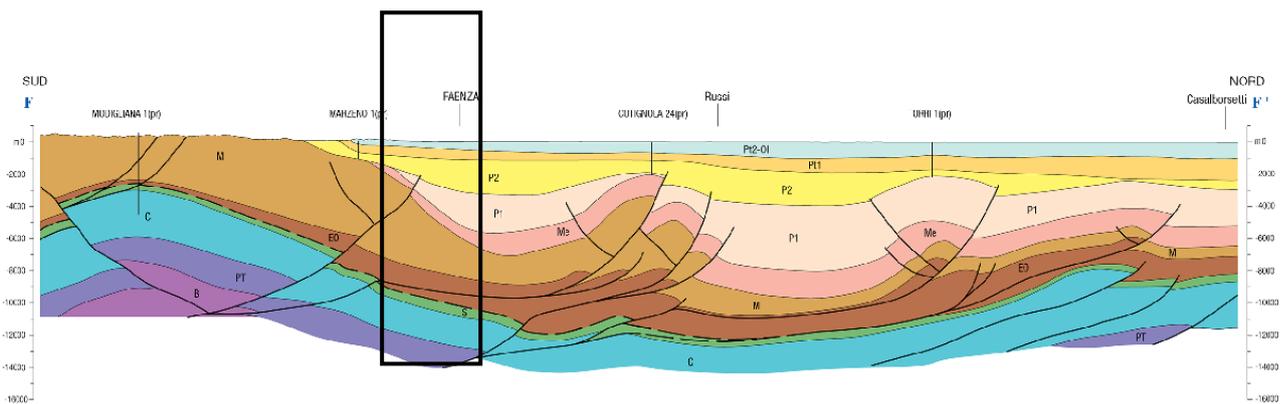
Red pattern	Magnetic basement	2.80 - 2.81	90 - 100
White pattern	Ophiolite	2.77 - 2.80	500 - 800
Black pattern	Tertiary volcanite		
Red pattern	Triassic volcanite		
White pattern	Permian volcanite		
Line	Horizon by geophysical and geological data		
Line	Phantom by geophysical and geological data		
Line	Fault or discontinuity		

FLIGHT ALTITUDE 1200 and 2700 mt.

0 20 km

DATE: 1985

Oil industry geological cross-section. The Bagnacavallo source is internal with respect to the outermost Ferrara thrust front. Quaternary deposits do not appear to be involved in the deformation (from Cassano et al. [1986]).



3. LINEAMENTI CLIMATOLOGICI

Il territorio della località di interesse è climatologicamente inquadrabile in un regime sublitoraneo padano.

Il graduale passaggio da condizioni climatiche di tipo costiere, presenti lungo il litorale ravennate, a condizioni di tipo padano si rendono sempre più manifeste procedendo verso il retroterra. In tal modo nell'area di pianura in cui rientra il territorio della località analizzata si registrano condizioni climatiche che sono tipiche della pianura interna e che vedono nella temperatura dell'aria, nell'umidità e nella ventosità, le maggiori diversificazioni rispetto alla pianura costiera.

In questa area, il clima assume una individuale fisionomia i cui aspetti significativi sono costituiti da una maggiore escursione termica giornaliera, un aumento del numero di giornate con gelo, un aumento di frequenza delle formazioni nebbiose, una attenuazione della ventosità.

Meno evidenti risultano invece le diversificazioni negli apporti pluviometrici rispetto alla pianura costiera.

3.1 Pluviometria

Nella zona in cui ricade il sito di interesse è presente la stazione pluviometrica di Faenza (alt. 35 m s.l.m.).

Considerando un periodo trentennale (01.01.1956 - 31.12.1985), l'altezza di precipitazione media annua risulta:

Faenza 757.2 mm

L'apporto annuo medio risulta quindi di 757.000 mc/kmq.

3.2 Evapotraspirazione

Sulla base dei dati della stazione climatologica di Faenza, per la quale si rendono disponibili anche i dati termometrici, la temperatura media annua estesa al territorio comunale risulta di 13.7 °C, la temperatura media minima risulta di 9.1 °C, mentre la temperatura massima media risulta di 18.2 °C.

La relativa evapotraspirazione media annua, calcolata con la formula di L. Turc valida per grandi bacini, risulta:

$$ETR = P / 0.9 + (P^2 / L^2)$$

dove:

P = precipitazione media annua (757 mm)

T = temperatura media annua (13.7° C)

$L = 300 + 15 \cdot T + 0,05 \cdot T^3$

$ETR = 757 / 2.33 = 324 \text{ mm} = 42\% \text{ delle precipitazioni}$

Pertanto, a livello molto indicativo risulta che 433 mm di afflussi meteorici defluiscono attraverso il reticolo idrografico superficiale o si infiltrano nel sottosuolo, mentre i restanti 324 mm vengono restituiti all'atmosfera per evapotraspirazione.

3.3 Idrometria

Il complesso reticolo idrografico del territorio in esame è il risultato di tutta una serie di interventi antropici che hanno agito sui corsi d'acqua naturali e hanno creato canali artificiali per lo scolo delle acque.

Limitando l'analisi ad alcune considerazioni di carattere generale utili ai fini della identificazione dei problemi idrogeologici del territorio in esame, si considera il comportamento di analoghi bacini di pianura a deflusso noto avendo come riferimento i dati emersi dal presente studio.

Il coefficiente teorico medio per bacini di pianura ha valori compresi tra 0.1 e 0.2, considerando però che nel territorio in esame è presente una rete scolante artificiale che risulta esercitare una prevalente azione drenante, solo in parte compensata dalle perdite locali del reticolo idrografico naturale, si può ritenere probabile un coefficiente di deflusso pari a 0.3, per cui si avrebbe:

$$I = 757 - 324 - 227 = 206 \text{ mm}$$

In definitiva l'infiltrazione efficace annuale alimentante la falda freatica risulterebbe mediamente di 206 mm, quindi con un apporto di 206.000 mc/kmq.

4 IDRO - GEOMORFOLOGIA

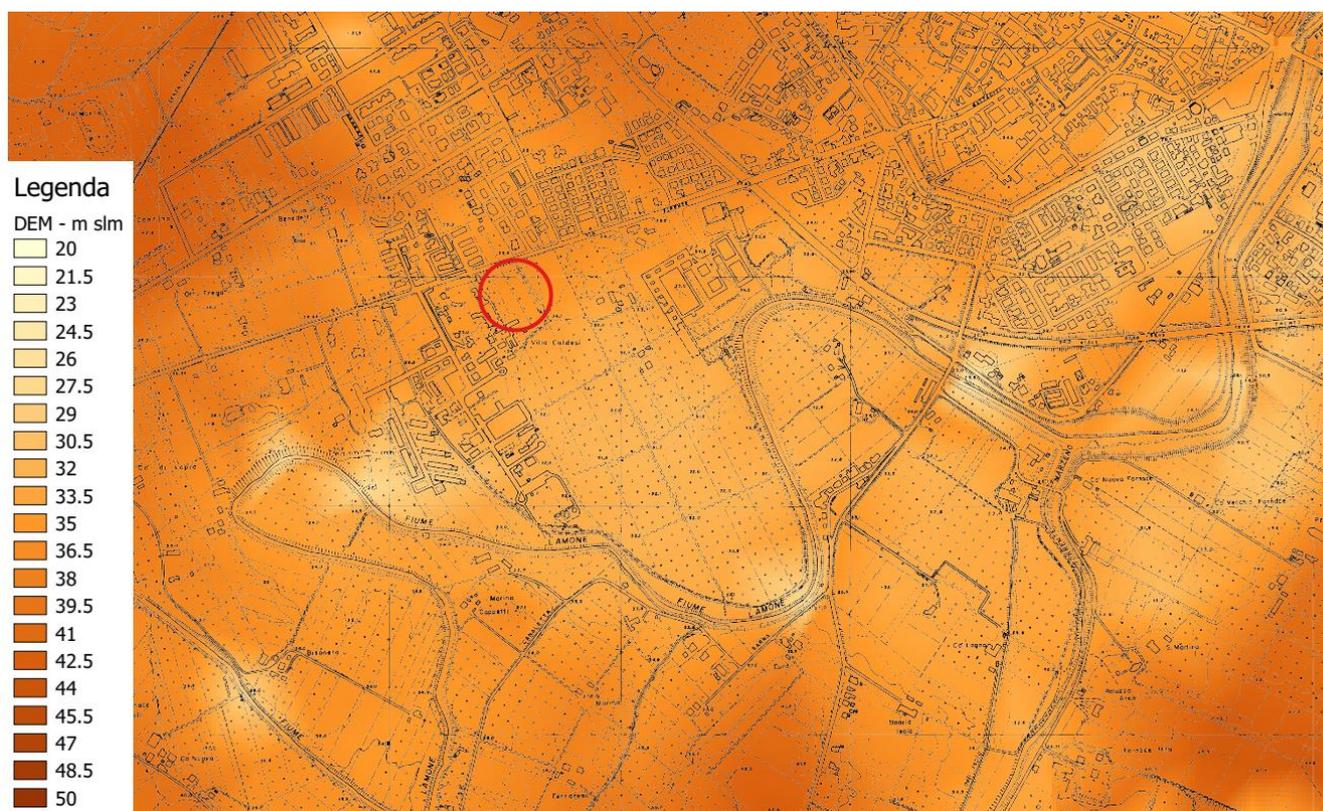
La morfologia del territorio di interesse risulta pianeggiante, si trova alla quota di circa 36 m slm, come risulta dalla C.T.R.; l'esame della carta ipsometrica evidenzia una superficie topografica assimilabile ad un piano inclinato con direzione NE e pendenze modeste, attorno uno/due per cento, non presentando zone morfologicamente intercluse.

Il reticolo idrografico di interesse per il sito in esame è costituito da Fiume Lamone che scorre con ampie anse, essendo alla distanza di circa 520 m per il tratto a monte, di circa 510 m e 800 m per il tratto a Sud, e di circa 440 m per il tratto a valle. Il Fiume Lamone scorre ad una quota di circa 27÷25 m s.l.m., quindi circa 9÷11 m sottostante alla quota dell'area in esame.

Il sito è geomorfologicamente ricadente in un terrazzo alluvionale intravallivo. In riferimento al PTCP, il sito in esame ricade nella "Zona A di protezione delle acque sotterranee (Aree di ricarica della falda sub-alveo)"

L'area oggetto di variante non risulta essere mai stata storicamente allagata (vedi Carta del PSC)

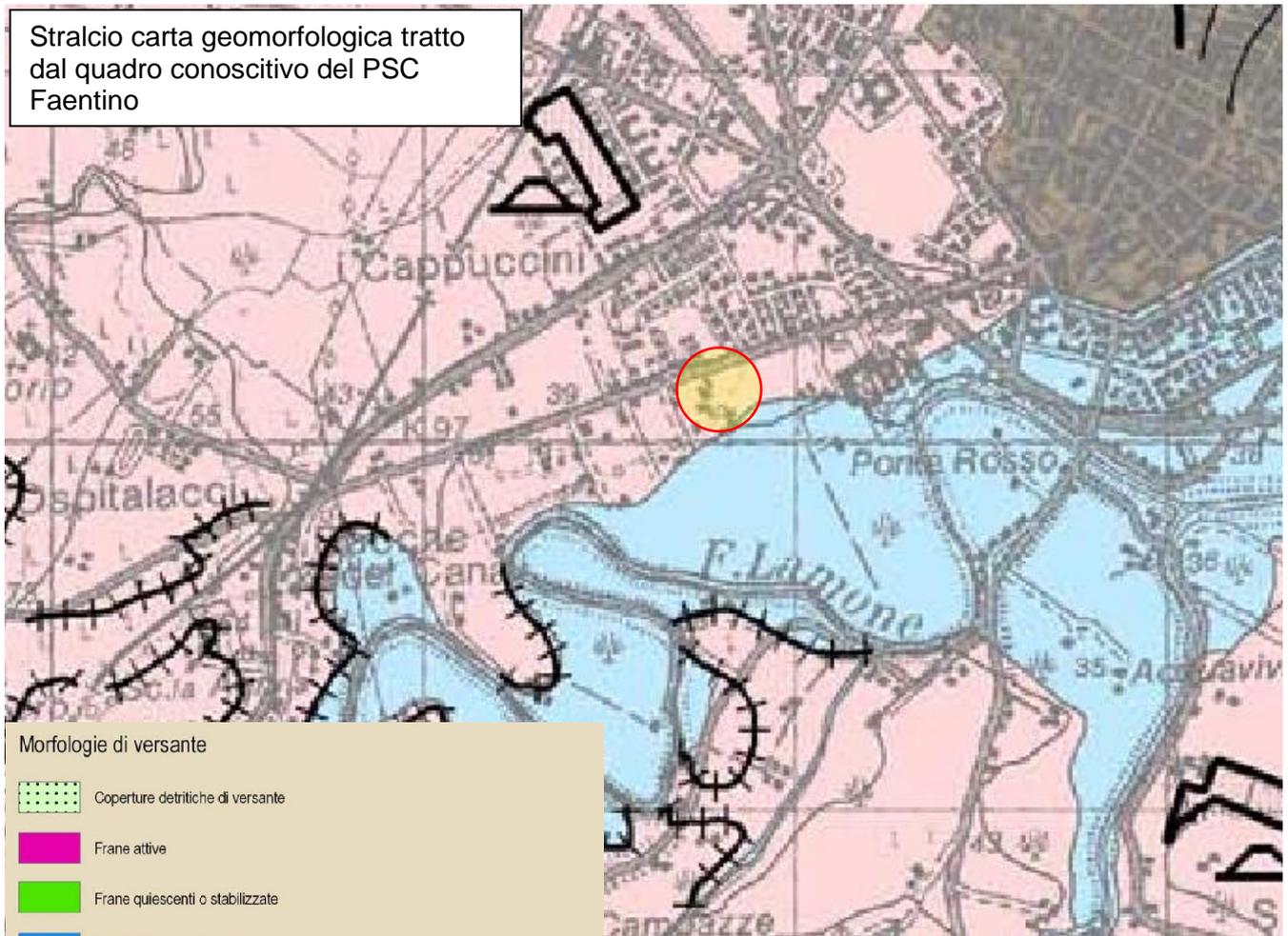
Considerando il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (cartografia di pericolosità predisposta nel dicembre 2019), realizzato ai sensi della Direttiva 2007/60/CE e del D.lgs 49/2010, il sito in esame non risulta soggetto ad allagamenti (T=200 anni), come confermato anche dal Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico dell'ex Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli.



Modello Digitale del Terreno (DEM) (celle 10x10 m)



Stralcio carta geomorfologica tratto dal quadro conoscitivo del PSC Faentino



Morfologie di versante

-  Coperture detritiche di versante
-  Frane attive
-  Frane quiescenti o stabilizzate
-  Principali conoidi intravallive

Morfologie fluviali

-  Aree alluvionali terrazzate intravallive e della media pianura
-  Aree alluvionali in evoluzione
-  Aree alluvionali di interdosso
-  Dossi fluviali sub-attuali
-  Paleodossi fluviali

Morfologie carsiche

-  Doline

Morfologie antropiche

-  Principali accumuli antropici urbani
-  Aree estrattive in atto o previste (PIAE) e principali aree estrattive dismesse

+++++++ Orli scarpata di terrazzo

◆◆◆◆◆ Spartacque principali

30.00 Microrilievo naturale della media e bassa pianura



Piano Strutturale Comunale Associato

Faenza - Brisighella - Casola Valsenio - Castel Bolognese - Riolo Terme - Solarolo

PSC 2009

Quadro Conoscitivo

Valsat

Documento Preliminare

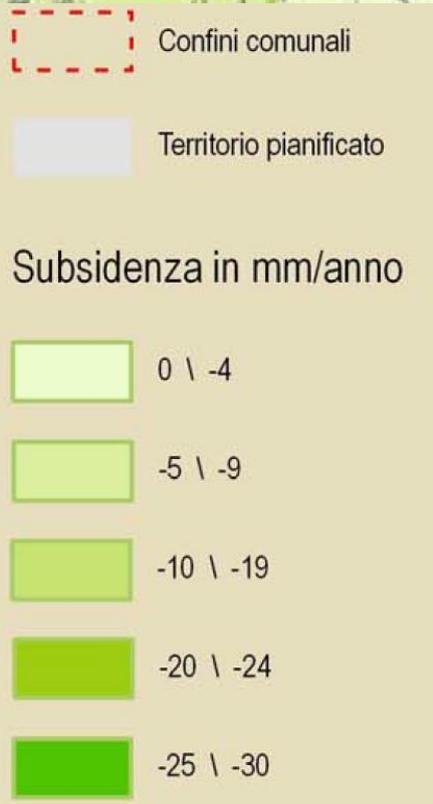
B.2.2

SISTEMA NATURALE ED AMBIENTALE

ASPETTI MORFOLOGICI: carta geomorfologica

scala 1:50000

Stralcio carta subsidenza tratto dal quadro conoscitivo del PSC Faentino.
 Dalla cartografia risulta un trend di subsidenza da 0 a 4 mm/anno

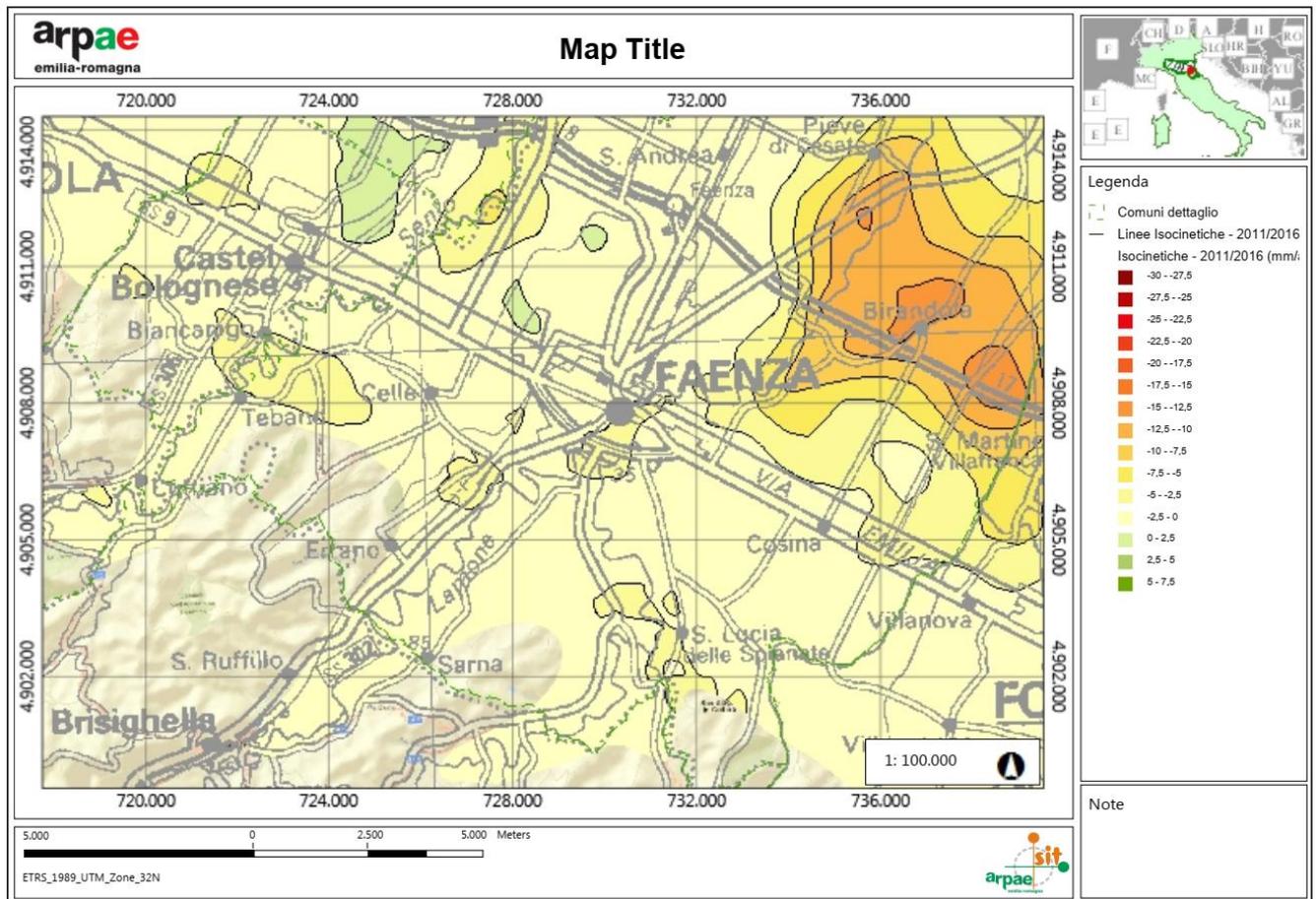


Piano Strutturale Comunale Associato
 Faenza - Brisighella - Casola Valsenio - Castel Bolognese - Riolo Terme - Solarolo

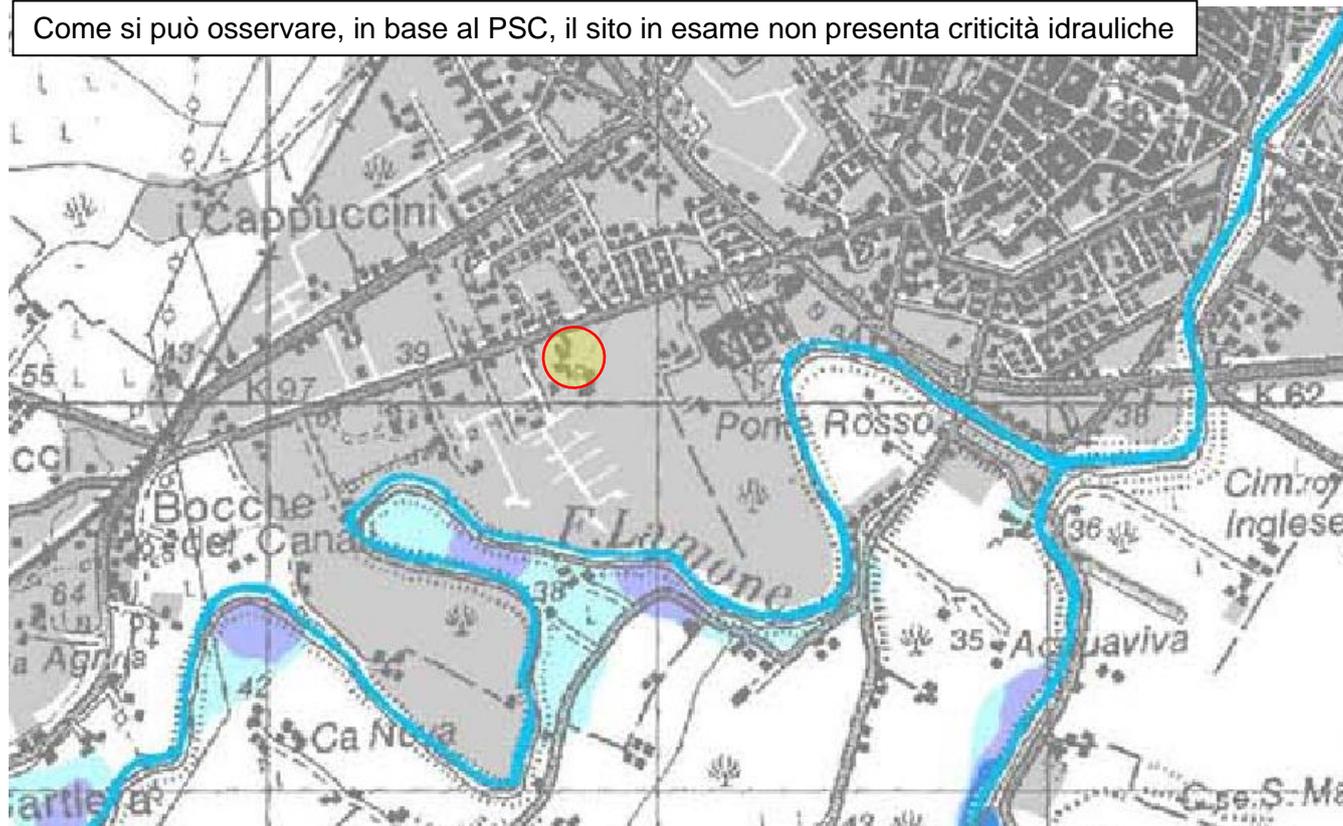
PSC 2009 Quadro Conoscitivo Valsat Documento Preliminare

B.3.6
 SISTEMA NATURALE ED AMBIENTALE
RISCHI NATURALI: carta della subsidenza
 scala 1:50000

Facendo riferimento alle misure interferometriche della subsidenza della Regione Emilia-Romagna, periodicamente eseguite da ARPAE, facendo riferimento al periodo 2011-2016, si osserva che il sito di interesse è soggetto ad un trend di subsidenza compreso tra 0 mm/anno e 2.5 mm/anno.



Come si può osservare, in base al PSC, il sito in esame non presenta criticità idrauliche



C

Piano di stralcio per il bacino del fiume Lamone²
Autorità dei bacini Regionali Romagnoli (AdBRR)

Rischio idraulico

-  Reticolo idrografico principale (Alvei)
-  Area ad elevata probabilità di esondazione (Tr = 30 anni)
-  Area a moderata probabilità di esondazione (Tr = 200 anni)
-  Area a bassa probabilità di inondazione (Tr = 500 anni)
-  Area di potenziale allagamento



Piano Strutturale Comunale Associato

Faenza - Brisighella - Casola Valsenio - Castel Bolognese - Riolo Terme - Sclafani

PSC 2009

Quadro Conoscitivo

Valsat

Documento Preliminare

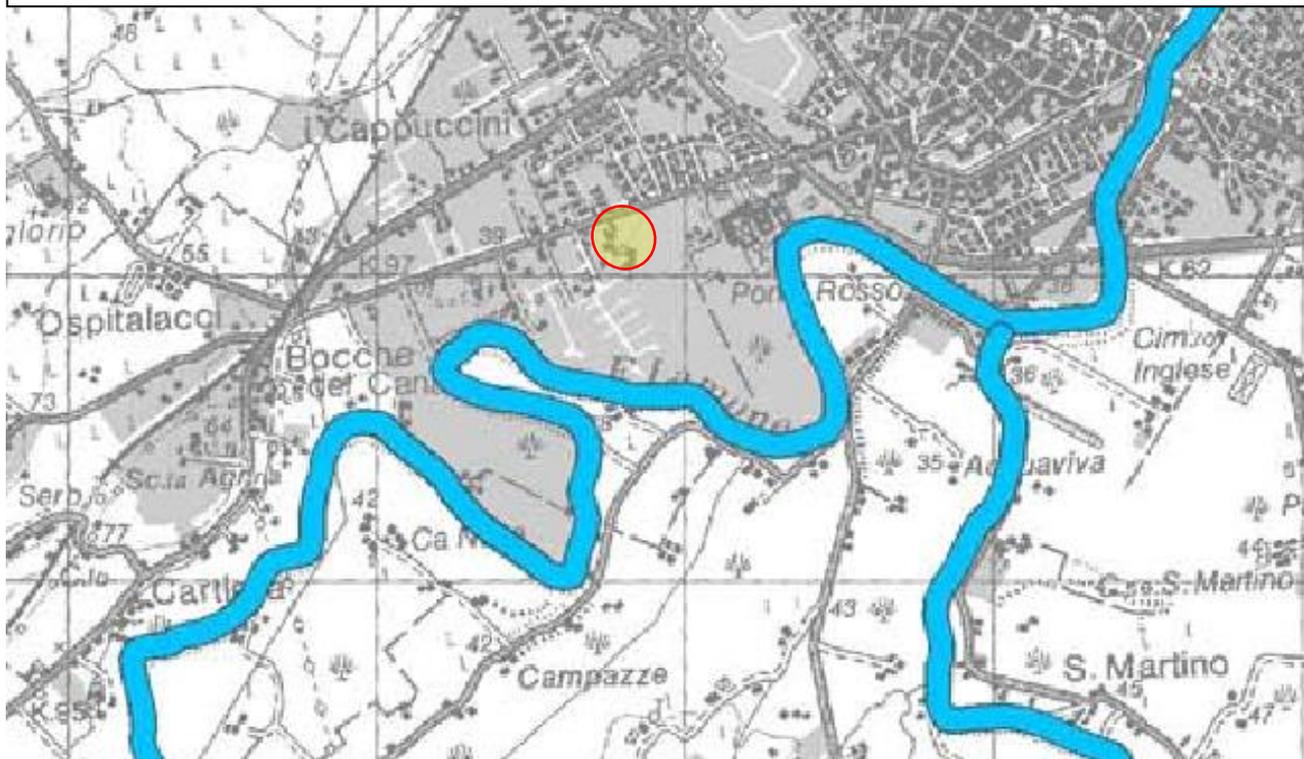
D.1.2

SISTEMA DELLA PIANIFICAZIONE

DISCIPLINA SOVRAORDINATA: rischio idraulico e idrogeologico - piani stralcio di bacino

scala 1:50000

Come si può osservare il sito in esame non risulta essere stato interessato da allagamenti storici.

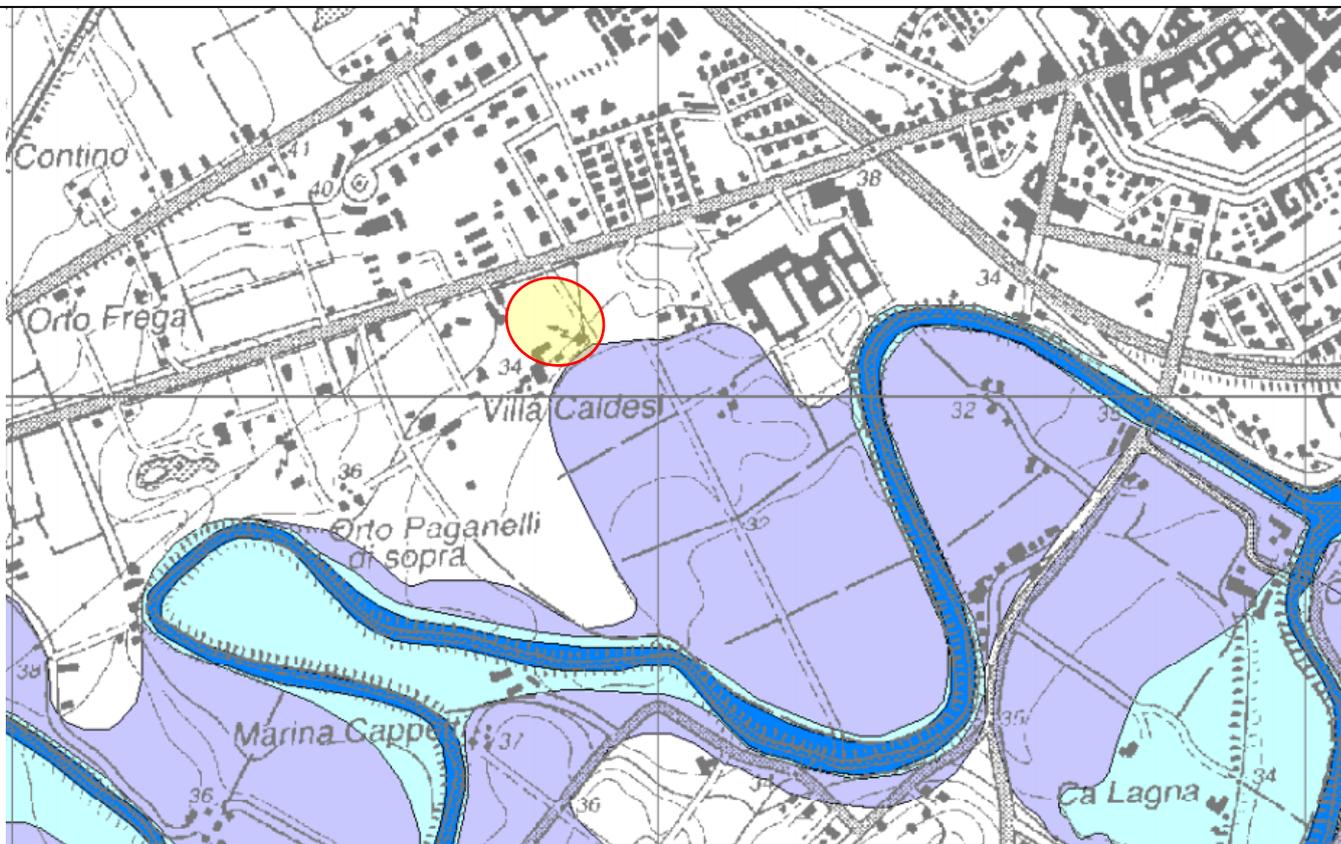


Piano Strutturale Comunale Associato
 Faenza - Brisighella - Casola Valsenio - Castel Bolognese - Riolo Terme - Solorio

PSC 2009 Quadro conoscitivo Valsat Documento Preliminare

B.3.4
 SISTEMA NATURALE ED AMBIENTALE
RISCHI NATURALI: carta delle alluvioni storiche
 scala 1:50000

Come si può osservare il sito in esame non presenta criticità idrauliche in base al sotto riportato Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico, di cui alla testo coordinato alla "Variante di coordinamento PAI-PGRA" approvato con DGR 2112/2016. Si osserva solo che il tratto di viabilità al margine Sud risulta interessato da allagamento con tempi di ritorno $T_r=200$ anni. Mentre la superficie fondiaria, dove saranno realizzati i fabbricati residenziali, risulta esclusa da fenomeni di allagamento con $T_r=200$ anni.



Aree a rischio idrogeologico

Titolo II - "Assetto della rete idrografica"

- Art. 2 ter - alveo: ■ piena ordinaria ■ porzione incisa
- Art. 3 - aree ad elevata probabilità di esondazione
- Art. 4 - aree a moderata probabilità di esondazione
- Art. 6 - aree di potenziale allagamento
- Art. 10 - distanze di rispetto dai corpi arginali

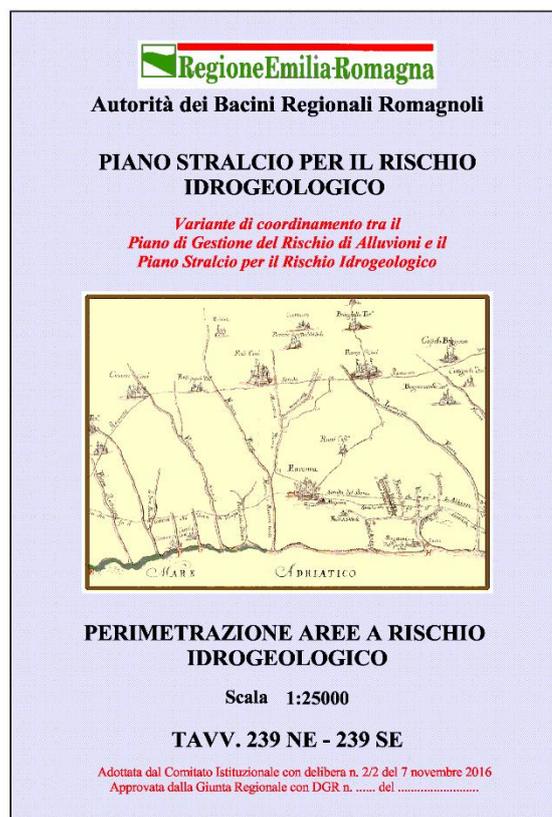
Titolo III - "Aree a rischio di frana" (invariato)

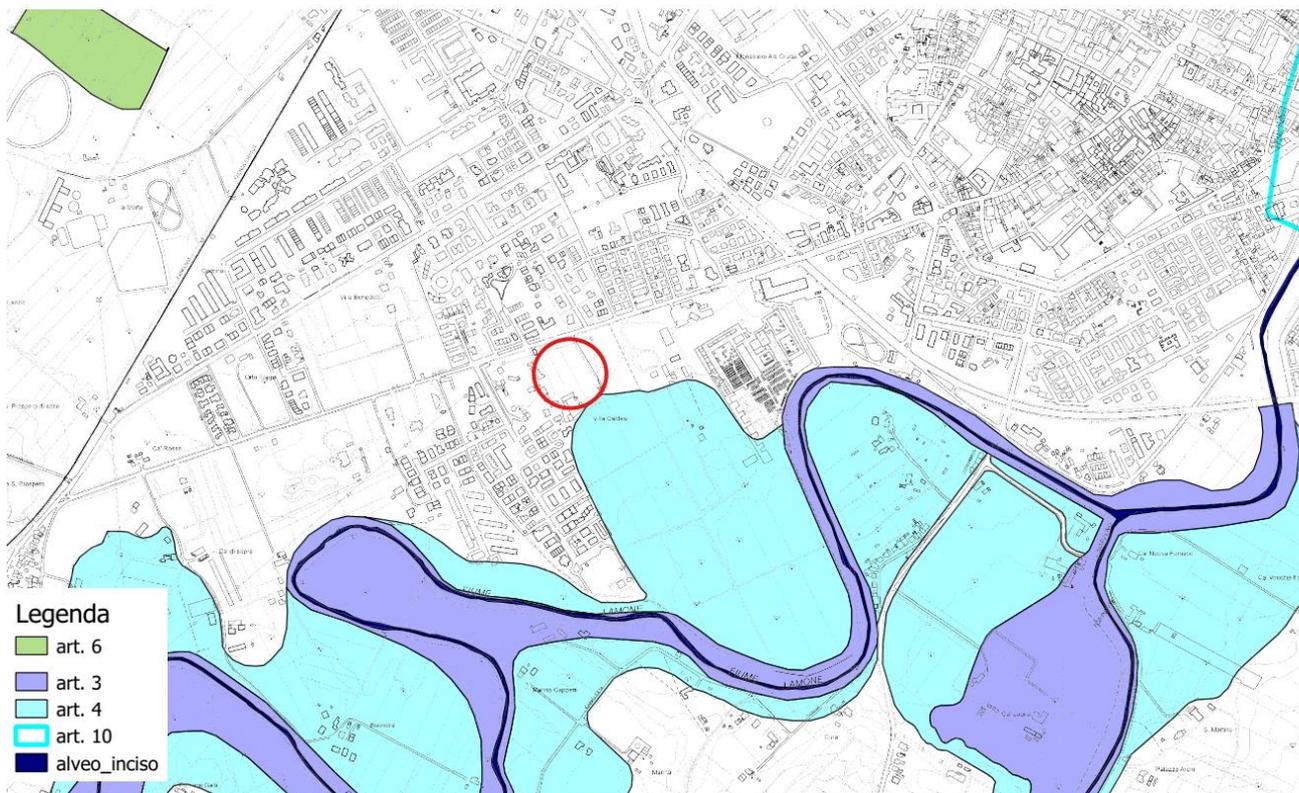
- Limite Unità Idromorfologiche Elementari
- Art. 13 - R1 (rischio moderato)
- Art. 13 - R2 (rischio medio)
- Art. 13 - R3 (rischio elevato)
- Art. 13 - R4 (rischio molto elevato)

Titolo IV - "Costa"

- Art. 15 - P3 (alluvioni frequenti)
- Art. 15 - P2 (alluvioni poco frequenti)
- Art. 15 - P1 (alluvioni rare)

Inquadramento su base topografica derivata dalle immagini raster delle tavole a scala 1:25.000 della Carta Tecnica Regionale con aggiunta del territorio toscano. Elaborazioni cartografiche a cura della Segreteria Tecnico Operativa A.d.B.



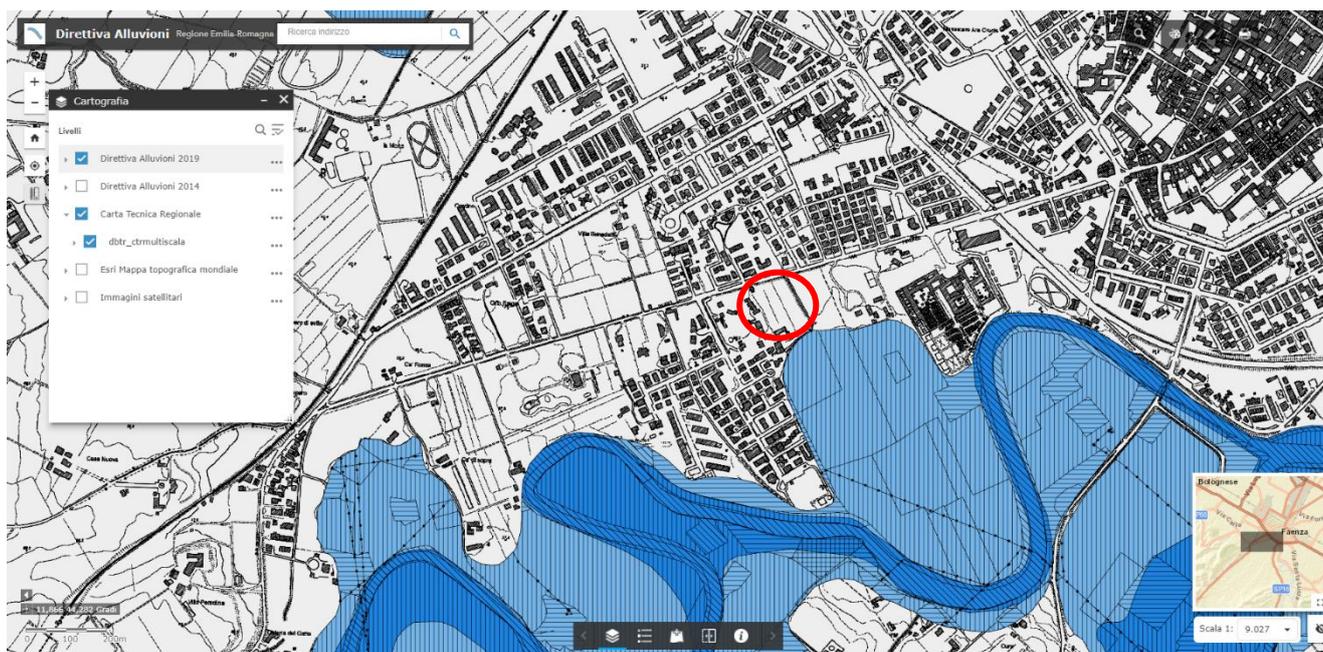


Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico - ex AdB Regionali Romagnoli

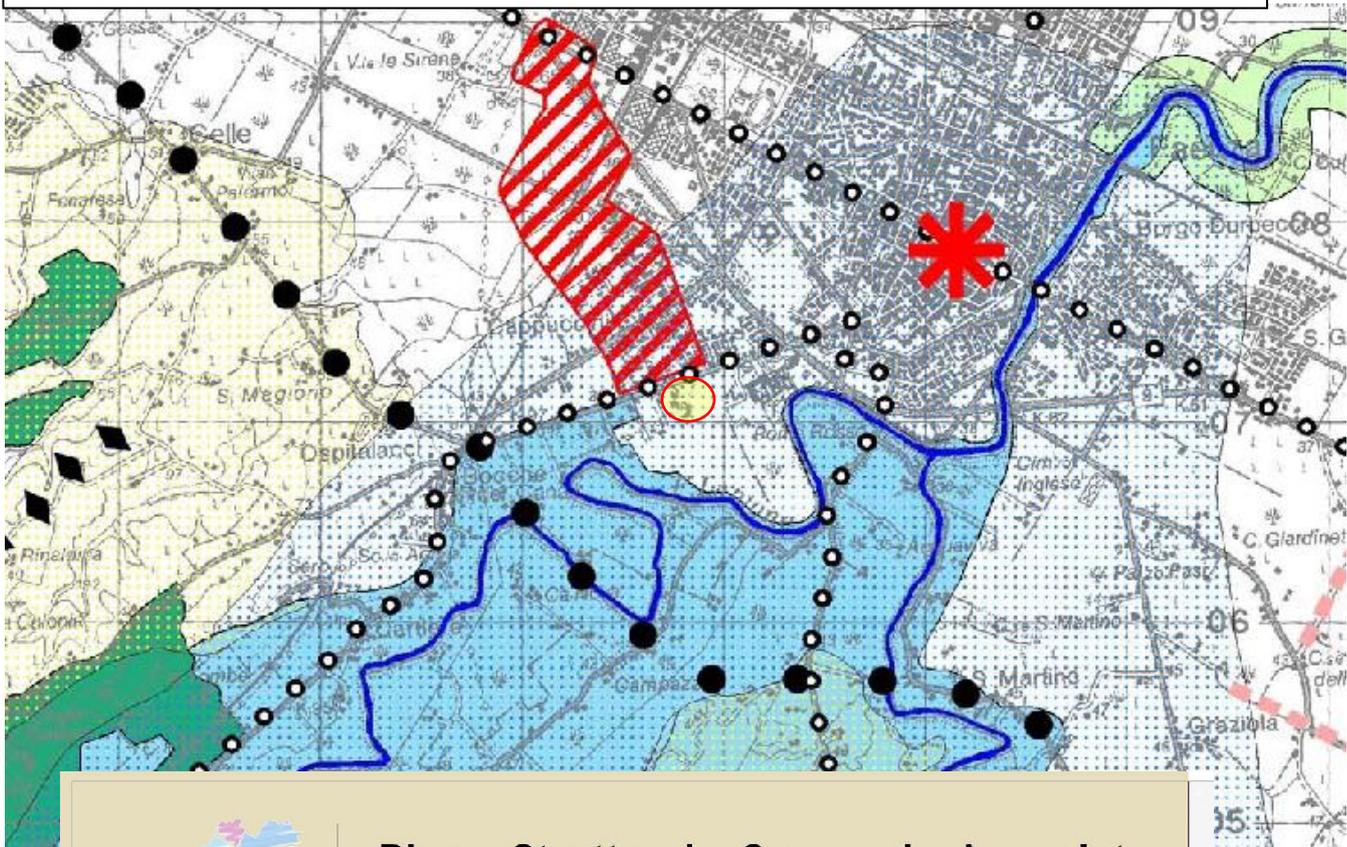
100 0 100 200 300 400 m



Dalla cartografia interattiva del Piano di Gestione del Rischio Idraulico, a cura della Regione Emilia-Romagna, aggiornamento 2019, si osserva che il sito in esame non è soggetto ad allagamenti, in particolare dell'area che sarà oggetto di realizzazione degli edifici residenziali. Si osserva che solo la viabilità al margine Sud del sito in esame risulta appena sfiorata dall'allagamento con tempi di ritorno $Tr=200$ anni.



In riferimento al PTCP, come si può osservare il sito in esame ricade nella "Zona A di protezione delle acque sotterranee (Aree di ricarica della falda sub-alveo)"



PSC 2009

Piano Strutturale Comunale Associato

Faenza - Brisighella - Casola Valsenio - Castel Bolognese - Riolo Terme - Solarolo

Quadro Conoscitivo

Valsat

Documento Preliminare

D.1.5

 SISTEMA DELLA PIANIFICAZIONE

DISCIPLINA SOVRAORDINATA: sintesi tutele del P.T.C.P.

scala 1:50000

Laghi, corsi d'acqua e acque sotterranee

	Zone di tutela dei caratteri ambientali di laghi, bacini e corsi d'acqua	Art. 3.17
	Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua	Art. 3.18
	Sorgenti	Art. 5.3c
	Acquiferi carsici	Art. 5.3e

Ambiti di tutela

	Zone di particolare interesse paesaggistico ambientale	Art. 3.19
	Dossi di ambito fluviale recente	Art. 3.20b
	Paleodossi di modesta rilevanza	Art. 3.20c
	Zone di tutela naturalistica - di conservazione	Art. 3.25a
	Zone di tutela naturalistica - di limitata trasformazione	Art. 3.25b
	Crinali spartiacque minori	Art. 3.9

Zone ed elementi di particolare interesse storico-archeologico

	Complessi archeologici	Art. 3.21A.a
	Aree di concentrazione di materiali archeologici	Art. 3.21A.b2
	Zone di tutela dell'impianto storico della centuriazione	Art. 3.21B.c
	Elementi dell'impianto storico della centuriazione	Art. 3.21A.d
	Strade storiche	Art. 3.24a
	Strade panoramiche	Art. 3.24b

Insedimenti storici

	Insedimenti urbani storici	Art. 3.22
	Abitati da consolidare o trasferire	Art. 4.3

Aree di valorizzazione

	Parchi regionali	Art. 7.4
	Aree di studio	Art. 7.6

Vulnerabilità degli acquiferi

	Zone A di protezione della qualità delle acque sotterranee (Aree di ricarica della falda sub-alveo)	Art. 5.3A
	Zone B di protezione della qualità delle acque sotterranee (Aree di ricarica per infiltrazione superficiale)	Art. 5.3B

4.1 INVARIANZA IDRAULICA

Le principali difficoltà di scolo e l'aumento della pericolosità idraulica trovano la loro principale origine nella progressiva impermeabilizzazione del territorio che comporta una diminuzione dei tempi di deflusso delle acque, con conseguente aumento dei picchi di piena e messa in crisi del sistema idrografico.

Le azioni di mitigazione della pericolosità idraulica riferita a tali trasformazioni del territorio si indirizzano verso un adeguamento del sistema idrografico alle nuove situazioni idrauliche e contemporaneamente nel rendere il comportamento del territorio da trasformare invariante rispetto alle condizioni idrauliche prima della trasformazione.

Infatti, in riferimento alle urbanizzazioni, come noto, uno dei maggiori effetti è il consumo di territorio che si concretizza dal punto di vista idrologico nell'aumento dell'impermeabilizzazione dei suoli.

L'impermeabilizzazione delle superfici e la loro regolarizzazione, che sono le due manifestazioni più evidenti delle urbanizzazioni, contribuiscono in modo determinante all'incremento del coefficiente di afflusso (la percentuale di pioggia netta che giunge in deflusso superficiale) e all'aumento conseguente del coefficiente udometrico (la portata per unità di superficie drenata) delle aree trasformate.

L'espansione delle città e degli insediamenti viene spesso attuata senza una precisa considerazione degli effetti idrologici connessi; le reti di drenaggio sono progettate quasi sempre con criteri molto rudimentali, talora con tecniche più affidabili, ma sempre nell'ottica di consentire lo scolo adeguato delle acque per bassi tempi di ritorno delle piogge (generalmente attorno ai 10-20 anni) e non con gli scopi di protezione idraulica del territorio che oggi sono invece inderogabili.

L'evoluzione più recente dell'urbanistica ha posto al centro della prassi progettuale l'attenzione per lo sviluppo sostenibile e la qualità ambientale delle città (ICLEI, 1994; Alberti et al., 1994), sottolineando come l'impermeabilizzazione dei suoli costituisca un fenomeno non sostenibile di consumo della georisorsa-territorio.

Si sottolinea da più parti come la regolazione dei deflussi urbani sia ormai un nodo irrinunciabile di qualunque piano sia di tipo urbanistico, sia relativo alla gestione delle risorse idriche.

L'integrazione dell'aspetto della regolazione dei volumi e delle portate con l'aspetto del controllo della qualità e della risorsa idrica è un punto irrinunciabile dello sviluppo urbanistico sostenibile.

Per l'area in esame, si considera una superficie complessiva effettiva di 7266 mq, attualmente risultano già impermeabilizzati 546 mq.

Come da progetto, in base a quanto trasmesso dai progettisti, dopo le opere di urbanizzazione, la superficie impermeabile risulta di 1161 mq.

Il progetto di lottizzazione prevede poi che ogni singolo lotto sia laminato successivamente dai proprietari in fase di progettazione esecutiva di ogni lotto, pertanto, in questa fase l'area dei lotti non viene trasformata. L'urbanizzazione prevede la trasformazione a verde unicamente di una superficie pari a 576 mq. In questa fase l'intera superficie trasformata risulterà di 1737 mq.

Tabella dell'impermeabilizzazione fornita dai progettisti.

Per l'applicazione dell'invarianza idraulica si considera la Direttiva Idraulica dell'ex Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli, adottata dal Comitato Istituzionale con delibera n. 3/2 del 20 ottobre 2003, il volume da invasare si valuta secondo una procedura di calcolo stabilita dalla Direttiva.

In base a quanto riportato nella Direttiva Idraulica, in considerazione della superficie interessata dalla futura impermeabilizzazione la si può far ricadere tra 0.1 ha e 1.0 ha, essendo l'intervento in oggetto classificabile come "*Intervento di modesta impermeabilizzazione potenziale*" (vedi tabella sotto riportata).

Tale classificazione consente di definire soglie dimensionali in base alle quali si applicano considerazioni differenziate in relazione all'effetto atteso dell'intervento.

Classe di Intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $Imp < 0,3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $Imp > 0,3$

Alla luce di queste considerazioni, si suggeriscono i seguenti criteri:

- nel caso di trascurabile impermeabilizzazione potenziale, è sufficiente che i volumi disponibili per la laminazione soddisfino i requisiti dimensionali della formula (1) sotto riportata;
- nel caso di modesta impermeabilizzazione, oltre al soddisfacimento dei requisiti della formula (1) è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un tubo di diametro 200 mm e che i tiranti idrici ammessi nell'invaso non eccedano il metro;
- nel caso di significativa impermeabilizzazione, si consiglia di dimensionare le luci di scarico e i tiranti idrici ammessi nell'invaso in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione, almeno per una durata di pioggia di 2 ore e un tempo di ritorno di 30 anni- nel caso di marcata impermeabilizzazione, la norma del piano stralcio per il rischio idrogeologico richiede la presentazione di uno studio di maggiore dettaglio i cui contenuti sono di seguito individuati.

Di conseguenza, al fine della valutazione dei volumi disponibili per la laminazione, la suddetta Direttiva Idraulica suggerisce che è sufficiente utilizzare la formula (1) sotto riportata, le luci di scarico non dovranno eccedere le dimensioni di un tubo di 200 mm e i tiranti idrici all'interno dell'area di laminazione non dovrà eccedere il metro.

La misura del volume minimo d'invaso da prescrivere in aree sottoposte a una quota di trasformazione I (% dell'area che viene trasformata) e in cui viene lasciata inalterata una quota P (tale che $I+P=100\%$) è data dal valore convenzionale:

$$w = w^{\circ} (\phi / \phi^{\circ})^{1/(1-n)} - 15 I - w^{\circ} P \quad (1)$$

essendo $w^{\circ} = 50$ mc/ha, $\phi =$ coefficiente di deflusso dopo la trasformazione, $\phi^{\circ} =$ coefficiente di deflusso prima della trasformazione, $n = 0.48$ (esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora, stimato nell'ipotesi che le percentuali della pioggia oraria cadute nei 5', 15' e 30' siano rispettivamente il 30%, 60% e 75%, come risulta -orientativamente- da vari studi sperimentali; si veda ad es. CSDU, 1997¹), ed I e P espressi come frazione dell'area trasformata.

Il volume così ricavato è espresso in mc/ha e deve essere moltiplicato per l'area totale dell'intervento (superficie territoriale, St), a prescindere dalla quota P che viene lasciata inalterata. Per la stima dei coefficienti di deflusso ϕ e ϕ° si fa riferimento alla relazione convenzionale:

$$\phi^{\circ} = 0.9 Imp^{\circ} + 0.2 Per^{\circ} \quad (2-a)$$

$$\phi = 0.9 Imp + 0.2 Per \quad (2-b)$$

in cui Imp e Per sono rispettivamente le frazioni dell'area totale da ritenersi impermeabile e permeabile, prima della trasformazione (se connotati dall'apice^o) o dopo (se non c'è l'apice^o).

Il calcolo del volume di invaso richiede quindi la definizione delle seguenti grandezze:

- quota dell'area di progetto che viene interessata dalla trasformazione (I); è da notare che anche le aree che non vengono pavimentate con la trasformazione, ma vengono sistemate e regolarizzate, devono essere incluse a computare la quota I.
- quota dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione (P): essa è costituita solo da quelle parti che non vengono significativamente modificate, mediante regolarizzazione del terreno o altri interventi anche non impermeabilizzanti

¹ Centro Studi Deflussi Urbani (CSDU): Sistemi di fognatura: manuale di Progettazione, Hoepli, Milano, 1997

- quota dell'area da ritenersi permeabile (Per): tale grandezza viene valutata prima e dopo la trasformazione
- quota dell'area da ritenersi impermeabile (Imp) : tale grandezza viene valutata prima e dopo la trasformazione

Oltre che alla superficie territoriale St, il calcolo dei valori I, P, Imp e Per può essere riferito anche alla superficie dell'intero bacino scolante, Sb, di cui l'area dell'intervento fa parte. In questo caso, il volume w ottenuto con la formula (1) [mc/ha] deve essere moltiplicato per la superficie Sb [ha]. Nei due casi si ottiene un valore sostanzialmente equivalente e la scelta della superficie di riferimento è essenzialmente legata a motivi di praticità. In caso di significative discrepanze nei due valori calcolati, si consiglia di adottare il valore più cautelativo.

Si noti che gli indici Imp ed I, Per e P sono concettualmente diversi: Imp e Per servono a valutare il coefficiente di deflusso convenzionale (che esprime la capacità del lotto di accettare le piogge prima di generare deflussi superficiali), mentre I e P rappresentano le porzioni rispettivamente urbanizzata e inalterata (agricola) del lotto oggetto di intervento.

Applicando la formula per il caso di trasformazione urbanistica in oggetto si ottiene un volume di laminazione pari a 24.23 mc.

Nella sottostante tabella si riporta il calcolo dei volumi di laminazione da invasare ai fini di ottemperare a quanto riportato nella Direttiva Idraulica dell'ex Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli, ora Distretto Idrografico del fiume Po, competente per territorio.

CALCOLO DEI VOLUMI MINIMI PER L'INVARIANZA IDRAULICA (inserire i dati esclusivamente nei campi cerchiati)														
Superficie fondiaria	=	7.266.00	mq	inserire la superficie totale dell'intervento										
ANTE OPERAM														
Superficie impermeabile esistente	=	546.00	mq	inserire il 100 % della superficie impermeabile e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella										
Imp°	=	0.08												
Superficie permeabile esistente	=	6.720.00	mq	inserire il 100 % della superficie permeabile (verde o agricola) e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella										
Per°	=	0.92												
Imp°+Per°	=	1.00		corretto: risulta pari a 1										
POST OPERAM														
Superficie impermeabile di progetto	=	1.161.00	mq	inserire il 100 % della superficie impermeabile e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella										
Imp	=	0.16												
Superficie permeabile progetto	=	6.105.00	mq	inserire il 100 % della superficie permeabile (verde o agricola) e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella										
Per	=	0.84												
Imp+Per	=	1.00		corretto: risulta pari a 1										
INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA														
Superficie trasformata/livellata	=	1.737.00	mq											
I	=	0.24												
Superficie agricola inalterata	=	5.529.00	mq											
P	=	0.76												
I+P	=	1.00		corretto: risulta pari a 1										
CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM														
$\phi^{\circ} = 0.9 \times \text{Imp}^{\circ} + 0.2 \times \text{Per}^{\circ} =$	0.9	x	0.08	+	0.2	x	0.92	=	0.25	ϕ°				
$\phi = 0.9 \times \text{Imp} + 0.2 \times \text{Per} =$	0.9	x	0.16	+	0.2	x	0.84	=	0.31	ϕ				
CALCOLO DEL VOLUME MINIMO DI INVASO														
$w = w^{\circ} (f/f^{\circ})^{(1/(1-n))} - 15 I - w^{\circ} P =$	50	x	1.50	-	15	x	0.24	-	50	x	0.76	=	33.35 mc/ha	w
$W = w \times \text{Superficie fondiaria (ha)} =$							33.35	x	7,266	:	10,000	=	24.23 mc	W
DIMENSIONAMENTO STROZZATURA														
Portata amm.le (Qagr.=20 l/sec/ha)	14.53	l/sec	portata ammissibile effluente al ricettore											
Battente massimo	1.00	m	battente sopra l'asse della condotta di scarico dell'invaso di laminazione											
DN max condotta di scarico	83.44	mm												
si adotta condotta DN	100.00	mm												
Portata uscente con la condotta adottata	20.88	l/sec												

5 IDROGEOLOGIA

La falda libera superficiale ha una particolare incidenza ed un ruolo peculiare ai fini edificatori, sia per quanto riguarda la sua possibile influenza sui parametri del carico ammissibile, sia per la salubrità degli edifici, sia per le possibili invasioni di acqua in eventuali scantinati, sia per la sua influenza sulla risposta sismica del terreno.

Al fine di caratterizzare la falda freatica della zona di interesse sono stati raccolti dati freaticimetrici della zona da studi idrogeologici, facendo particolare riferimento a quanto riportato nella "Indagine idrogeologica e idrochimica finalizzata alla valutazione della qualità delle acque della falda freatica nei comuni di Faenza, Castelbolognese, Solarolo (1991-1992)", eseguendo opportune verifiche in campagna che hanno confermato i caratteri idrogeologici del territorio in esame.

Per l'area in esame il sondaggio ha evidenziato una profondità della falda idrica a -14.3 m dal piano di campagna, in linea con il suddetto studio. In considerazione del periodo idrogeologico, la falda idrica media nella zona probabilmente risulta essere compresa tra 15 m e 16 m dal piano di campagna.

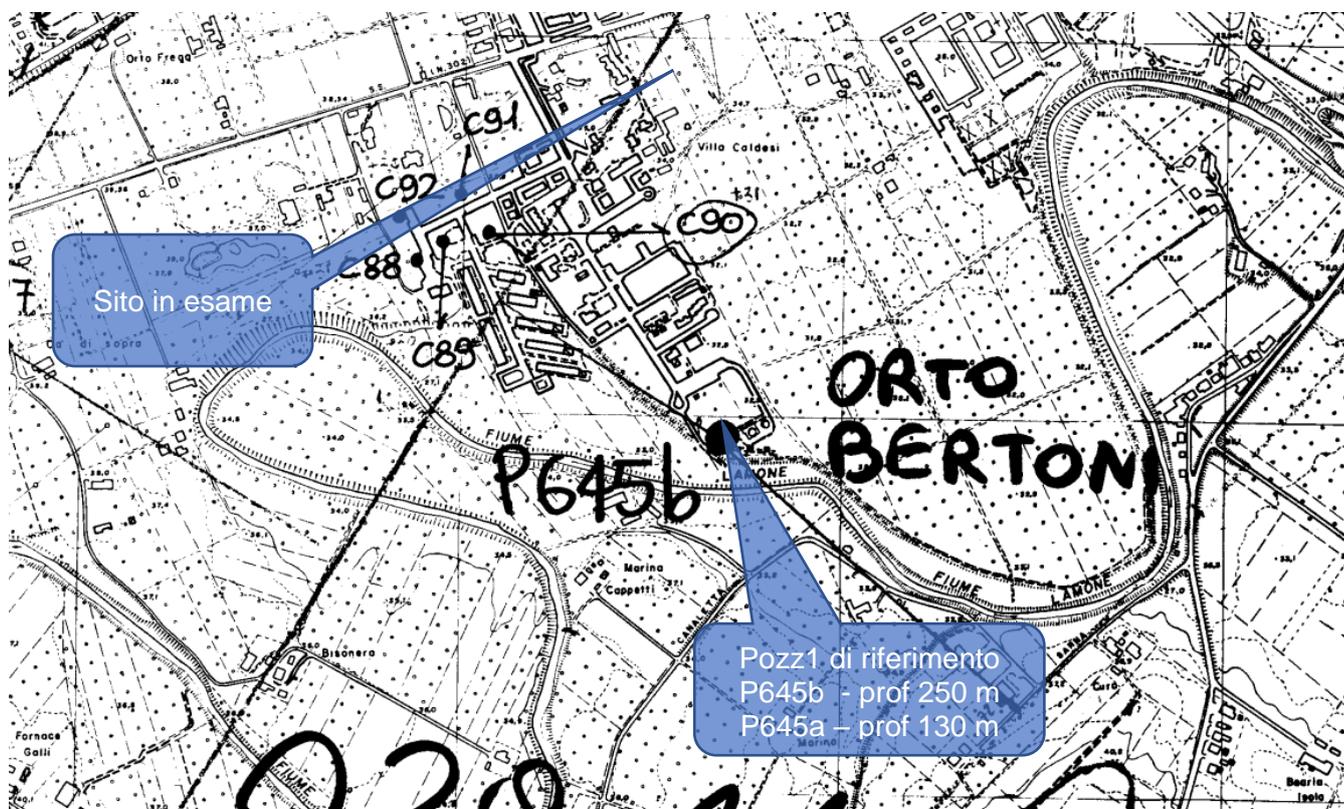
Lo schema idrogeologico è caratterizzato da una copertura di terreni fini, con spessore di circa 3÷5 m, sovrastante il corpo ghiaioso costituente la conoide del Fiume Lamone, alimentante gli acquiferi di pianura, che si spinge fino a circa 13.8 m dal piano di campagna.

Sottostante, dopo una copertura di terreni a bassa permeabilità (aquitardi) si incontrano altri corpi ghiaiosi, fino ai terreni pleisocenici.

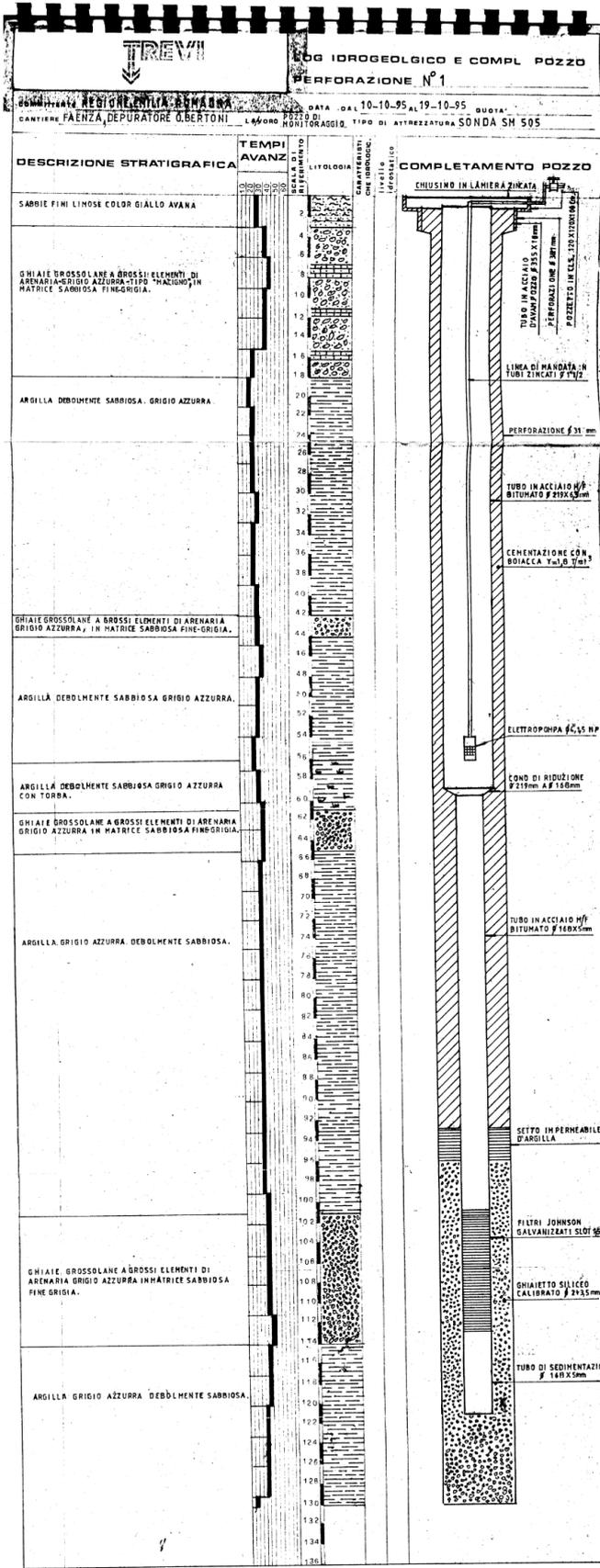
Dalla carta della freaticimetrica si osserva che la falda è diretta verso NE, ovvero verso la pianura, alimentando gli acquiferi della conoide.

Per avere una visione della stratigrafia idrogeologica si riporta sinteticamente quanto ricavato da un pozzo profondo 130 m, eseguito presso il depuratore sito nella zona denominata Orto Bertoni.

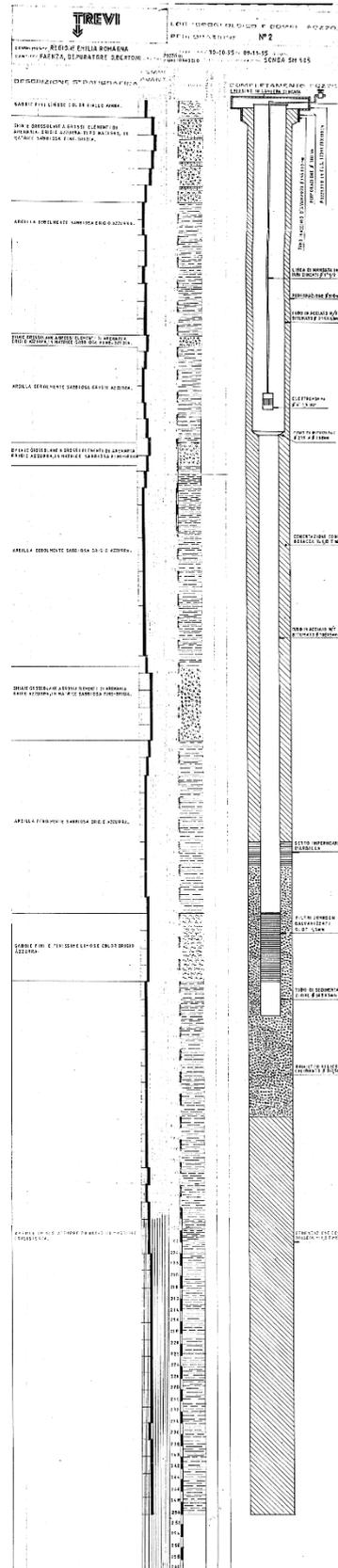
In considerazione dell'assetto idrogeologico, particolare attenzione andrà posta nella salvaguardia della falda freatica da potenziali fonti inquinanti.



Pozzo P645a



Pozzo P645b



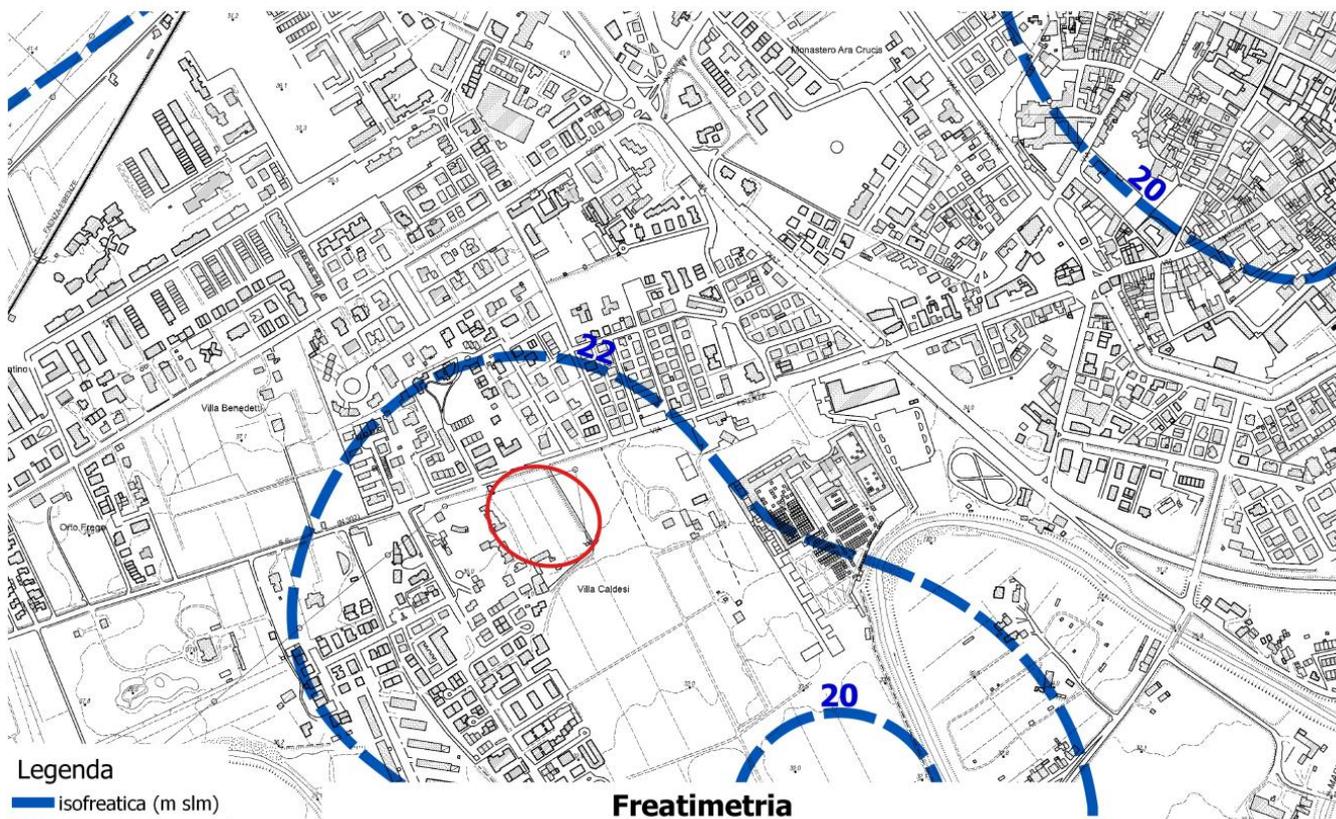
Stralcio carta idrogeologica tratto dal quadro conoscitivo del PSC Faentino



-  Reticolo idrografico
-  Principali invasi idrici
-  Sorgenti
-  Risorgive

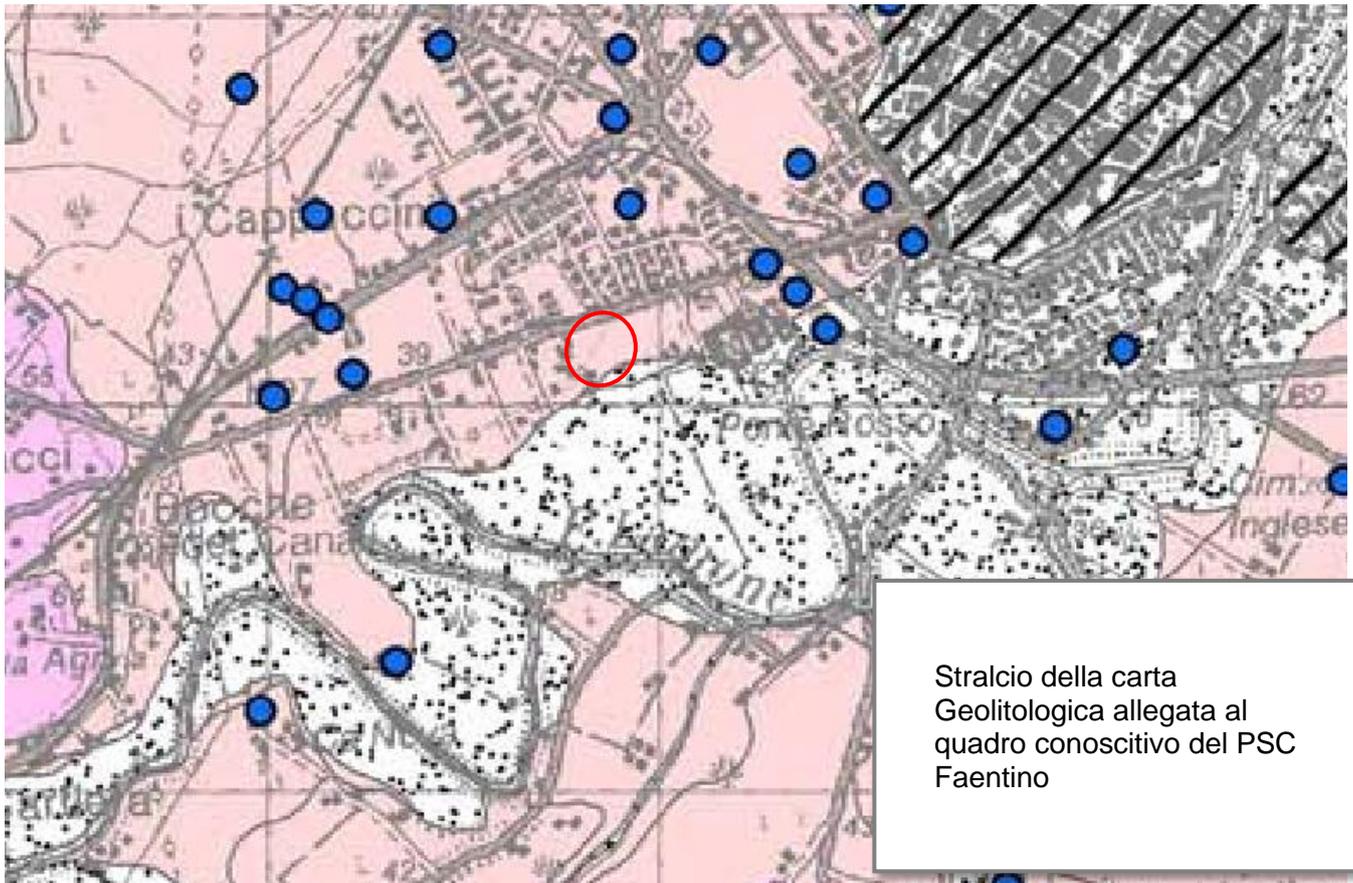
Zonazione dei terreni e delle rocce affioranti in base al grado di permeabilità (G. Castany, 1982)

-  Rocce e terreni permeabili ($K > 10^{-4}$ m/s)
(Formazione Gessoso-Solfifera, "Spungone", Formazione delle Sabbie Gialle, Alluvioni dei dossi fluviali sub-attuali, Alluvioni di fondovalle e depositi alluvionali in evoluzione)
-  Rocce e terreni mediamente permeabili ($10^{-4} < K < 10^{-7}$ m/s)
(Membri prevalentemente arenacei della Formazione Marnoso-Arenacea, Litofacies arenaceo-sabbiosa della Formazione delle Argille Azzurre, Alluvioni di paleodosso fluviale, Alluvioni di interdosso)
-  Rocce e terreni poco permeabili ($10^{-7} < K < 10^{-9}$ m/s)
(Membri prevalentemente pelitici della Formazione Marnoso-Arenacea, Litofacies pelitico-sabbiosa della Formazione delle Argille Azzurre)
-  Rocce e terreni impermeabili ($K < 10^{-9}$ m/s)
(Formazione dei Ghioli di Letto, Formazione delle Argille Azzurre)



6 LITOLOGIA SUPERFICIALE E PEDOLOGIA

In base alla carta geolitologica allegata al quadro conoscitivo del PSC Faentino, l'area risulta interessata da alluvioni del Subsistema di Ravenna (AES8).



Stralcio della carta Geolitologica allegata al quadro conoscitivo del PSC Faentino

-  Alluvioni dell'Unità di Modena - AES8a¹ (deposizione in epoca post-romana)
-  Alluvioni di interdosso (argille e limi prevalenti)
-  Alluvioni dei dossi fluviali sub-attuali (limi e sabbie prevalenti)
-  Alluvioni di palecdosso fluviale (limi e sabbie prevalenti)
-  Alluvioni di fondovalle e depositi alluvionali in evoluzione (sabbie e ghiaie prevalenti)

Unità alluvionali antiche e del substrato di origine marina

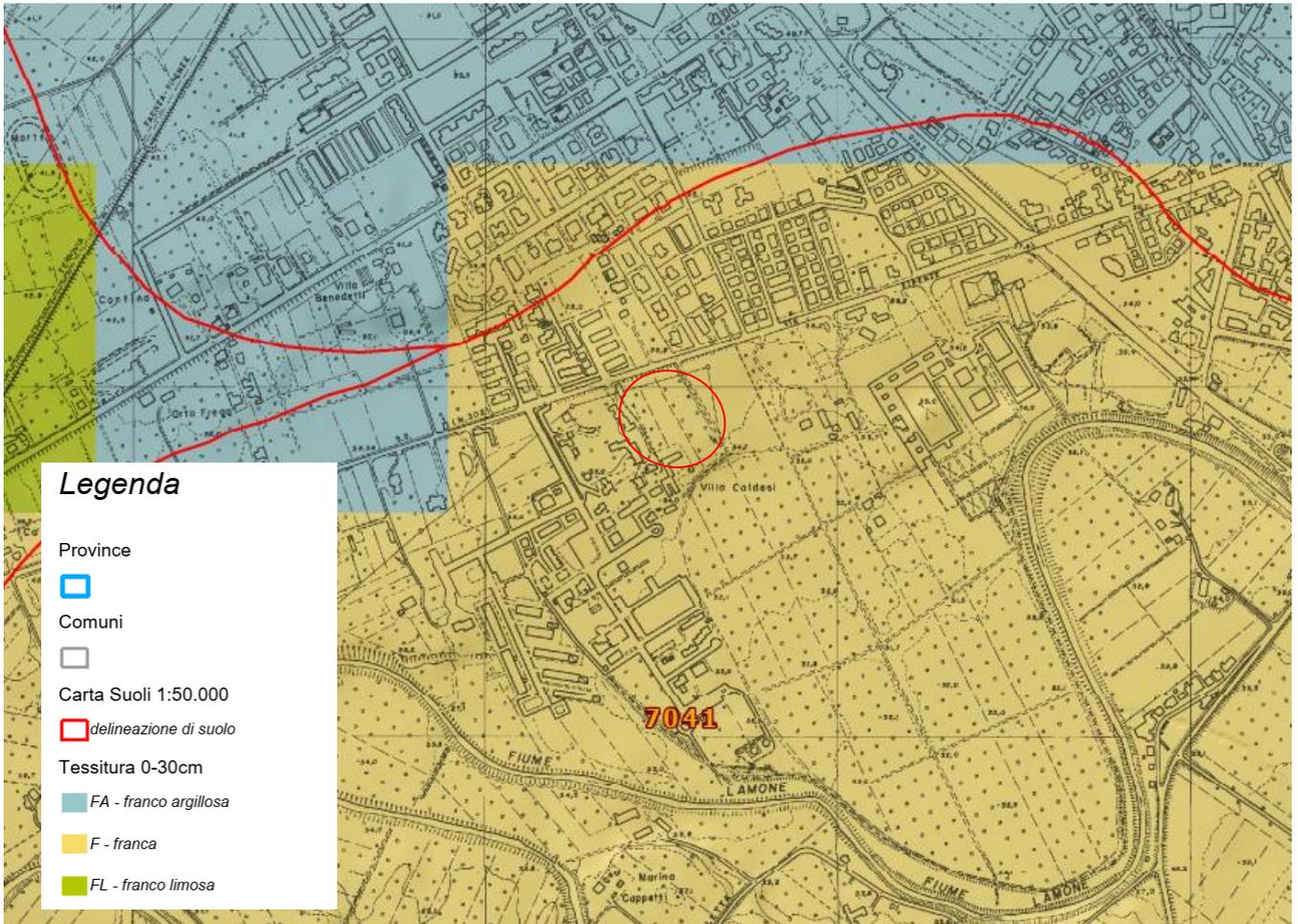
-  Alluvioni del Subsistema di Ravenna (p.p.) e Villa Verucchio - AES8 + AES7 (Pleistocene superiore - Olocene)

 **Piano Strutturale Comunale Associato**
 Faenza - Brignella - Casola Valenico - Castel Bolgese - Riolo Terme - Soarolo

PSC 2009 Quadro Conoscitivo Velocità Documento Preliminare

B.2.1
 SISTEMA NATURALE ED AMBIENTALE
 ASPETTI GEOLOGICI: carta geolitologica
 scala 1:50000

La pedologia evidenzia per l'area in esame i suoli appartengono alla consociazione dei suoli BELLARIA / LAMONE (BEL1/LAM1) litologia franca, il cui assetto colturale ottimale è a frutteti: drupacee, vigneti.



UNITA' TIPOLOGICHE DI SUOLO														
Suolo														
Archivio	Suolo	Nome del Suolo												
F5008	LAM1	LAMONE												
Descrizione introduttiva														
I suoli LAMONE sono molto profondi, molto calcarei, moderatamente alcalini, a tessitura franca o franco sabbiosa. Il substrato è costituito prevalentemente da ghiaie e/o sabbie. I suoli LAMONE si trovano nella piana pedemontana, in ambiente di conoidi recenti, di terrazzo di basso ordine o di rotta fluviale. In queste terre la pendenza delle superfici è tipicamente dello 0.5-0.8%. L'uso agricolo del suolo è a seminativo e vigneto; frutteti, prati poliennali.														
Profilo rappresentativo														
Data aggiornamento	Profilo Rappresentativo	N° profili	Grado Fiducia											
01/10/2014	E7701V0004	14	Alto											
Classificazioni														
Soil Taxonomy		W.R.B	Legenda F.A.O.											
(2010) Udifluventic Haplustepts coarse loamy, mixed, superactive, mesic		(2007) Fluvic Cambisols (Calcari)												
Orizzonti genetici del suolo (caratteri modal)														
N°	OrizGen	ProfLimSup	Spes	Arg	Sab	%Schel	S.O.	CalcTot	pH	Ksat	BD	Concentrazioni	%Conc	Qualità
1	Ap	0	50	14.0	40.0	0	1.5	21.0	8.1	0.51	1.51			0 bassa
2	Bw o Ap2	50	50	14.0	41.0		1.0	22.0	8.0	0.581	1.5			0 bassa
3	BC o CB o C	65		7.0	70.0	0	0.2	23.0	8.3	7.567	1.45			media

PARAMETRI ANALITICI/STIMA DEL SITO DI RIFERIMENTO																							
DELINEAZIONE N. 7041, SUOLO: LAM1																							
SITO	N. oriz.	ORIZZONTI DEL SITO										ANALISI							METADATI				
		Orizzonte genetico					Prof. orizzonte					Campione		Analisi chimico-fisiche							Analisi fisiche		
		Diccont	Orizmet	Sufalf	Sufnum	Sufnum	min cm	max cm	Schel%	N. camp	min cm	max cm	Sabbia	Limo	Argilla	Classe	pH-H2O	C.org.	Bot.org.	Calc.Tot.	Calc.Att.	C.S.C.	Durez.App.
4783	1		A	p		0	31	0	1	0	31	49.3	42.9	7.8	F	8.1	0.76	1.3	18.7			1.52	1,008
4783	2		C		1	31	79	0	1	31	79	78.8	18.8	4.8	SF	8.4	0.12	0.2	15.9			1.42	13,248
4783	3		C		2	79	120	0	1	79	120	66.3	35.2	8.5	FS	8.4	0.17	0.3	17.9			1.46	2,496
4783	4		C		3	120	148	0	1	120	148	75.4	19.3	5.3	SF	8.4	0.12	0.2	17.5			1.42	12,138
4783	5		C		4	148	205	0	1	148	205	78.2	18.8	5	SF	8.5	0.06	0.1	13.7			1.41	15,781

7 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Al fine di verificare le caratteristiche geomeccaniche del terreno interessato all'intervento ed in considerazione del rilievo effettuato, sono state realizzate n. 4 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono e un sondaggio a carotaggio continuo. Mentre per la valutazione dell'amplificazione sismica di risonanza del substrato di interesse è stata realizzata una misura HVSR, utilizzando il TROMINO, uno strumento in grado di misurare i microtremori. Infine, al fine di valutare la V_{seq} è stata eseguita una misura down hole nel foro di sondaggio appositamente attrezzato.

7.1 PROVE PENETROMETRICHE E SONDAGGIO

Per le prove penetrometriche si è utilizzato un penetrometro con spinta di 30 tonnellate, montato su sottocarro (peso complessivo 5500 kg), dotato di punta elettrica costruita secondo la tipologia "Gouda" che ha permesso l'acquisizione dei dati ogni 2 cm di avanzamento.

La punta rispetta le dimensioni standard europee:

- Punta conica per la misura della resistenza alla punta con area pari a cm^2 10 ed angolo di 60°;
- Manicotto per la misura dell'attrito laterale di cm^2 150;
- Sensore inclinometrico per controllare la deviazione delle aste dalla verticale;
- Sensore di temperatura per correggere deriva dovuta al cambiamento di temperatura.

Dall'esame dei dati di lettura sono state costruite le curve che si riferiscono alla resistenza alla punta (Q_c), alla resistenza all'attrito laterale (F_s) le cui rappresentazioni grafiche vengono riportate nei diagrammi allegati.

Dall'indice di comportamento I_c , che è funzione di Q_c e F_s/Q_c , si è giunti alla classificazione dei terreni seguendo la metodologia suggerita dal Robertson in 1990 e utilizzando le metodologie suggerite dal tipo di indagine adottata (test penetrometrici) è stato possibile ricostruire le caratteristiche meccanico-fisiche di ciascuna porzione di terreno presa in considerazione, traducendo in termini meccanici i risultati penetrometrici seguendo criteri suggeriti dalla letteratura.

In base alle indagini geognostiche realizzate è possibile ricostruire il seguente modello litostratigrafico del sito in esame.

Unità A	<i>Da 0.0 m a -0.5÷0.7 m dal piano campagna.</i> Terreno di alterazione superficiale, terreno di lavorazione agraria
Unità B	<i>Da -0.5÷0.7 m a circa -2.5÷5.5 m dal piano campagna</i> Limi argillosi alternati a sabbie limose sabbie. Assetto litostratigrafico lentiforme. I limi argillosi presentano una consistenza prevalentemente plastica. Mentre i terreni sabbiosi presentano un addensamento da medio ad addensato. Per i terreni fini, i valori penetrometrici risultano mediamente attorno a 1.4÷1.9 MPa. Mentre i terreni granulari mostrano valori penetrometrici mediamente compresi tra 2.8 MPa e oltre 25 MPa, dove l'avanzamento si è arrestato per rifiuto penetrometrico all'incontro con le ghiaie con sabbia della conoide del Fiume Lamone.
Unità C	<i>Da -2.5÷5 m a circa -13.8 m dal piano campagna</i> Sabbia con ghiaia della conoide del Fiume Lamone.
Unità D	<i>Da -13.8 m a circa -20.7 m dal piano campagna</i> Limo argilloso con intercalazioni di livelli limoso-sabbiosi. Consistenza plastico-dura.
Unità E	<i>Da -20.7 m a -30.0 m dal piano di campagna, massima profondità indagata.</i> Ghiaie medio-fini con sabbia e limo, presenza di sporadici ciottoli. Alla profondità di -26.5 passaggio a sabbia con ghiaia e ciottoli.

Il livello della falda freatica, misurato all'interno del sondaggio alla data di esecuzione (21-12-2020), presentava un livello attorno a circa -14.5 m dal piano di campagna attuale.

In generale, dal confronto tra la prova eseguita e altre di repertorio realizzate nella zona, si osserva che le caratteristiche areali litostratigrafiche del substrato dell'area d'interesse sono nel complesso omogenee, presentando un assetto litostratigrafico lentiforme per i terreni granulari.

7.2 MISURE DEI MICROTREMORI

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

Il tremore sismico, comunemente definito "rumore sismico", esiste ovunque sulla superficie della terra. Esso è principalmente costituito da onde superficiali, ovvero da onde elastiche prodotte dall'interferenza costruttiva di onde P ed S che si propagano negli strati superficiali. Il rumore sismico è prodotto essenzialmente dal vento o dalle onde marine. A questo rumore di fondo, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie ecc.) e naturali.

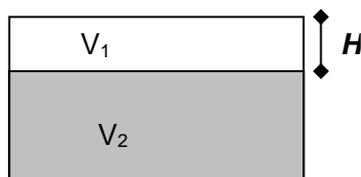
I microtremori sono solo in parte costituiti da onde di volume, P o S. In essi giocano un ruolo fondamentale le onde superficiali, che hanno velocità prossima a quella delle onde S, il che spiega la dipendenza di tutta la formulazione della velocità di queste ultime.

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

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

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

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



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

Un aspetto assai importante è che il rumore sismico agisce come sorgente di eccitazione per la risonanza del sottosuolo e degli edifici più o meno come una luce bianca diffusa illumina gli oggetti eccitando le lunghezze d'onda tipiche di ciascun oggetto e dandogli il suo tipico colore. Questo risulta molto importante a livello ingegneristico perché se un edificio ha frequenze proprie di vibrazione uguali a quelle del substrato su cui è fondato, durante un sisma, si assiste al fenomeno dell'accoppiamento delle vibrazioni. Questo effetto di amplificazione sismica produrrà un grande aumento della sollecitazione sugli edifici.

La calibrazione delle misure dei microtremori è stata eseguita in base alle indagini geognostiche eseguite sul sito di indagine e utilizzando la MASW eseguita sul sito di interesse in occasione della stesura della Microzonazione sismica del PSC dell'Unione Faentina.

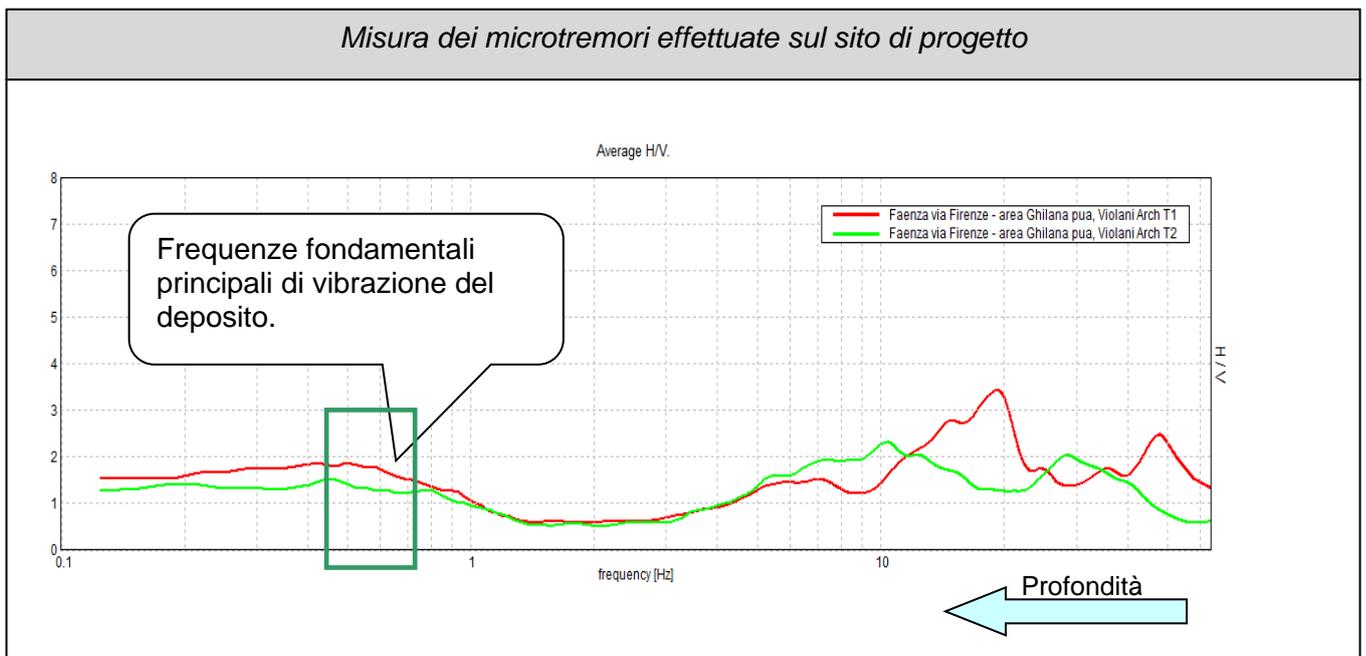
In totale sono state realizzate n. 4 misure, di cui 3 misure coeve. In considerazione dei rumori di disturbo presenti nella zona, per le comparazioni, non è stata considerata la misura n. 1. Le prove eseguite impiegando la suddetta metodologia dei microtremori hanno evidenziato, utilizzando l'inversione H/V con il metodo proposto da Nakamura, secondo la teoria descritta da Aki (1964) e Ben-Menahem & Sing (1981), una **Vs30 attorno a 314÷330 m/s.**

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

Nel caso specifico è possibile individuare, in prima analisi, la sottostante frequenza fondamentale per il deposito esaminato.

Frequenze fondamentali di vibrazione del deposito	
Frequenza - f (Hz)	Periodo - T (sec)
10	0.1
0.4÷0.6	2.5÷1.6

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



7.3 MISURE DOWN HOLE

Per il progetto urbanistico in esame, allo scopo di caratterizzare dal punto di vista elastico il materiale sedimentario che saranno interessate dalle prevedibili opere in progetto, sono state realizzate, è stato realizzato, in apposito foro di sondaggio attrezzato, una indagine geofisica che è consistita in n° 1 misura down hole per determinare, in maniera puntiforme per intervalli di ogni metro in profondità, le velocità delle onde di taglio (S) e delle onde di compressione (P).

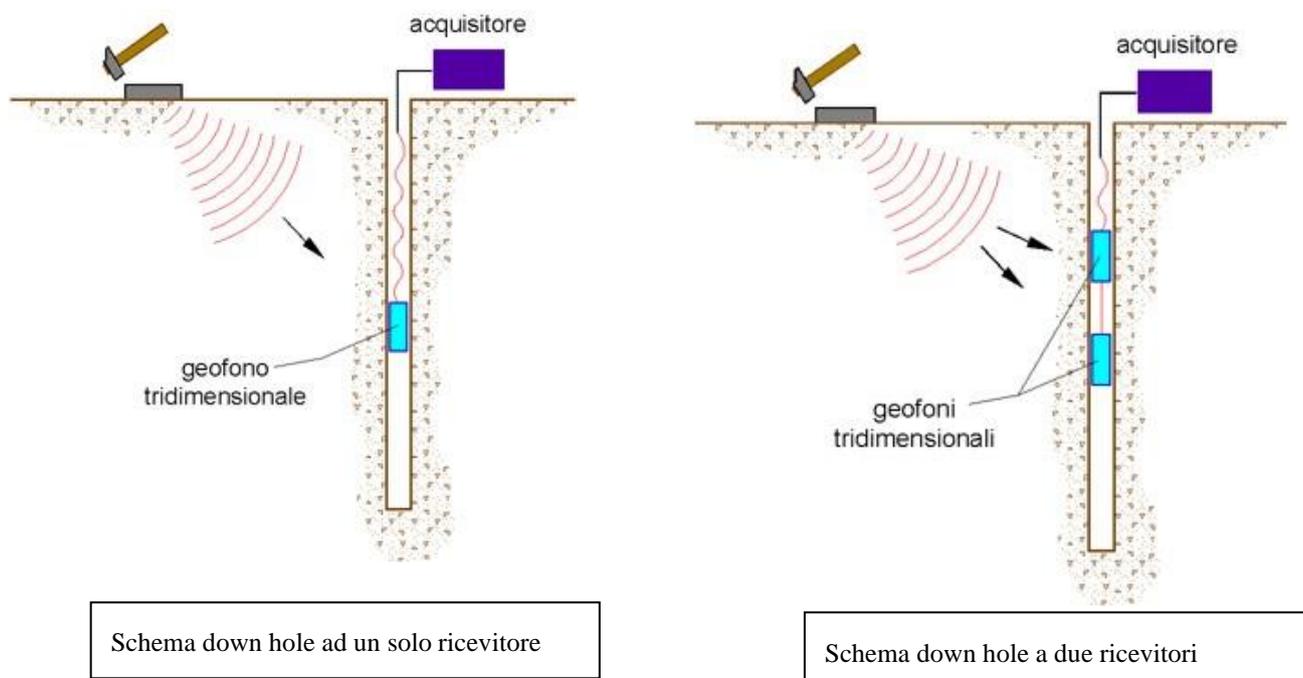
Le misure sono state effettuate dalla PROGEO s.r.l. di Forlì.

7.3.1 Prove down hole

Le prove sono state realizzate sulla verticale del sondaggio appositamente attrezzato per la realizzazione della prova geofisica in parola.

Cenni teorici

Nel metodo sismico down hole (DH) viene misurato il tempo necessario per le onde P e S di spostarsi tra una sorgente sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all'interno di un foro di sondaggio (figura 1, 2).



Le componenti indispensabili per una misura DH accurata consistono:

- 1) una sorgente meccanica in grado di generare onde elastiche ricche di energia e direzionali;
- 2) uno o più geofoni tridimensionali, con appropriata risposta in frequenza (4,5-14 Hz), direzionali e dotati di un sistema di ancoraggio alle pareti del tubo-foro;
- 3) un sismografo multi-canale, in grado di registrare le forme d'onda in modo digitale e di registrarle su memoria di massa;
- 4) un trasduttore (trigger) alloggiato nella sorgente necessario per l'identificazione dell'istante di partenza della sollecitazione dinamica mediante massa battente.

Durante la perforazione, per ridurre l'effetto di disturbo nel terreno, i fori vengono sostenuti mediante fanghi bentonici e il loro diametro viene mantenuto piuttosto piccolo (mediamente $\varnothing \gg 15$ cm).

I fori vengono poi rivestiti mediante tubazioni, generalmente in PVC, e riempiti con una malta a ritiro controllato, generalmente composta di acqua, cemento e bentonite rispettivamente in proporzione di 100, 30 e 5 parti in peso.

Prima di ogni cosa, è però importante assicurarsi che il foro sia libero da strozzature e che il tubo di rivestimento non presenti lesioni.

7.3.2 Procedura sperimentale

La sorgente consiste in una piastra di alluminio che, dopo avere opportunamente predisposto il piano di appoggio, viene adagiata in superficie ad una distanza di 1,5 – 2,5 m dal foro e orientata in direzione ortogonale ad un raggio uscente dall'asse foro. Alla sorgente è agganciato il trasduttore di velocità utilizzato come trigger.

Se si dispone di due ricevitori, questi vengono collegati in modo da impedirne la rotazione relativa e da fissarne la distanza. Il primo dei due ricevitori viene raccordato ad una batteria di aste che ne permette l'orientamento dalla superficie e lo spostamento.

Una volta raggiunta la profondità di prova, i geofoni vengono orientati in modo che un trasduttore di ogni sensore sia diretto parallelamente all'asse della sorgente (orientamento assoluto).

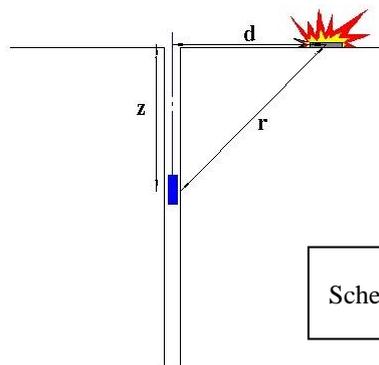
A questo punto i ricevitori vengono assicurati alle pareti del tubo di rivestimento, la sorgente viene colpita in senso verticale (per generare onde di compressione P) o lateralmente (per generare onde di taglio SH) e, contemporaneamente, parte la registrazione del segnale di trigger e dei ricevitori.

Eseguite le registrazioni la profondità dei ricevitori viene modificata e la procedura sperimentale ripetuta.

7.3.3 Metodo diretto

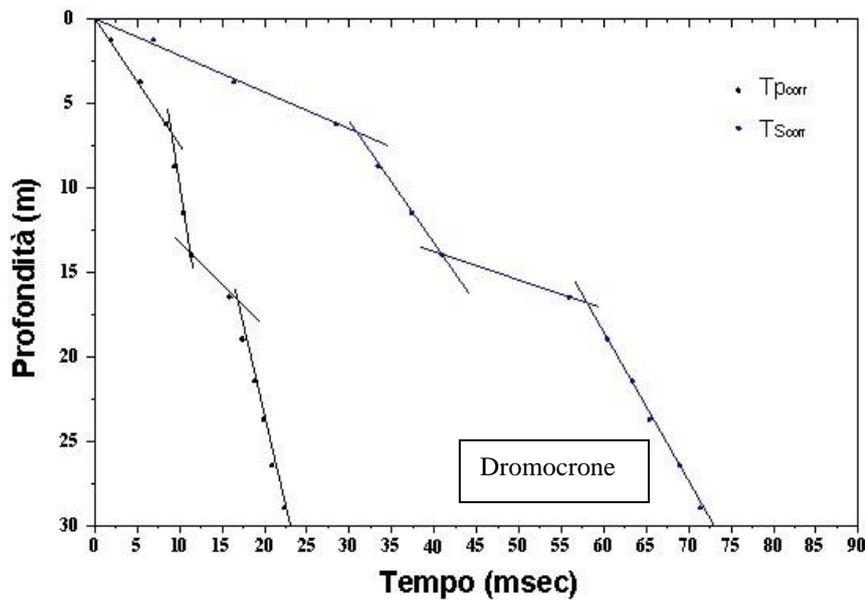
Per poter interpretare il down hole con il metodo diretto, inizialmente, bisogna correggere i tempi di tragitto (t) misurati lungo i percorsi sorgente-ricevitore per tenere conto dell'inclinazione del percorso delle onde. Se d è la distanza della sorgente dall'asse del foro (figura 3), r la distanza fra la sorgente e la tripletta di sensori, z la profondità di misura è possibile ottenere i tempi corretti (t_{corr}) mediante la

$$t_{corr} = \frac{z}{r} t$$



seguente formula di conversione:

Calcolati i tempi corretti sia per le onde P che per le onde S si realizza il grafico $t_{corr} - z$ in modo che la velocità media delle onde sismiche in strati omogenei di terreno è rappresentata dall'inclinazione dei segmenti di retta lungo i quali si allineano i dati sperimentali (figura 4).



Ottenuti graficamente i sismostrati si ottengono la densità media, funzione della velocità e della profondità, e i seguenti parametri:

coefficiente di Poisson medio:

$$v_{medio} = 0.5 \frac{\left(\frac{V_p}{v_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{v_p}{v_s}\right)^2 - 1}$$

5) modulo di deformazione a taglio medio:

$$G_{medio} = \rho \cdot v_s^2$$

6) modulo di compressibilità edometrica medio:

$$E_{d,medio} = \rho v_p^2$$

7) modulo di Young medio:

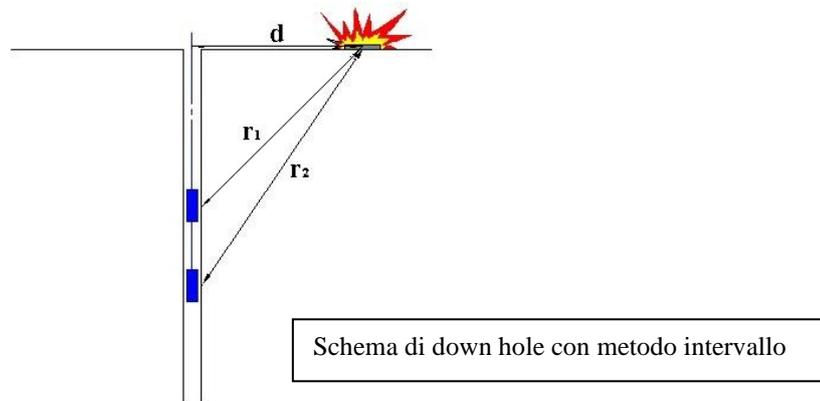
$$E_{\text{medio}} = 2 \cdot \rho v_s^2 (1 + \nu)$$

8) modulo di compressibilità volumetrica medio:

$$E_{v_{\text{medio}}} = \rho \left(v_p^2 - \frac{4}{3} v_s^2 \right)$$

7.3.4 Metodo intervallo

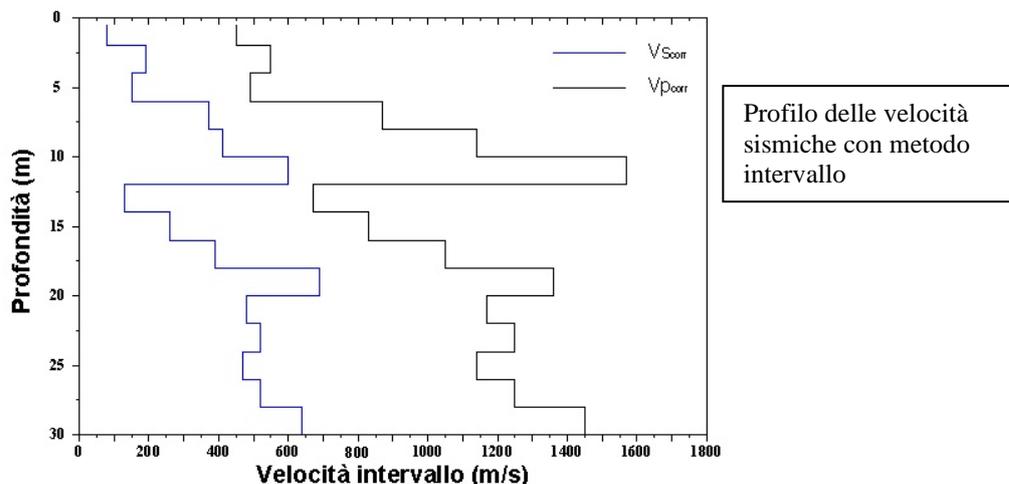
Con il metodo intervallo i tempi di tragitto dell'onda sismica si misurano fra due ricevitori consecutivi (figura 1) posti a differente profondità, consentendo così di migliorare la qualità delle misure (velocità d'intervallo).



Quando si dispone di un solo ricevitore, cioè nell'ipotesi in cui le coppie non corrispondano ad un unico impulso, i valori di velocità determinati vengono definiti di pseudo-intervallo, consentendo solo un'apparente migliore definizione del profilo di velocità.

Ottenute le misure è possibile calcolare i tempi corretti con la 1.0) e la velocità intervallo delle onde P e S, con relativo grafico (figura 6), con la formula seguente:

$$v_{p,s} = \frac{z_2 - z_1}{t_{2corr} - t_{1corr}}$$



Ottenute le velocità intervallo si calcolano la densità, il coefficiente di Poisson, il modulo di deformazione a taglio, il modulo di compressibilità edometrica, il modulo di Young, il modulo di compressibilità volumetrica per ogni intervallo con le formule riportate sopra. Il metodo intervallo presenta però dei limiti:

- non tiene conto della velocità degli strati sovrastanti;
- non è applicabile nel caso in cui $t_{2corr} < t_{1corr}$.

7.3.5 ELABORATI GRAFICI

Sottostante si riportano gli elaborati grafici ottenuti dalle misure Down Hole effettuate all'interno del sondaggio S1

Gli elaborati sono così suddivisi (vedi allegati):

- Sismogrammi delle onde di compressione, di taglio e stratigrafia del sondaggio;
- elaborato grafico con tabella parametri elastici e log velocità onde di taglio (V_s) e log velocità onde di compressione (V_p);
- elaborato grafico con log velocità onde di taglio, onde di compressione rapporto V_p/V_s ;
- log moduli elastici dinamici (Coefficiente di Poisson ν , Elasticità Edin, Taglio G_{din}).

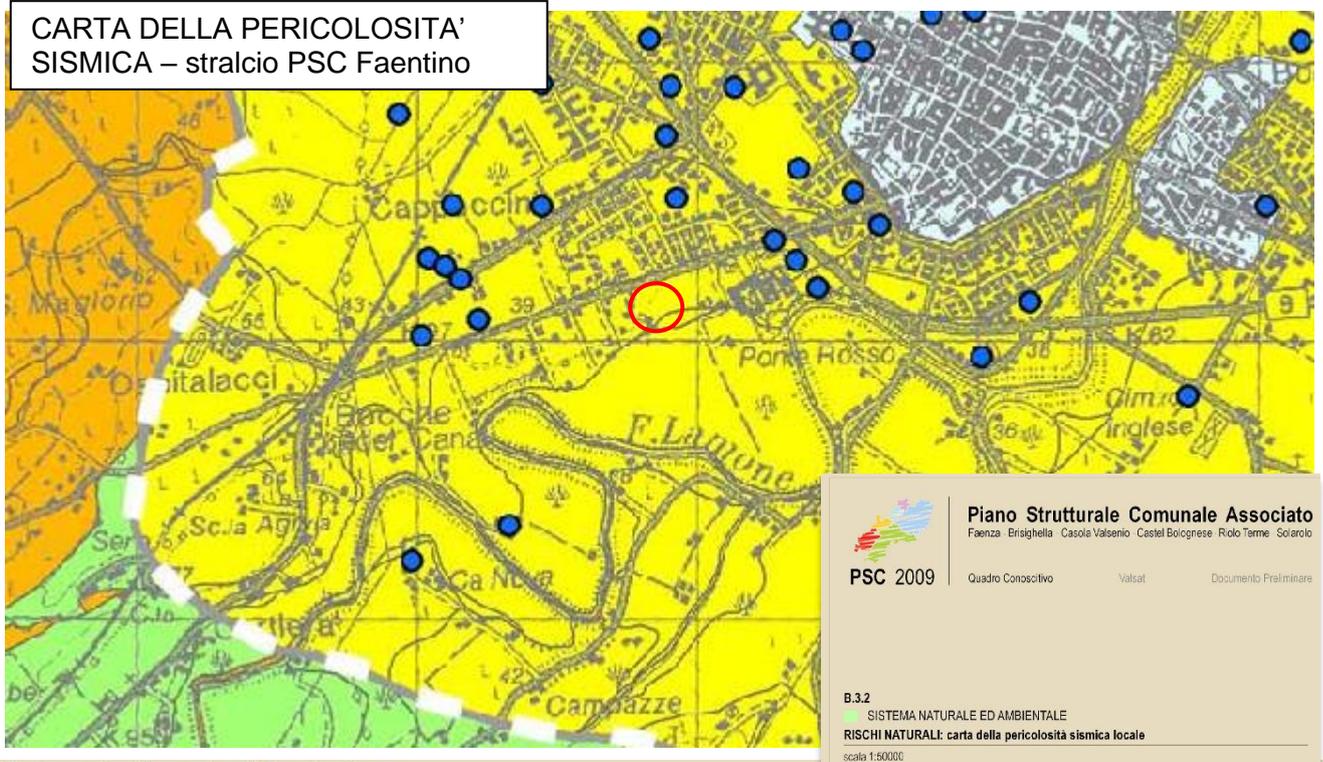
Le misure dei down hole, eseguite sul sondaggio S1, spinto fino a -30 m dal piano di campagna, ha fornito una velocità delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo compresa tra $V_{seq}(0-30\text{ m})=350\text{ m/s}$ (S1).

CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI SUOLI (NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. del 17 gennaio 2018)			
S1	$V_{Seq} = \frac{H}{\sum_{i=1,H} \frac{h_i}{V_{S_i}}}$	Quota $V_s=800\text{ m/sec}$	> 30 m
		$V_{s,eq}$	= 350 m/sec
		$G_{0,eq}$	= 2461 Kg/cm ²
		CATEGORIA SUOLO	= C

8 MICROZONAZIONE SISMICA

Da quanto riportato sul PSC Faentino l'area appartiene ad un ambito con depositi di terreni sabbie e ghiaie mediamente addensate, o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS30 compresi tra 180 e 360 m/s.

Questa area rientra tra quelle analizzate da un punto di vista sismico, essendo caratterizzata da fattore di amplificazione $FA_{0.1-0.5} = 1.7$ (zona 6 (fa_b)).

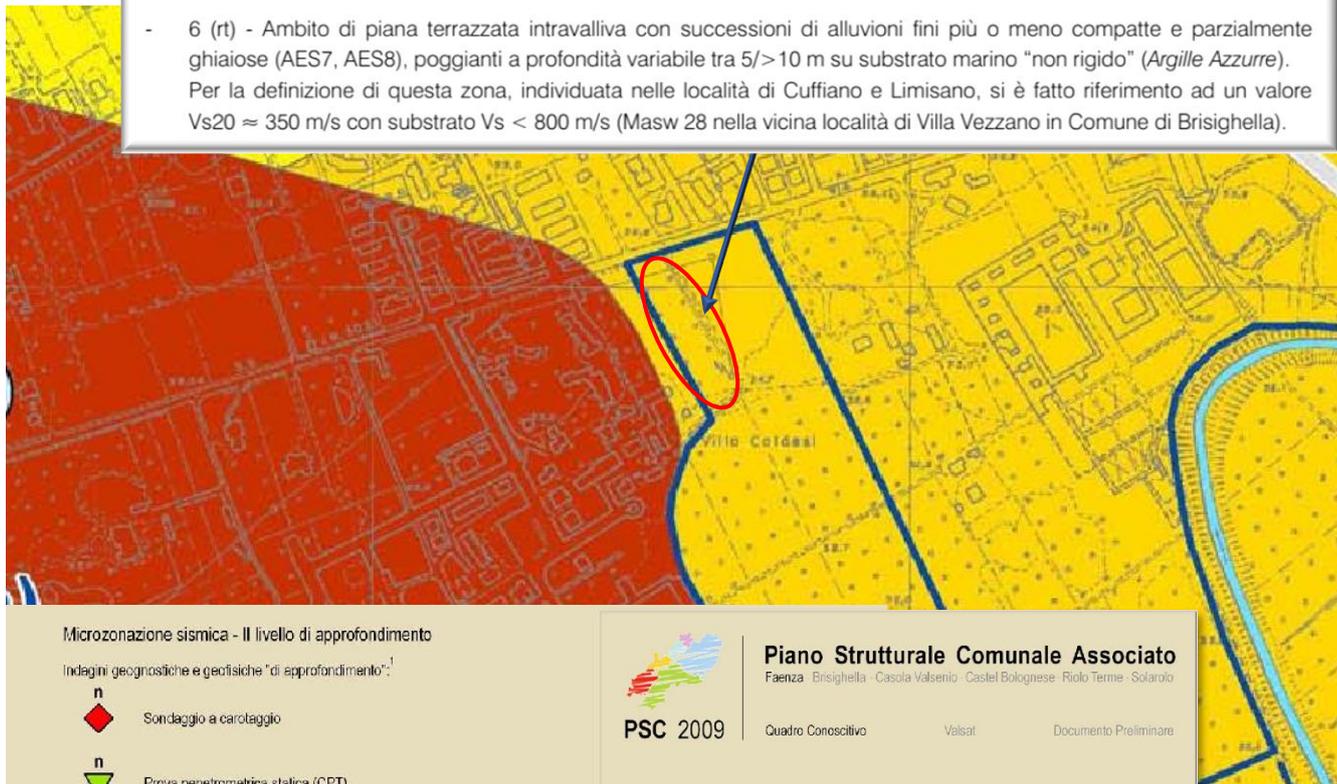


Categorie di suolo di fondazione

-  A - Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di VS30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati d'alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5m
 -  B - Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s
 -  C - Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS30 compresi tra 180 e 360 m/s
 -  C/D - Depositi di terreni granulari da sciolti a mediamente addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di VS30 variabili tra <180 e 360 m/s
 -  E - Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di VS30 simili a quelli dei tipi C e C/D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con VS30 >> 360 m/s
-  Isobata 20 metri del substrato rigido

Zona 6 - $FA_{(0,1-0,5s)} = 1,7$

- 6 (rt) - Ambito di piana terrazzata intravalliva con successioni di alluvioni fini più o meno compatte e parzialmente ghiaiose (AES7, AES8), poggianti a profondità variabile tra 5/ > 10 m su substrato marino "non rigido" (Argille Azzurre). Per la definizione di questa zona, individuata nelle località di Cuffiano e Limisano, si è fatto riferimento ad un valore $Vs_{20} \approx 350$ m/s con substrato $Vs < 800$ m/s (Masw 28 nella vicina località di Villa Vezzano in Comune di Brisighella).



Microzonazione sismica - Il livello di approfondimento

Indagini geognostiche e geofisiche "di approfondimento":¹

-  Sondaggio a carotaggio
-  Prova penetrometrica statica (CPT)
-  Prova Down - hole
-  Prova MASW

Zone di amplificazione stratigrafica:²

- 3 (fa)** $FA_{0,1-0,5s} = 1,4$
Ambito di piana di fondovalle sucollata (AES6a) con substrato marino "non rigido" (Argille Azzurre) a profondità di pochi metri (Marzeno p.p.)
- 5 (fa)** $FA_{0,1-0,5s} = 1,6$
Ambito di alta pianura con spesse successioni di alluvioni antiche compatte e parzialmente ghiaiose (AES5, AES6), poggianti a profondità variabile tra 10/ > 30 m su substrato marino "non rigido" (Argille Azzurre, Sabbie Gialle) (zona Cella-Persolino)
- 6 (fa_a)** $FA_{0,1-0,5s} = 1,7$
Ambito di conoidi terrazzati con successioni regolari di alluvioni fini mediamente compatte (AES8), poggianti a profondità variabile tra 10/ > 25 m su ghiaie e substrato alluvionale "non rigido" (AES7) (zona urbana di Faenza s.p.)
- 6 (fa_b)** $FA_{0,1-0,5s} = 1,7$
Ambito di conoidi terrazzati e piana di fondovalle con successioni irregolari di alluvioni fini più o meno compatte e parzialmente ghiaiose (AES8, AES8a), poggianti a profondità variabile tra 5/15 m su ghiaie e substrato alluvionale "non rigido" (AES7) (zona urbana di Faenza p.p.)
- 6 (fa_c)** $FA_{0,1-0,5s} = 1,7$
Ambito di piana terrazzata intravalliva con successioni di alluvioni compatte e variamente ghiaiose (AES6), poggianti a profondità variabile tra 5/ > 30 m su substrato marino "non rigido" (Argille Azzurre, Sabbie Gialle) (Borgo Tullero-Pertinare)
- 6 (fa_d)** $FA_{0,1-0,5s} = 1,7$
Ambito di paleodosio fluviale con successioni spesse (> 30 m) di alluvioni fini più o meno compatte (AES8, AES8a) (Reda p.p.)
- 6 (fa_e)** $FA_{0,1-0,5s} = 1,7$
Ambito di piana terrazzata intravalliva con successioni di alluvioni fini più o meno compatte e parzialmente ghiaiose (AES8), poggianti a profondità variabile tra 5/ > 10 m su substrato marino "non rigido" (Argille Azzurre) (Marzeno p.p.)
- 7 (fa)** $FA_{0,1-0,5s} = 1,8$
Ambito di media e bassa pianura con successioni irregolari di alluvioni fini più o meno compatte (AES6, AES8a), poggianti localmente a profondità variabile tra 10/ > 25 m su ghiaie (AES7) e scottante substrato alluvionale "non rigido" (zona settentrionale di Faenza: Granarolo Faentino, Mezzero, Pava Casato, Prada, Reda p.p.)
- 8 (fa_a)** $FA_{0,1-0,5s} = 1,9$
Ambito di conoidi terrazzati e piana di fondovalle con successioni irregolari di alluvioni fini più o meno compatte e parzialmente ghiaiose (AES8, AES8a), poggianti a profondità variabile tra 5/15 m su ghiaie e substrato alluvionale "scarsamente rigido" (AES7) (zona urbana di Faenza p.p.)
- 8 (fa_b)** $FA_{0,1-0,5s} = 1,9$
Ambito di piana terrazzata intravalliva e di fondovalle con successioni irregolari di alluvioni parzialmente ghiaiose (AES7, AES8, AES8a), poggianti a profondità variabile tra 5/ > 30 m su substrato marino "deteriorato" (Argille Azzurre, Selve Diare) (Sanse Lucio delle Spianate)
- 8 (fa_c)** $FA_{0,1-0,5s} = 1,9$
Ambito collinare con substrato marino potenzialmente "deteriorato" (Argille Azzurre, Sabbie Gialle) (Ortolo dei Fichi)
- 10 (fa)** $FA_{0,1-0,5s} > 2$
Ambito di piana terrazzata intravalliva con successioni irregolari di alluvioni fini più o meno compatte e parzialmente ghiaiose (AES8, AES8a), poggianti a profondità variabile tra 5/ > 10 m su substrato marino "deteriorato" (Argille Azzurre) (Erano)

Zone in cui è previsto come necessario il III livello di approfondimento

-  **Zone con terreni potenzialmente liquefacenti:**
Ambito con orizzonti spugnosi di sabbie fini e limi sabbiosi scarsamente consolidati e saturi entro i primi 15 metri di profondità



Piano Strutturale Comunale Associato

Faenza - Brisighella - Casola Valsenio - Castel Bolognese - Riolo Terme - Solarolo

PSC 2009

Quadro Consolativo

Valsat

Documento Preliminare

B.3.3.1.a

SISTEMA NATURALE ED AMBIENTALE

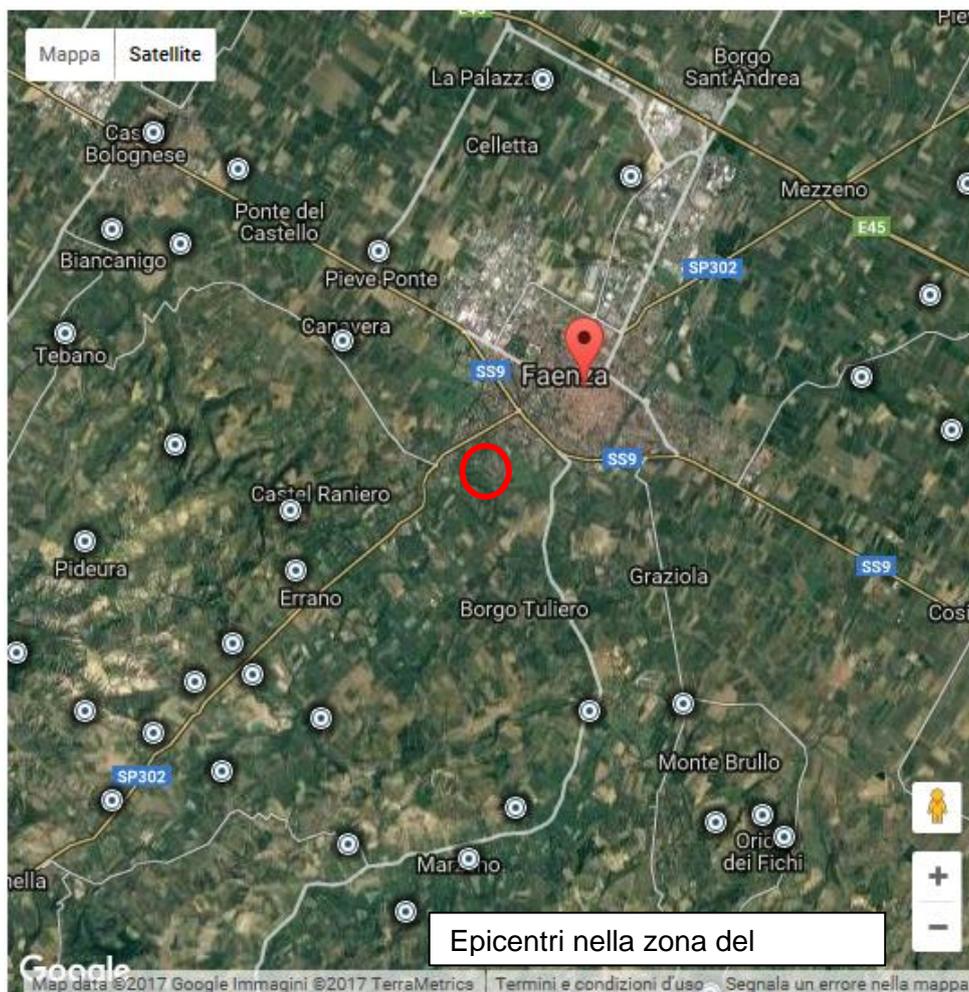
RISCHI NATURALI: carta di microzonazione sismica del Comune di Faenza (Capoluogo)

scala 1:10000

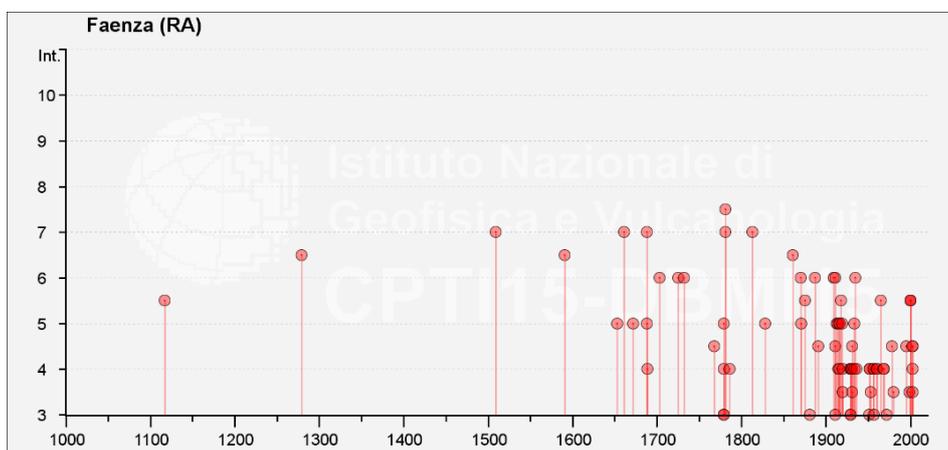
Per quanto riguarda la pericolosità sismica, come osservabile dalla carta sismotettonica, l'area di interesse si trova in zona caratterizzata da un sovrascorrimento riattivato (Reactivated thrust fault) di età Pliocenica-Pleistocenica, con un primo substrato sismico a profondità di circa 100 m (base di AES) quindi con possibili amplificazioni sismiche caratterizzate da tale discontinuità sismica.

Si rileva comunque che molto importante e significativo è valutare il periodo proprio di vibrazione del substrato al fine di realizzare strutture con periodo proprio diverso in modo da evitare i pericolosi fenomeni di risonanza, particolarmente importanti per definire la pericolosità sismica in questi ambiti.

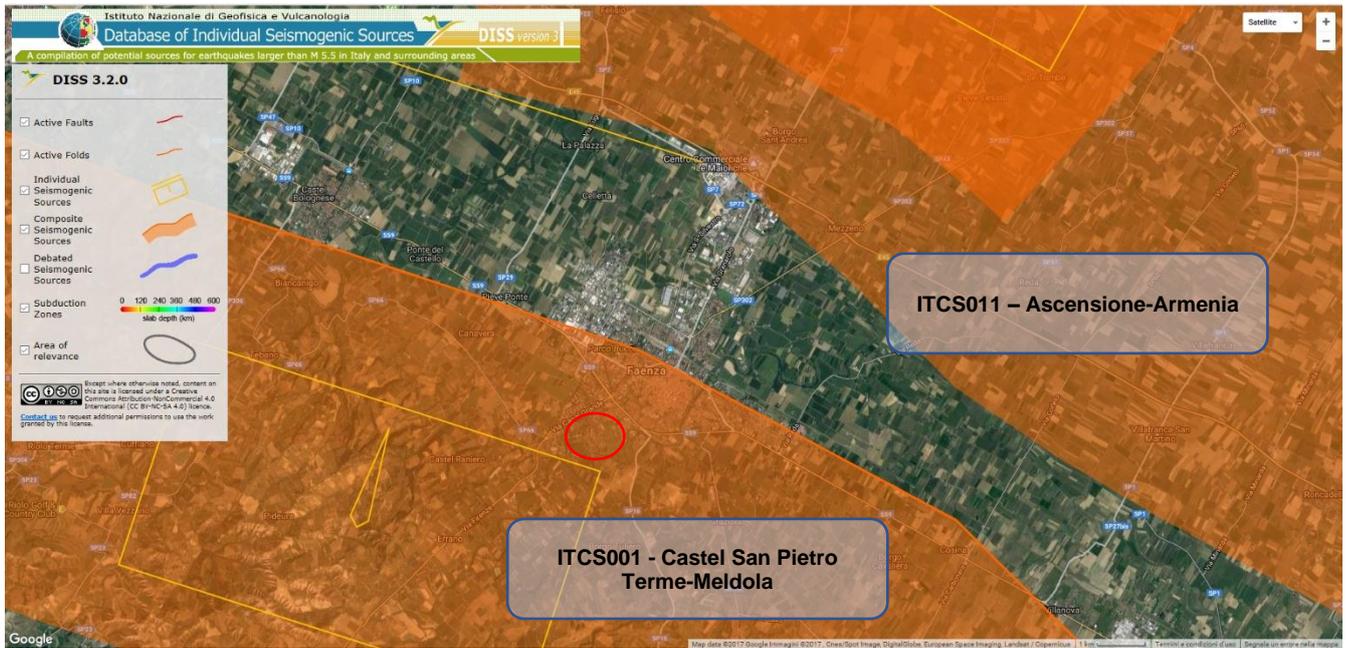
OSSERVAZIONI SISMICHE DISPONIBILI PER FAENZA (tratto da INGV)



Epicentri nella zona del



Si riportano la principali fonte sismogenetica che influenza il sito in esame.



Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
Database of Individual Seismogenic Sources DISS version 3

User: Guest | LOGIN HOME MAP SEARCH HELP

COMPOSITE SEISMOGENIC SOURCES ?

COMMENTARY PICTURES REFERENCES USER COMMENTS

GENERAL INFORMATION

DISS-ID	ITCS001
Name	Castel San Pietro Terme-Meldola
Compiler(s)	Burrato P.(1), Mariano S.(1)
Contributor(s)	Burrato P.(1), Mariano S.(1), Basili R.(1)
Affiliation(s)	1) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; Sismologia e Tettonofisica; Via di Vigna Murata, 605, 00143 Roma, Italy
Created	08-Jan-2005
Updated	25-Jun-2015

Display map ...

Related sources [ITIS093](#)

PARAMETRIC INFORMATION

PARAMETER	QUALITY	EVIDENCE
Min depth [km]	2.0 OD	Based on geological data from various authors.
Max depth [km]	8.0 OD	Based on geological data from various authors.
Strike [deg] min... max	110...140 LD	Based on geological data from various authors.
Dip [deg] min... max	30...40 LD	Based on geological data from various authors.
Rake [deg] min... max	80...100 LD	Based on geological data from various authors.
Slip Rate [mm/y] min... max	0.24...0.63 EJ	Inferred from geological data on adjacent structures.
Max Magnitude [Mw]	5.8 OD	Derived from maximum magnitude of associated individual source(s).

LD=LITERATURE DATA; OD=ORIGINAL DATA; ER=EMPIRICAL RELATIONSHIP; AR=ANALYTICAL RELATIONSHIP; EJ=EXPERT JUDGEMENT;

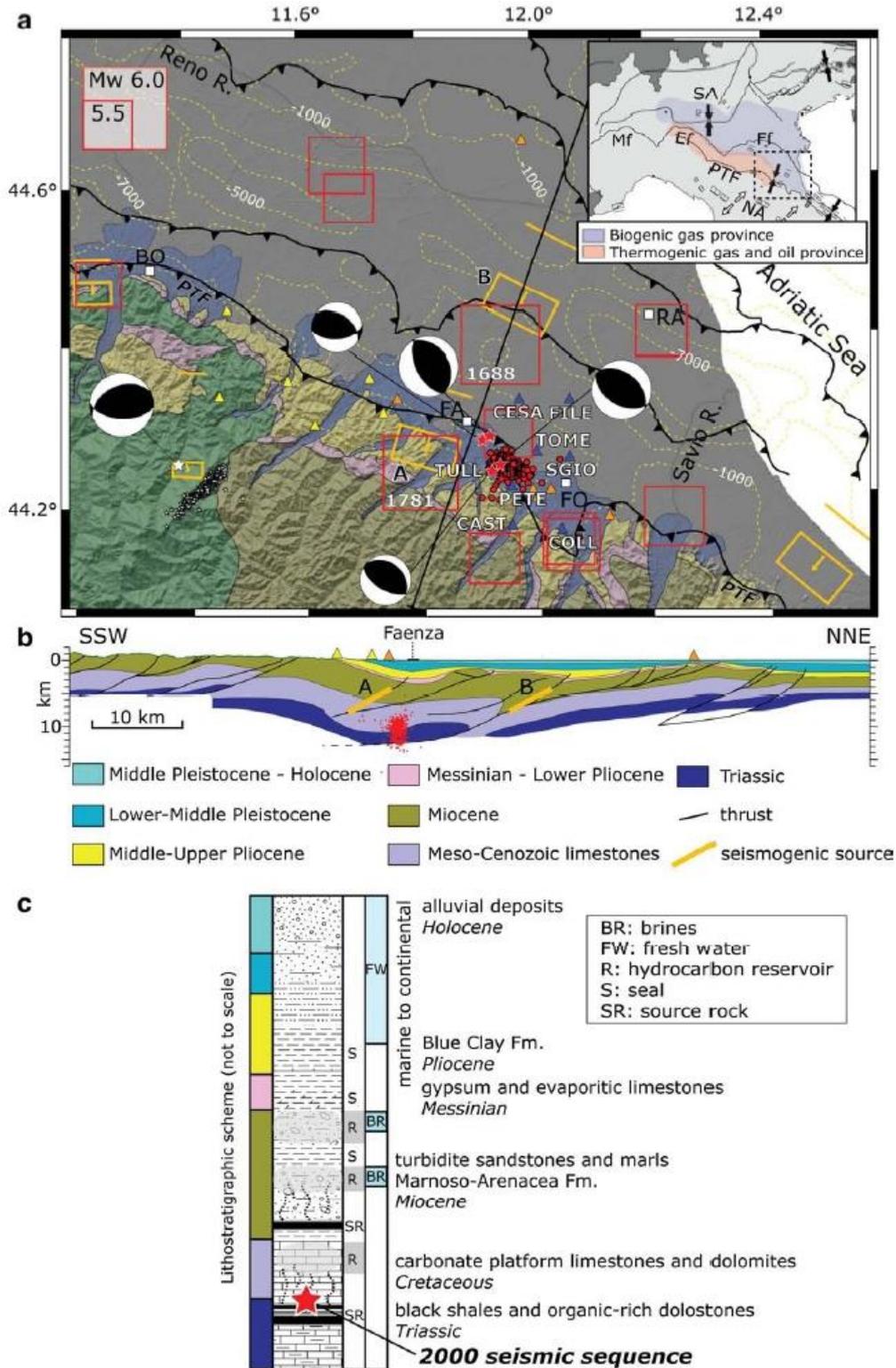
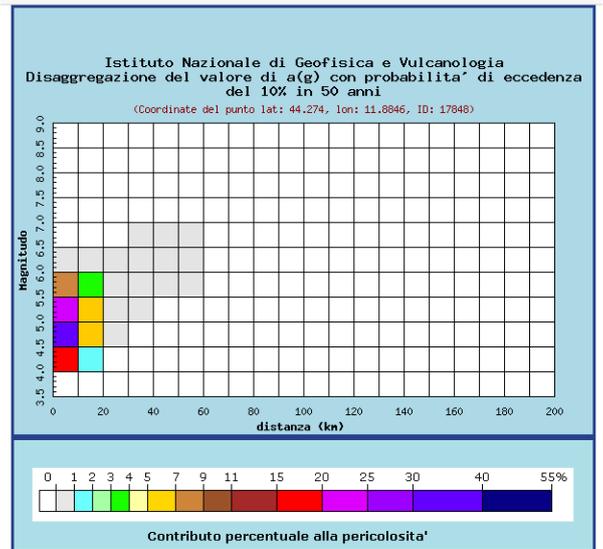
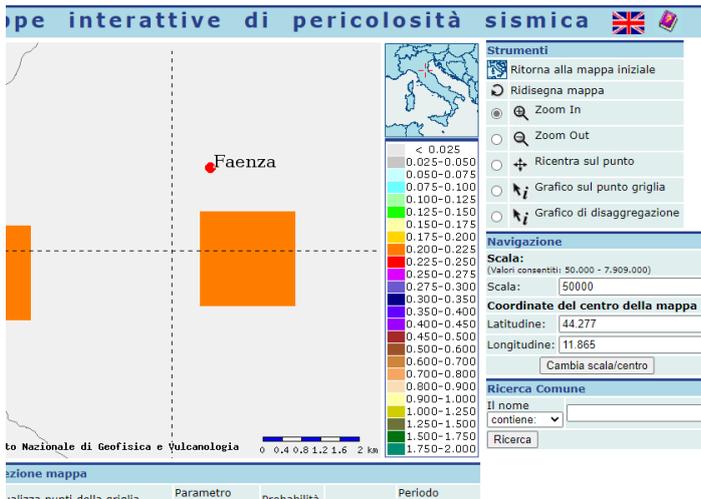


Fig. 1. (a) Seismotectonic sketch of the study area showing: historical seismicity of $M_w \geq 5.5$, red squares (CPTI Working Group, 2004); epicenters of the Faenza 2000 seismic sequences, red circles (this study); epicenters of the Monghidoro 2003 seismic sequences, white stars (Piccinini et al., 2006); focal mechanisms of the strongest events of the two sequences (from Pondrelli et al., 2006); surface projection of individual seismogenic sources, orange rectangles (DISS Working Group, 2007; <http://www.ingv.it/DISS/>); trace of the main Northern Apennines thrust fronts; temporary stations used in this study, blue triangles; mud volcanoes and CH_4 seeps, yellow and orange triangles, respectively (from Martinelli and Judd, 2004) and the isobaths of the base of the Pliocene, yellow dashed lines. Localities: Bologna, BO; Faenza, FA; Forlì, FO; Ravenna, RA. Inset: location map of the study area in the framework of the Northern Apennines (NA) and Southern Alps (SA) thrust fronts. The Northern Apennine oil provinces are also reported according to Etiope et al. (2007). Individual seismogenic sources from DISS are shown as black rectangles. White and black arrows highlight areas in extension along the Northern Apennines crest, and areas in compression along the Po Plain margins, respectively. Structures: Monferrato folds, Mf; Emilia folds, Ef; Ferrara-Romagna folds, Ff; Pede-appenninica Thrust Front, PTF. The map uses the 90 m SRTM DEM as topographic base (<http://srtm.csi.cgiar.org/>). (b) Cross-section showing hypocenters of the Faenza 2000 earthquakes plotted onto schematic geology (data from Boccaletti et al., 2004 and Massoli et al., 2006). The individual seismogenic sources of the 1781 (A) and 1688 (B) earthquakes are shown as thick orange lines. Trace of the section is in (a). (c) Lithostratigraphic scheme showing position of the main hydrocarbon reservoirs and seal rocks in the sedimentary sequence, and occurrence of fresh waters and brine fluids (modified from Lindquist, 1999). (For interpretation of the references to colour in this figure legend, the reader is referred to the web version of this article.)

MAPPE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA E DISAGGREGAZIONE



Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 44.274, lon: 11.8846, ID: 17848)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	18.200	34.800	20.400	7.850	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	1.320	5.120	6.010	3.910	0.118	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.000	0.088	0.725	0.981	0.078	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.000	0.023	0.203	0.045	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.023	0.032	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.930	6.690	1.040

N.T.C. 17-01-2018

Le indagini eseguite hanno permesso di verificare una **Vs30 attorno a 270÷330 m/s, quindi suoli di categoria C.**

Latitudine	44.2805
Longitudine	118683
Tipo di opera	2
Classe d'uso	Classe II
Vita Nominale (V_N)	≥ 50 anni
Coefficiente d'uso (C_U)	1.0
Vita di riferimento ($V_N \times C_U$)	50 anni
Accelerazione su suolo di riferimento rigido - SLV (ag/g)	0.206
Categoria di sottosuolo	C
Coefficiente di amplificazione per tipo di suolo (S)	1.39
Categoria topografica (T1)	1.0
Coefficiente di amplificazione per categoria topografica (S_T)	1.0
Accelerazione massima al suolo ($a_{max/g}$)= (ag/g)*S*S _T	0.286

D.G.R. n. 630/2019

L'area di interesse si trova in ambiente di "MARGINE" in particolare, si considera il margine A.

In base alle indagini geofisiche eseguite, il substrato, ovvero il bedrock-like, si trova ad una profondità attorno a 135 m, come desumibile dalla sezione litostratigrafica pubblicata dal Servizio Geologico della Regione Emilia-Romagna.

Mentre dalla Carta Sismotettonica pubblicata dalla Regione Emilia-Romagna si osserva un eventuale primo riflettore a circa 35 m, corrispondente alla base del Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore.

Sempre dalla suddetta cartografia si osserva che il meccanismo focale sismico si riferisce a comportamenti compressivi (faglia inversa).

MARGINE: settore di transizione tra la zona collinare (Appennino) e la pianura, o la costa, caratterizzato da terreni alluvionali prevalentemente fini (argille, limi, sabbie) sovrastanti orizzonti grossolani (ghiaie, ghiaie sabbiose, sabbie ghiaiose); il substrato geologico è generalmente costituito da sabbie marine o transizionali pleistoceniche (Sabbie Gialle) o dalla successione pelitica plio-pleistocenica (Argille Azzurre); il tetto del substrato geologico è a profondità indicativamente comprese tra 50 e 100 m; questo settore è suddiviso in:

Per il sito in esame si considera il modello assimilabile al *Margine di tipo B*.

MARGINE di tipo B: caratterizzato da spessore dei terreni superficiali fini o grossolani poco consolidati superiore a 30 m; la successione sottostante è costituita da alternanze di orizzonti grossolani e orizzonti fini;

V_{s30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,5

Fattore di Amplificazione **PGA**

V_{s30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SA1	1,8	1,8	1,8	1,7	1,7	1,5
SA2	2,6	2,6	2,3	2,1	1,9	1,7
SA3	3,1	2,9	2,7	2,4	2,3	2,1
SA4	3,0	2,9	2,6	2,3	2,1	1,9

Fattori di Amplificazione **SA1** ($0,1s \leq T \leq 0,5s$), **SA2** ($0,4s \leq T \leq 0,8s$), **SA3** ($0,7s \leq T \leq 1,1s$) e **SA4** ($0,5s \leq T \leq 1,5s$)

V_{s30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	1,9	1,9	1,9	1,8	1,7	1,6
SI2	2,9	2,8	2,5	2,3	2,1	2,0
SI3	3,3	3,1	2,7	2,4	2,2	2,0

Fattori di Amplificazione **SI1** ($0,1s \leq T \leq 0,5s$), **SI2** ($0,5s \leq T \leq 1,0s$), **SI3** ($0,5s \leq T \leq 1,5s$)

Considerano una V_{s30} , media attorno a 300 m/s, è possibile considerare i seguenti fattori di amplificazione

- F.A. P.G.A. = 1.6
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE $0.1s < T_0 < 0.5s$ = 1.8
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE $0.5s < T_0 < 1.0s$ = 2.3
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE $0.5s < T_0 < 1.5s$ = 2.4

Per quanto riguarda l' a_g al suolo attribuita al sito in esame, facendo sempre riferimento alla già citata D.G.R., si ha un valore pari a $a_g = 0.206 * 1.6 = 0.329g$, quindi superiore a quanto ottenuto seguendo le procedure della normativa nazionale.

Si valuta anche, per il sito di interesse, il valore di H_{SM} (Naso et al., 2019), parametro che esprime lo scuotimento atteso al sito in valore assoluto (accelerazione in cm/s^2), dato dal prodotto del parametro Acceleration Spectrum Intensity (ASI_{UHS}), valore integrale dello spettro di riferimento in accelerazione calcolato per l'intervallo di periodi $0,1s \leq T \leq 0,5s$, diviso per ΔT (in questo caso pari a 0,4s) e moltiplicato per il fattore di amplificazione in accelerazione (FA) calcolato per lo stesso intervallo di periodi:

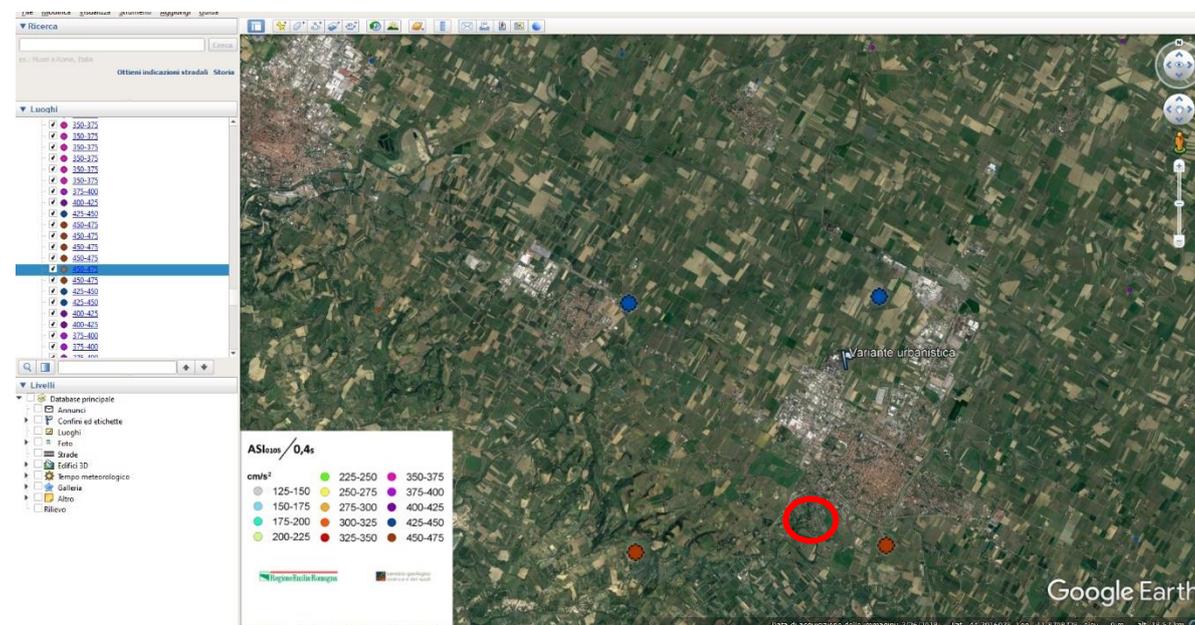
$$H_{SM} = \frac{ASI_{UHS}}{\Delta T} \times FA$$

I valori di $ASI_{UHS}/\Delta T$, calcolati per ogni punto della griglia INGV, sono riportati nel file all_4_coord.kmz (cartella Allegato_4.zip) disponibile nella pagina web dedicata agli indirizzi per gli studi di microzonazione sismica a cura del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli.

Facendo la media pesata dei valori suddetti, di cui al suddetto allegato, per il sito in esame si ottiene $ASI_{UHS} / \Delta T = 455$.

Pertanto, assumendo, per l'intervallo di periodi $0,1s \leq T \leq 0,5s$, il valore di $FA = 1.8$ si ottiene

$$H_{SM} = 819 \text{ cm/s}^2.$$



Analisi di Risposta Sismica Locale (RSL) – vedi appendice

Ad integrazione del presente elaborato si è provveduto a realizzare una analisi di Risposta Sismica Locale (RSL), utilizzando il programma STRATA, riportata in appendice.

Per la modellazione della RSL si è fatto riferimento alle tre tracce sismiche sismo compatibili scaricate dal sito della Regione Emilia-Romagna, specificatamente selezionate per il territorio regionale.

Nel documento di RSL si riporta anche il sondaggio e il down hole eseguito sull'area di progetto della nuova proposta di urbanizzazione prevalentemente residenziale.

Confrontando i risultati ricavati dalle NTC2018, dalla DGR 630-2019 e dalla RSL risulta:

Lo spettro elastico medio, relativo a tutte le 30 simulazioni per ognuno dei tre accelerogrammi forniti dalla Regione Emilia-Romagna, risulta coerente con lo spettro elastico semplificato delle NTC2018, almeno nella zona del plateau fino a $T=0.3$ sec. Oltre risulta più coerente con lo spettro elastico del modello semplificato della DGR 630/2019.

Considerando gli spettri elastici ritenuti più significativi per il sito in esame risulta un'accelerazione media al suolo di $a_g=0.277g$. Mentre considerando le suddette 30 simulazioni risulta una media di $a_g=0.306g$.

8.1 Analisi del rischio dei fenomeni cosismici

Una sollecitazione sismica provoca una messa in accelerazione delle particelle del suolo che possono determinare liquefazione e/o modificazioni topografiche dell'area.

Inoltre, sono possibili assestamenti per riduzione di porosità. Ciò avviene in misura maggiore per quei terreni incoerenti poiché i granuli sottoposti a vibrazione perdono resistenza di attrito e quindi vengono favoriti fenomeni di scorrimento con assestamenti e rifluimenti, con possibili processi di liquefazione in caso di terreni saturi di acqua.

La coesione conserva invece la sua efficacia, indipendentemente dalla vibrazione; quindi i terreni coerenti presentano, praticamente, inalterata la resistenza alle azioni taglianti rapide e con essi sono più rari cedimenti delle opere per assestamenti e rifluimenti generati da azioni dinamiche quali quelle sismiche.

La prima analisi da realizzare è verificare la suscettibilità ai fenomeni di liquefazione del sito in esame. Essa può essere definita come la propensione di una certa porzione di territorio a generare fenomeni di liquefazione, in occasione di un determinato sisma, in connessione con le proprie caratteristiche fisiche e alle condizioni geoambientali al contorno.

Nel caso specifico, per il sito in esame sono verificate le seguenti condizioni di base:

- nella successione litologica sono presenti orizzonti di argilla sabbiosa, limi sabbiosi, sabbie e sabbie limose ad una profondità inferiore ai 15÷20 m dal piano di campagna;
- la falda idrica presenta una profondità attorno a 14.3 m dal piano di campagna;
- gli eventi sismici attesi hanno magnitudo maggiore di $M > 5$;
- dalla profondità di -2.5÷5.5 m dal piano di campagna si incontra ghiaia con sabbia fino a -13.8 m dal piano di campagna, seguiti da limi argillosi, a luoghi con intercalazioni di limo sabbioso, fino a -20.7 m dal piano di campagna, risultando, quindi, i terreni granulari privi di falda idrica;
- lungo il profilo i terreni granulari risultano molto gradati, di natura ghiaiosa con elevate resistenze alla punta penetrometrica, quindi densità relativa $> 60\%$.

Pertanto, anche in base alla DGR 630/2019 e alle NTC2019, secondo i criteri riportati in letteratura il sito in esame non risulta suscettibile a fenomeni di liquefazione a seguito un sisma di progetto tempi di ritorno di 475 anni.

Tabella 2.7. Suscettibilità alla liquefazione (Obermeier, 1996)

Età del deposito	Profondità della falda dal p.c.		
	0-3 m	3-10 m	> 10 m
Tardo Olocene	Alta	Bassa	Nulla
Primo Olocene	Moderata	Bassa	Nulla
Tardo Pleistocene	Bassa	Nulla	Nulla

Tabella 2.8. Vulnerabilità alla liquefazione

Vulnerabilità alla liquefazione	Tessitura grossolana	Tessitura grossolana-media	Tessitura media	Tessitura medio-fine	Tessitura fine	Terreni ghiaiosi
Drenaggio buono, da moderato a buono	2	3	4	5	5	5
Drenaggio imperfetto	1	2	3	4	5	5
Drenaggio da scarso a molto scarso	0	1	2	3	4	4
Sommerso	0	0	1	2	3	3

LEGENDA
 (1) Vulnerabilità alla liquefazione > 90%
 (2) Vulnerabilità alla liquefazione > 70%
 (3) Vulnerabilità alla liquefazione > 50%
 (4) Vulnerabilità alla liquefazione > 30%
 (5) Non vulnerabile alla liquefazione.

9. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

9.1 METODO UTILIZZATO PER LA VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Un aspetto essenziale del metodo degli stati limite riguarda la scelta dei parametri da introdurre nel modello di calcolo. Riguardo ai calcoli geotecnici con il criterio degli stati limite si devono considerare nelle relazioni i parametri caratteristici.

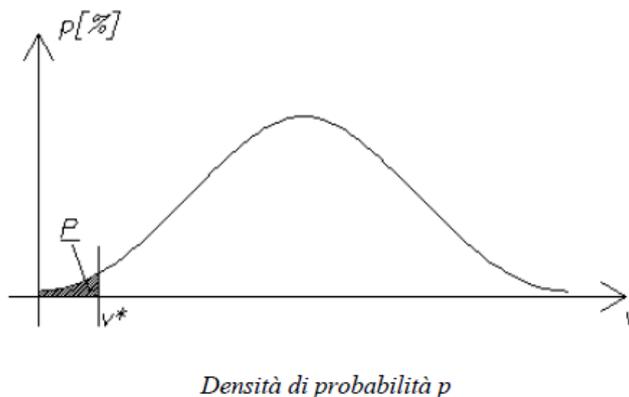
In base all'EC7, al punto 2.4.5.2.2(P), il valore caratteristico di un parametro geotecnico sarà scelto come una stima cautelativa del valore di influenza all'insorgere dello stato limite.

Da ciò discende:

- *Stima cautelativa*: si tratta di una stima che deve essere a favore della sicurezza. Cioè si deve tenere conto dell'incertezza esistente in geotecnica dovuta alla notevole variabilità delle proprietà dei depositi e all'incertezza dovuta alle informazioni non complete generalmente a disposizione tramite prove in situ e di laboratorio;
- *Valore che influenza l'insorgere dello stato limite*: il valore caratteristico è in funzione dello stato limite considerato, ad esempio la rottura al collasso verticale della fondazione. Si osserva che se invece della rottura al collasso verticale, esaminiamo la rottura allo slittamento, il valore del parametro geotecnico sarà generalmente diverso.

L'unica metodologia delineata dall'EC7 per la definizione dei valori caratteristici è di natura statistica, anche se questa non è resa obbligatoria, cioè non deve necessariamente essere adottata dai singoli stati membri.

Nel caso specifico utilizzando il metodo statistico il valore caratteristico di un particolare parametro di calcolo è definito come quel valore al quale è associato una determinata probabilità di non superamento.



Osservando la sopra riportata figura si rileva che P è la probabilità di non superamento della variabile v connessa al valore v^* (valore caratteristico cercato se $P=5\%$). v^* viene quindi calcolato imponendo che l'area P sia uguale a 5%.

In particolare in funzione del volume di terreno coinvolto nello stato limite considerato si possono presentare le seguenti situazioni:

1. Elevati volumi di terreno;
2. Piccoli volumi di terreno;
3. Campioni di scarsa numerosità.

1. Elevati volumi di terreno

Quando la zona di influenza coinvolge elevati volumi di terreno bisogna selezionare un 5° percentile della distribuzione media.

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95} \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

Dove:

x_k = valore caratteristico desiderato

\bar{x} = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

t = valore della distribuzione di student ad n-1 gradi di libertà con probabilità u=95%
(ossia $1-\alpha=0.95$ o alternativamente, $\alpha=0.05$)

s = deviazione standard del campione

n = numero di dati

2. Piccoli volumi di terreno

Nel caso che la rottura sia locale, ossia interessi volumi relativamente piccoli del terreno, la formula da applicare è la seguente.

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0.05} \cdot s \approx \bar{x} \pm 1.645 \cdot s$$

Dove:

x_k = valore caratteristico desiderato

\bar{x} = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

z = distribuzione normale standardizzata

s = deviazione standard del campione

3. Campioni di scarsa numerosità

Per campioni di scarsa numerosità è possibile utilizzare anche la più generica equazione di Schneider, che offre la seguente formula semplificata:

$$x_k = \bar{x} * 1 - \frac{COV}{2}$$

Dove:

x_k = valore caratteristico desiderato

\bar{x} = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

COV = covarianza

Diversi autori propongono valori di covarianza per i vari parametri geotecnici

Shneider (1997)

Angolo di attrito = 10%

Coesione = 40%

Modulo di comprimibilità = 40%

Phoon et al. 1995

Peso di volume naturale = 7%

Valore di qc (MPa) per sabbie = 38%

Valore di qc (MPa) per argille limose = 27%

Valore di qT (MPa) per argille = 8%

Densità relativa (%) per sabbie = 10-40%

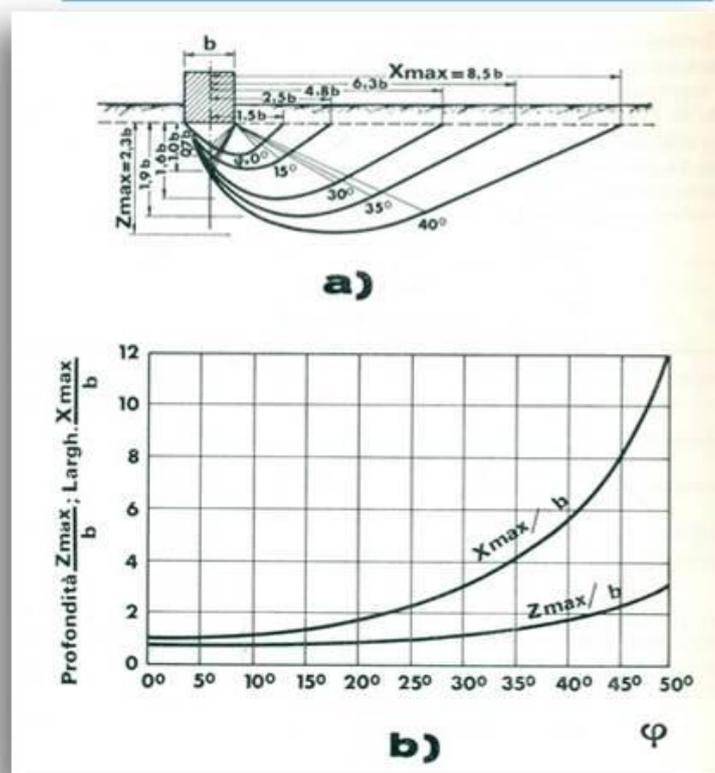
9.1.1 Parametri geotecnici caratteristici per la valutazione delle resistenze di progetto

Nel caso in esame, considerando le sopra riportate relazioni, si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici ricavati dall'elaborazione delle prove penetrometriche.

Considerando fondazioni superficiali, meccanismo di rottura di tipo generale e il volume interessato dall'inviluppo di rottura, dovranno utilizzarsi i seguenti valori per valutare le resistenze di progetto

Si evidenzia che in considerazione del tipo di prova, penetrometrie, per i terreni a grana fine risultano più attendibili i parametri geotecnici in condizioni non drenate.

Metodo utilizzato per la valutazione del volume interessato dalla rottura



- a) Superfici di rottura per valori diversi dell'angolo di attrito;
- b) Corrispondenti variazioni dell'approfondimento (Z_{max}) e dell'estensione (X_{max}) della superficie di scorrimento.

PER FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLATEA

Dimensioni equivalenti 10x20 m, posta a profondità di 0.5 m.

Prove CPTU n. 1 e CPTU n.3

		Condizioni non drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 10$ m e profondità di posa $D = 0.5 \sim 0.5$ m		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ	n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE DRENATA	C'	n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE NON DRENATA	C_u	0.8 daN/cm ²	0.61 daN/cm ²	0.8 daN/cm ²	0.11 daN/cm ²
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	n/a	n/a	n/a	n/a
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.36	0.04
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0	G_0	511 daN/cm ²	243 daN/cm ²	534 daN/cm ²	176 daN/cm ²
MODULO ELASTICO	E	807 daN/cm ²	326 daN/cm ²	847 daN/cm ²	317 daN/cm ²
Ki DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			11.13 daN/cm ²	7.82 daN/cm ²
Kw DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 10$ m Vesic	K_w			0.97 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1826 daN/m ³	1670 daN/m ³	1839 daN/m ³	103 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1426 daN/m ³	1270 daN/m ³	1439 daN/m ³	103 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			28.33	3.23

		Condizioni drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 10$ m e profondità di posa $D = 0.5 \sim 0.5$ m		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ	38.0 °	30.5 °	38.6 °	5.0 °
COESIONE DRENATA	C'	n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE NON DRENATA	C_u	n/a	n/a	n/a	n/a
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	33.6 °	32.1 °	33.8 °	1.0 °
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.36	0.04
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0	G_0	511 daN/cm ²	243 daN/cm ²	534 daN/cm ²	176 daN/cm ²
MODULO ELASTICO	E	807 daN/cm ²	326 daN/cm ²	847 daN/cm ²	317 daN/cm ²
Ki DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			11.13 daN/cm ²	7.82 daN/cm ²
Kw DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 10$ m Vesic	K_w			0.97 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1826 daN/m ³	1670 daN/m ³	1839 daN/m ³	103 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1426 daN/m ³	1270 daN/m ³	1439 daN/m ³	103 daN/m ³

PER FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLATEA

Dimensioni equivalenti 10x20 m, posta a profondità di 0.5 m.

Prove CPTU n. 2 e CPTU n.4

Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 10$ m e profondità di posa $D = 0.5 \sim 0.5$ m		Condizioni non drenate			
		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ	n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE DRENATA	C'	n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE NON DRENATA	C_u	1.06 daN/cm ^q	0.76 daN/cm ^q	1.06 daN/cm ^q	0.18 daN/cm ^q
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	n/a	n/a	n/a	n/a
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.3	0.05
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0	G_0	560 daN/cm ^q	233 daN/cm ^q	579 daN/cm ^q	210 daN/cm ^q
MODULO ELASTICO	E	484 daN/cm ^q	-	514 daN/cm ^q	331 daN/cm ^q
K_i DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			6.37 daN/cm ^c	7.68 daN/cm ^c
K_w DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 10$ m Vesic	K_w			0.57 daN/cm ^c	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1885 daN/m ^c	1776 daN/m ^c	1891 daN/m ^c	70 daN/m ^c
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1485 daN/m ^c	1376 daN/m ^c	1491 daN/m ^c	70 daN/m ^c
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			16.50	5.66

Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 10$ m e profondità di posa $D = 0.5 \sim 0.5$ m		Condizioni drenate			
		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ	30.4 °	17.2 °	31.2 °	8.5 °
COESIONE DRENATA	C'	n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE NON DRENATA	C_u	n/a	n/a	n/a	n/a
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	32.1 °	28.9 °	32.4 °	2.1 °
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.3	0.05
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0	G_0	560 daN/cm ^q	233 daN/cm ^q	579 daN/cm ^q	210 daN/cm ^q
MODULO ELASTICO	E	484 daN/cm ^q	-	514 daN/cm ^q	331 daN/cm ^q
K_i DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			6.37 daN/cm ^c	7.68 daN/cm ^c
K_w DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 10$ m Vesic	K_w			0.57 daN/cm ^c	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1885 daN/m ^c	1776 daN/m ^c	1891 daN/m ^c	70 daN/m ^c
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1485 daN/m ^c	1376 daN/m ^c	1491 daN/m ^c	70 daN/m ^c
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			16.50	5.66

MODULO DI REAZIONE DI WINKLER

Si ricorda che il modulo di reazione non dipende unicamente dalle caratteristiche del terreno di fondazione, ma anche dalle dimensioni della struttura e dall'entità e posizione dei carichi applicati. Pertanto è un parametro di interazione struttura-terreno che deve essere valutato specificatamente dal progettista anche sulla base delle peculiarità della struttura in progetto.

Nel caso specifico il valore riportato nelle sopra riportate tabelle è stato valutato utilizzando la formula di Vesic (1961).

$$k = E/B*(1-\mu^2)$$

dove

k = modulo di reazione di Winkler

E = modulo elastico

B = larghezza della fondazione

μ = coefficiente di Poisson

Ad ogni modo valori indicativi del modulo di reazione possono essere, ad esempio, ricavati dalla seguente tabella proposta da vari autori

Terreno	Valore minimo	Valore massimo
Sabbia sciolta	0.48	1.60
Sabbia mediamente compatta	0.96	8.00
Sabbia compatta	6.40	12.80
Sabbia argillosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia limosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia e ghiaia compatta	10.00	30.00
Terreno argilloso con $qu < 2 \text{ Kg/cm}^2$	1.20	2.40
Terreno argilloso con $2 < qu < 4 \text{ Kg/cm}^2$	2.20	4.80
Terreno argilloso con $qu > 2 \text{ Kg/cm}^2$	>4.80	

Valori indicativi della costante di Winkler K in Kg/cm³

Il progettista potrà valutare il valore più opportuno anche in base alle caratteristiche dell'opera di fondazione in progetto, oltre a quelle relative al terreno del substrato, essendo il valore specificatamente influenzato dalla interazione struttura-terreno.

9.1.2 Parametri geotecnici caratteristici delle unità litostratigrafiche del sito indagato

Si stimano i parametri geotecnici caratteristici delle varie unità litostratigrafiche considerando, in funzione delle prove geognostiche eseguite (test penetrometrici), i parametri geotecnici inerenti ai terreni di natura argillosa, con comportamento geotecnico a breve termine, quindi in condizioni non drenate, risultano, nel caso specifico, più attendibili rispetto a quelle drenate, a lungo termine.

Attenzione, i parametri geotecnici dell'unità geotecnica A devono essere presi con cautela in quanto terreni alterati.

Per la valutazione dei cedimenti, nel caso specifico, si è fatto opportunamente riferimento ai valori del modulo edometrico (M) ricavato ogni 2 cm di avanzamento e graficati nel modulo di calcolo allegato.

Prove CPTU n. 1 e CPTU n.3

ANGOLO DI ATTRITO Searly (argille) e Kulhawy Mayne (sabbie)	ANGOLO DI ATTRITO A VOLUME COSTANTE	DENSITA' RELATIVA Tatsuoka 1990	COESIONE DRENATA	COESIONE NON DRENATA programma Robertson 2013	COEFFICIENTE DI POISSON Manuale di uso C.D.G.	MODULO DI TAGLIO INIZIALE Robertson 2013	MODULO ELASTICO autori vari	MODULO EDOMETRICO Benassi	Ki di Winkler per piastra di 30cm	Kh di Winkler per pali di diametro 30cm	DENSITA' DEL TERRENO	DENSITA' DEL TERRENO SECCO	OVER CONSOLIDATION RATIO Marchi / SGT 2014
--	--	------------------------------------	------------------	--	---	---	--------------------------------	---------------------------	--------------------------------------	--	----------------------	----------------------------	---

VALORI CARATTERISTICI PER PICCOLI VOLUMI

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C'	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ_s valori medie	OCR valori medie
°	°	%	daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/mc	kg/mc	
20.4			0.37	0.31	0.23	182	82	27	1.24	1.27	1739	1339	46.60
38.9	32.6	62.5			0.37	309	628	178	6.53	7.99	1841	1441	
36.9	32.8	48.7			0.37	217	409	37	0.00	0.00	1834	1434	
43.9	30.2	96.8			0.39	939	1779	714	43.29	39.96	1972	1572	

VALORI CARATTERISTICI PER GRANDI VOLUMI

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C'	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ_s valori medie	OCR valori medie
°	°	%	daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/mc	kg/mc	
22.6			0.46	0.62	0.23	252	159	53	2.06	2.07	1739	1339	46.60
40.1	32.3	70.3			0.37	513	872	244	10.66	12.04	1841	1441	
39.2	32.5	64.5			0.37	511	792	236	8.54	9.79	1834	1434	
43.9	30.2	96.8			0.39	944	1781	715	43.34	39.99	1972	1572	

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1		CPT 3	
	DA	A	DA	A
A	0.00	0.70	0.00	0.70
B	0.70	2.50	0.70	2.30
C	2.50	3.20	2.30	2.60
D	3.20	3.60	2.60	2.70

ic	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
MEDIANA	ROBERTSON	ROBERTSON 1990
2.89	4	limo argilloso-argilla limosa
1.80	6	sabbia-sabbia limosa
1.71	6	sabbia-sabbia limosa
1.33	6	sabbia-sabbia limosa

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1		CPT 3	
	DA	A	DA	A
A	0.00	0.70	0.00	0.70
B	0.70	2.50	0.70	2.30
C	2.50	3.20	2.30	2.60
D	3.20	3.60	2.60	2.70

ic	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
MEDIANA	ROBERTSON	ROBERTSON 1990
2.89	4	limo argilloso-argilla limosa
1.80	6	sabbia-sabbia limosa
1.71	6	sabbia-sabbia limosa
1.33	6	sabbia-sabbia limosa

Prove CPTU n. 2 e CPTU n.4

ANGOLO DI ATTRITO Searly (argille) e Kulhawy Mayne (sabbie)	ANGOLO DI ATTRITO A VOLUME COSTANTE	DENSITA' RELATIVA Tatsuoka 1990	COESIONE DRENATA	COESIONE NON DRENATA programma Robertson 2013	COEFFICIENTE DI POISSON Manuale di uso C.D.G.	MODULO DI TAGLIO INIZIALE Robertson 2013	MODULO ELASTICO autori vari	MODULO EDOMETRICO Benassi	Ki di Winkler per piastra di 30cm	Kh di Winkler per pali di diametro 30cm	DENSITA' DEL TERRENO	DENSITA' DEL TERRENO SECCO	OVER CONSOLIDATION RATIO Marchi / SGT 2014
--	-------------------------------------	------------------------------------	------------------	--	--	---	--------------------------------	------------------------------	--------------------------------------	--	----------------------	----------------------------	---

UNITA' GEOTECNICA	CPT 2		CPT 4		Ic	ZONA ROBERTSON	LITOTIPO PREVALENTE ROBERTSON 1990
	DA	A	DA	A			
A	0.00	0.50	0.00	0.50	2.91	4	limo argilloso-argilla limosa
B	0.50	1.00	0.50	1.00	2.82	4	limo argilloso-argilla limosa
C	1.00	2.50	1.00	3.00	2.69	4	limo argilloso-argilla limosa
D	2.50	4.00	3.00	3.00	2.14	5	sabbia limosa-limo sabbioso
E	4.00	4.90	3.00	5.40	1.92	6	sabbia-sabbia limosa
F			5.40	5.60	1.18	7	ghiaia-sabbia

VALORI CARATTERISTICI PER PICCOLI VOLUMI

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C'	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ_s valori medie	OCR valori medie
°	°	%	daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/m ²	kg/m ²	
20.3			0.45	0.42	0.23	197	93	31	1.49	1.49	1746	1346	70.16
19.5			0.50	0.78	0.25	287	192	64	2.54	2.54	1835	1435	24.74
14.5			0.50	0.88	0.27	372	222	81	1.93	2.51	1897	1497	13.76
33.5	30.9	36.8			0.33	323	261	94	0.90	1.62	1824	1424	10.74
36.1	32.7	43.1			0.35	414	268	89	0.00	0.00	1935	1535	
43.2	30.8	91.6			0.39	743	1697	634	32.44	31.32	1861	1461	

UNITA' GEOTECNICA	CPT 2		CPT 4		Ic	ZONA ROBERTSON	LITOTIPO PREVALENTE ROBERTSON 1990
	DA	A	DA	A			
A	0.00	0.50	0.00	0.50	2.91	4	limo argilloso-argilla limosa
B	0.50	1.00	0.50	1.00	2.82	4	limo argilloso-argilla limosa
C	1.00	2.50	1.00	3.00	2.69	4	limo argilloso-argilla limosa
D	2.50	4.00	3.00	3.00	2.14	5	sabbia limosa-limo sabbioso
E	4.00	4.90	3.00	5.40	1.92	6	sabbia-sabbia limosa
F			5.40	5.60	1.18	7	ghiaia-sabbia

VALORI CARATTERISTICI PER GRANDI VOLUMI

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C'	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ_s valori medie	OCR valori medie
°	°	%	daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/m ²	kg/m ²	
22.2			0.48	0.62	0.23	220	154	51	2.09	2.09	1746	1346	70.16
21.4			0.50	0.92	0.25	367	239	80	2.95	2.95	1835	1435	24.74
23.7			0.50	1.32	0.27	483	340	123	3.33	3.54	1897	1497	13.76
35.9	32.3	44.1			0.33	446	391	137	2.35	3.23	1824	1424	10.74
39.3	32.5	64.6			0.35	756	747	320	10.02	11.05	1935	1535	
43.1	30.8	91.3			0.39	741	1683	628	31.83	30.83	1861	1461	

9.2 VALUTAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) – STATO LIMITE DI RESISTENZA DEL TERRENO

Nel caso specifico si considerano gli approcci delle NTC 2018, nei termini agli SLU. Considerando i seguenti simboli, riportati nelle NTC 2018.

A = azioni
M = parametri geotecnici
R = resistenze
G1 = azioni strutturali
G2 = azioni non strutturali permanenti
Q = Azioni variabili

Approccio 2, A1+M1+R3, nel caso specifico si applicano i coefficienti riduttivi solo sulle resistenze R3 e amplificazione sulle azioni statiche A1.

AZIONI: secondo tab. 6.2.I (A1) delle NTC 2018: $G1 \times 1.3 + G2 \times 1.5 + Q \times 1.5$

PARAMETRI: secondo tab. 6.2.II (M1) delle NTC 2018

Peso unità di volume $\gamma_k = 1$
Coesione non drenata $c_{uk} = \gamma_{cu} = 1$
Coesione drenata $c'_{k} = \gamma_{cu} = 1$
Tangente angolo di attrito interno $\tan(\phi'_k) = \gamma_\phi = 1$

PARAMETRI: secondo tab. 6.4.I (R3) delle NTC 2018

capacità portante: $\gamma_R = 2.3$
scorrimento: $\gamma_R = 1.1$

In riferimento alle verifiche sismiche, la progettazione delle fondazioni è condotta unitamente alla progettazione dell'opera alla quale appartengono e richiede preliminarmente:

1. la valutazione della risposta sismica locale del sito, secondo quanto indicato al § 7.11.3.1;
2. la valutazione della sicurezza del sito nei confronti della liquefazione e della stabilità globale, secondo quanto indicato rispettivamente ai §§ 7.11.3.4. e 7.11.3.5;

le analisi al punto (1) devono consentire di motivare la scelta dell'azione sismica adottata nella progettazione dell'intera opera; le analisi al punto (2) devono indicare esplicitamente gli interventi eventualmente necessari a garantire la stabilità globale del sito.

Per le azioni trasmesse in fondazione, nonché per i requisiti e i criteri di modellazione della stessa, si rinvia ai precedenti §§ 7.2.5 e 7.2.6.

Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.

Il progettista dovrà verificare la congruenza delle presenti valutazioni sulla base della peculiarità dell'opera in progetto, ed eventualmente verificare in modo più opportuno le resistenze del terreno agli SLU, agli SLV e agli SLE, come previsto dalle NTC2018.

9.2.1 Calcolo del carico limite dell'insieme fondazione-terreno - premessa

La determinazione della pressione ultima del terreno permette di individuare l'instaurarsi o meno di fenomeni con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite determinata nel terreno di fondazione dalle azioni trasmesse al terreno al piano di posa della fondazione.

La valutazione della capacità portante di fondazione superficiale è stata effettuata con i criteri suggeriti da Terzaghi ed introducendo i più recenti suggerimenti per il calcolo dei coefficienti correttivi per le condizioni di carico eccentrico. I calcoli sono stati effettuati adottando sia la condizione drenata di lungo periodo, sia la condizione non drenata.

In particolare, si farà riferimento alla formulazione di Brinch-Hansen:

per condizioni drenate: $q_{ult} = \frac{1}{2}\gamma' B N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$

e per condizioni non drenate: $q_{ult} = 5.14 c_u (1+s'_c+d'_c-i'_c-b'_c-g'_c)+q'$

con: N_{γ}, N_c, N_q = fattori di capacità portante, s_{γ}, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione, i_{γ}, i_c, i_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione del carico, b_{γ}, b_c, b_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione della base della fondazione, g_{γ}, g_c, g_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione del piano campagna, d_c, d_q = fattori che dipendono dalla profondità del piano di posa.

Per la verifica della resistenza allo scorrimento si applica la seguente relazione generale:

$$Ed = H \leq Rd = 1/\gamma_R * [c_k/\gamma_c * B*L + Nd*\tan(\phi_k')/\gamma_{\phi}]$$

Che nel caso di valutazione delle resistenze in condizioni non drenate diventa:

$$Ed = H \leq Rd = 1/\gamma_R * [c_{uk}/\gamma_{cu} * B*L]$$

Dove

- Ed = H = azione orizzontale sulla fondazione
- Rd = resistenza allo scorrimento
- B = larghezza fondazione
- L = lunghezza fondazione
- Nd = azione verticale sulla fondazione

Mentre gli altri simboli hanno il significato già sopra riportato.

A favore della sicurezza, per tenere conto dell'attrito fondazione-terreno, si applicherà un coefficiente riduttivo ai parametri geotecnici caratteristici pari a 0.66.

Considerando che le azioni orizzontali si riferiscono alle azioni sismiche, agendo queste ultime per breve tempo ed essendo il terreno resistente di natura argillosa, nella valutazione delle resistenze allo scorrimento si farà riferimento alle condizioni non drenate, tra l'altro più cautelative di quelle drenate.

Per le verifiche in parola viene adottato l'Approccio 2, combinazione 1: (A1+M1+R3).

In generale, per i terreni coesivi (in particolare sotto falda) in condizioni sismiche è consono l'utilizzo dei parametri geotecnici non drenati di breve termine.

Per le condizioni statiche di lungo termine in generale per i terreni incoerenti è consono l'utilizzo dei parametri geotecnici drenati.

Per i terreni coesivi in condizioni statiche di lungo termine è necessario adottare i parametri più cautelativi tra quelli drenati e non drenati in base alla singola verifica da effettuare.

Per i terreni coesivi, in condizioni sismiche, ovvero con azioni di breve durata, si dovrà fare riferimento specifico ai parametri geotecnici e alle resistenze in condizioni non drenate di breve termine. Mentre per i terreni granulari si considerano le sole condizioni a lungo termine.

Considerato l'approccio e la combinazione di calcolo adottata, per l'analisi geotecnica, i parametri geotecnici saranno fattorizzati ponendo pari all'unità i coefficienti parziali, e la resistenza di progetto è

calcolata con il valore del coefficiente parziale pari a $\gamma_R=2,3$. Le azioni saranno fattorizzate dal progettista in relazione alla combinazione adottata A1+M1+R3.

Nel caso specifico, nei calcoli a seguire, si applicherà l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (Al-Karni & Budhu, 1993), considerando, come previsto dalla normativa, il valore del coefficiente a $\gamma_R=1,8$.

9.2.2 Fondazione e parametri geotecnici caratteristici utilizzati nei calcoli del carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Nei calcoli a seguire si farà riferimento ad una fondazione a platea con dimensioni equivalenti di circa 10x20 m, incastro terreno-fondazione di almeno 0.5 m.

A favore della sicurezza si utilizzeranno i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

per verifica carico limite, rottura generale

- condizioni non drenate
 - coesione non drenata: $c_u=80$ kPa

- condizioni drenate
 - angolo di attrito interno: $\phi' = 30^\circ$
 - coesione drenata: $c'=0$ kPa

per verifica slittamento.

- condizioni non drenate
 - coesione non drenata: $c_u=70$ kPa

- condizioni drenate
 - angolo di attrito interno: $\phi' = 19^\circ$
 - coesione drenata: $c'=40$ kPa

9.2.3 Collasso per carico limite dell'insieme "fondazione-terreno" – approccio 2

CONDIZIONI NON DRENATE

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	0.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$	0.00
Resistenza non drenata (kPa)	c_{uk}	80.00
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00
Densità efficace sotto la fondazione (kN/mc)	γ_2	10.00

PARAMETRI GEOTECNICI PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	0.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$	0.00
Fattore riduttivo del angolo di resistenza al taglio terreno - fondazione	$M\%$	0.67
Resistenza non drenata terreno-fondazione (kPa)	c_{ak}	70.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	$MC\%$	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	10.00

FONDAZIONE DI 10 X 20 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 0.5 M

Verifiche in condizioni non drenate

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	346 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.8
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	192 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$T_{lim} =$	46 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	42 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	465 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	202 [kPa] x B * L

CONDIZIONI DRENATE

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	30.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$	0.58
Coesione efficace (kPa)	C_k	0.00
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00
Densità efficace sotto la fondazione (kN/mc)	γ_2	10.00

PARAMETRI GEOTECNICI PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	19.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$	0.34
Fattore riduttivo del angolo di resistenza al taglio terreno - fondazione	$MV\%$	0.67
Coesione efficace terreno-fondazione (kPa)	C_k	40.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	$MC\%$	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	10.00

FONDAZIONE DI 10 X 20 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 0.5 M

Verifiche in condizioni drenate

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	242 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.8
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	134 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$T_{lim} =$	37 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	34 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	762 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	331 [kPa] x B * L

9.3 VALUTAZIONE DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) – DEFORMAZIONI IRREVERSIBILI

Per la verifica dei cedimenti, in base al progetto, è stata ipotizzata una fondazione a platea con dimensione equivalente di 10x20 m posta a profondità di circa -0.5 m dal piano di campagna originale.

La valutazione dei carichi per lo Stato Limite di Esercizio è stata condotta in modo iterativo sulla base degli ipotizzati cedimenti ammissibili dalla struttura, facendo riferimento a quanto proposto da BJERRUM (1963) e da WILUN & STARZEWSKI (1975), ponendosi in ogni caso a favore della sicurezza.

Per la distribuzione dei carichi in profondità si è fatto uso del metodo di Steinbrenner con soluzione di Ohde.

Mentre i relativi assestamenti del terreno sono stati verificati applicando la teoria dei cedimenti a tempo infinito e all'80% del costipamento dei pori.

Per la $\Sigma s = \Sigma(\Delta h \cdot m_v \cdot \Delta p)$

con

s = entità del cedimento (cm)

Δh = spessore del terreno sottoposto al calcolo (cm)

Δp = carico agente sullo spessore considerato (Kg/cmq)

M_v = coefficiente di compressibilità volumetrica (cmq/Kg)

si ottengono i risultati riportati nelle tabelle allegate.

Pertanto, le resistenze del terreno in riferimento al carico medio distribuito su tutta la base della fondazione, e ricavato iterativamente sulla base dei cedimenti ammissibili dalla fondazione, valutazione degli effetti delle **deformazioni irreversibili** – SLE - risultano:

<i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> Tipologia fondazioni: platea 10x20 m	$N_k \leq$	Cd = 70 [kPa] x B*L
--	------------	----------------------------

limite delle azioni caratteristiche (N_k) che risulta opportuno non superare al fine di non avere assestamenti non tollerabili dalla struttura.

RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)

Comune	Faenza	Distanza fondazione tra (m)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	spigolo centro
Localita'	Faenza					
Committente	CO.ABI Società Cooperativa			5.00	10.00	11.18
Fondazione rettangolare	10 X 20 m		spigolo corto	5.00	11.18	10.00
Piano di posa	0.5 – 0.5 m		spigolo lungo	10.00	11.18	5.00
Carico applicato	0.7 daN/cm2		centro	11.18	10.00	5.00

CEDIMENTI EDOMETRICI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE POSIZIONE NELLA PIANTA DI FONDAZIONE

PROVA 1	Cedimenti cumulativo cm	Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	spigolo centro
Pianta rettangolare	secondo Benassi					
priva rigidezza angolo	0.21	angolo		0.18	0.20	0.56
priva rigidezza spigolo corto	0.39	spigolo corto	0.18		0.37	0.38
priva rigidezza spigolo lungo	0.41	spigolo lungo	0.20	0.37		0.37
priva rigidezza centro	0.77	centro	0.56	0.38	0.37	
rigida 0.00	0.75					

PROVA 2	Cedimenti cumulativo cm	Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	spigolo centro
Pianta rettangolare	secondo Benassi					
priva rigidezza angolo	0.44	angolo		0.37	0.41	1.16
priva rigidezza spigolo corto	0.81	spigolo corto	0.37		0.04	0.79
priva rigidezza spigolo lungo	0.85	spigolo lungo	0.41	0.04		0.74
priva rigidezza centro	1.59	centro	1.16	0.79	0.74	
rigida 0.00	1.55					

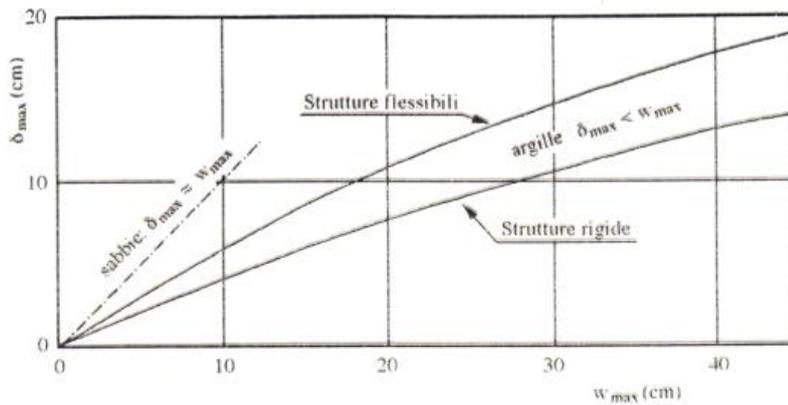
PROVA 3	Cedimenti cumulativo cm	Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	spigolo centro
Pianta rettangolare	secondo Benassi					
priva rigidezza angolo	0.15	angolo		0.14	0.15	0.42
priva rigidezza spigolo corto	0.29	spigolo corto	0.14		0.01	0.15
priva rigidezza spigolo lungo	0.30	spigolo lungo	0.15	0.01		0.01
priva rigidezza centro	0.58	centro	0.42	0.15	0.01	
rigida 0.00	0.56					

PROVA 4	Cedimenti cumulativo cm	Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	spigolo centro
Pianta rettangolare	secondo Benassi					
priva rigidezza angolo	0.45	angolo		0.38	0.42	1.19
priva rigidezza spigolo corto	0.83	spigolo corto	0.38		0.04	0.81
priva rigidezza spigolo lungo	0.87	spigolo lungo	0.42	0.04		0.76
priva rigidezza centro	1.64	centro	1.19	0.81	0.76	
rigida 0.00	1.58					

Tabelle di riferimento per i cedimenti ammissibili.

Tabella cedimenti ammissibili totali e differenziali - Wilun e Starzewski 1975			
Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e struttura	Cedimento massimo ammissibile (mm.)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazione di una struttura ($\alpha_{amm.}$)
1	Strutture massicce di notevole rigidità rispetto agli assi orizzontali, con fondazioni massicce in cls non armato o fondazioni cellulari o graticci rigidi in cls armato	150 ÷ 200	Le differenze massime tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazione maggiori di 1/100 + 1/200 del rapporto tra la dimensione minore in pianta della fondazione e l'altezza della struttura
2	Strutture isostatiche con giunti e cerniere e strutture in legno	100 ÷ 150	1/100 + 1/200
3	Strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in c.a. ad ogni piano, con fondazioni continue in c.a. e con pareti trasversali di almeno 25 cm. di spessore con interassi minori di 6 m. e strutture a telaio in cls armato con le colonne ad interassi minori di 6 m., con fondazioni continue o a platea	80 ÷ 100	1/200 + 1/300
4	Strutture della classe 3 ma che non soddisfano una delle condizioni imposte e strutture in c.a. con fondazioni a plinti	60 ÷ 80	1/300 + 1/500
5	Strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi	50 ÷ 60	1/500 + 1/700

Correlazioni empiriche tra δ_{max} e w_{max} (Bjerrum, 1963)



	Deformabilità	Uniformità depositi
Sabbie	ridotta $\rightarrow w_{max} \leq 10$ cm	ridotta $\rightarrow \delta_{max} \approx w_{max}$
Argille	elevata $\rightarrow w_{max} \leq 50$ cm	elevata $\rightarrow \delta_{max} < w_{max}$

10. CONCLUSIONI

L'area oggetto dell'indagine sul margine appenninico, subito a monte della città di Faenza, ad una quota di circa 36 m slm. Geomorfologicamente si trova su un terrazzo alluvionale intravallivo, quindi di interesse per l'alimentazione degli acquiferi della conoide di pianura. Infatti, in riferimento al PTCP, il sito in esame ricade nella "Zona A di protezione delle acque sotterranee (Aree di ricarica della falda sub-alveo)".

Il reticolo idrografico di interesse per il sito in esame è costituito da Fiume Lamone che scorre con ampie anse, essendo alla distanza di circa 520 m per il tratto a monte, di circa 510 m e 800 m per il tratto a Sud, e di circa 440 m per il tratto a valle. Il Fiume Lamone scorre ad una quota di circa 27÷25 m s.l.m., quindi circa 9÷11 m sottostante alla quota dell'area in esame.

Storicamente l'area oggetto di variante urbanistica non è mai stata soggetta ad allagamenti.

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (cartografia di pericolosità predisposta nel dicembre 2019), realizzato ai sensi della Direttiva 2007/60/CE e del D.lgs 49/2010, il sito in esame non risulta soggetto ad allagamenti (T=200 anni), come confermato anche dal Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico dell'ex Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli.

La falda idrica superficiale nell'area di progetto, al momento delle indagini geognostiche, presentava un livello statico a -14.3 m dal piano di campagna.

A grandi linee, i terreni dell'area indagata sono costituiti da corpi lentiformi di limi argillosi e sabbie limose fino a profondità variabile tra circa -2.5 e -5.5 m dal piano di campagna. Sottostante si incontrano i terreni ghiaioso sabbiosi della conoide del Fiume Lamone che si spingono fino a -13.3 m dal piano di campagna. Ancora sotto si incontrano limi argillosi con intercalazioni di livelli di limo sabbioso fino a -20.7 m dal piano di campagna. Sottostante, fino alla massima profondità indagata di -30.0 m dal piano di campagna, si osservano ghiaie con sabbia, con presenza di ciottoli, passanti, alla profondità di -26.5 m a sabbia con ghiaia e presenza di ciottoli.

In base alle NTC 2018 l'area di interesse presenta un valore di $a_g/g = 0.206$ e, considerando un substrato appartenente alla categoria di suolo C, risulta un coefficiente di amplificazione sismica per tipo di suolo $S=1.39$, essendo il sito in zona pianeggiante, il coefficiente di amplificazione morfologico risulta $S_T = 1$, quindi l'accelerazione massima al suolo risulterà di $a_{max}=0.292g$.

Mentre in base alla DGR 630/2019 risultano i seguenti fattori di amplificazione

- F.A. P.G.A. = 1.6
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE $0.1s < T_0 < 0.5s = 1.8$
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE $0.5s < T_0 < 1.0s = 2.3$
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE $0.5s < T_0 < 1.5s = 2.4$

Con un valore di $a_g=0.206*1.6=0.329g$, quindi superiore a quanto ottenuto seguendo le procedure della normativa nazionale.

Le frequenze fondamentali di risonanza del substrato del sito in esame, di interesse per l'ingegneria, risultano pari a

Frequenze fondamentali di vibrazione del deposito	
Frequenza - f (Hz)	Periodo - T (sec)
10	0.1
0.4÷0.6	2.5÷1.6

Le strutture di progetto dovranno avere frequenze diverse al fine di evitare pericolosi fenomeni di risonanza. Il sito in esame non presenta rischio di liquefazione.

Per l'area in esame presenta una certa variabilità litostratigrafica fino alla profondità compresa tra -2.5 m e -5.5 m dal piano di campagna, fino all'incontro con i terreni ghiaiosi della conoide del Fiume Lamone.

Comunque, in considerazione dei prevedibili carichi che saranno trasmessi dai futuri edifici in progetto, non risultano particolari difficoltà edificatorie. Solo qualora i carichi siano significativamente superiori rispetto a quelli degli usuali fabbricati residenziali a 1÷2 piani, risulterà necessario indagare con attenzione il sedime di progetto.

In ogni caso, risulterà utile realizzare almeno due verticali di indagini per ogni futuro edificio in progetto.

I cedimenti in condizioni statiche, valutati ipotizzando una generica fondazione a platea, risultano nel complesso accettabili per le eventuali prevedibili future strutture.

Alla luce delle indagini e delle valutazioni sopra esposte, si ammette l'idoneità dell'area di interesse ai fini della fattibilità geologica, sismica e geotecnica per la variante urbanistica in parola, così come delineata dal progetto.

Si rammenta che, in ogni caso, il presente studio ha solo carattere di indagine di massima e che, quindi, ogni successiva fase progettuale dovrà essere corredata da opportuna relazione tecnica a carattere esecutivo, come prescritto dalle Norme Tecniche sulle Costruzioni e dalle relative circolari esplicative che saranno in vigore all'atto delle varie fasi esecutive.

Dicembre, 2020

Appendice

Analisi di Risposta Sismica Locale

LA MODELLAZIONE STRATA

La modellazione numerica dei dati, ottenuti dalle diverse prove dirette ed indirette, è stata realizzata tramite l'ausilio del software STRATA (2008), sviluppato da Albert Kottke.

Nel corso dei passati terremoti, si è osservato che il comportamento dei terreni dipende dalle condizioni locali. Le amplificazioni dovute agli effetti locali sono simulate usando numerosi programmi che assumono condizioni di suolo semplificate, come strati di terreno orizzontali ed estesi infinitamente.

Uno dei programmi sviluppati per questo scopo è stato STRATA che calcola la risposta dinamica monodimensionale (1D) di una colonna di terreno utilizzando un modello di propagazione lineare delle onde, con proprietà variabili in funzione del livello deformativo. Il programma permette di eseguire analisi lineari elastiche (EL), dove le proprietà elastiche e lo smorzamento sono mantenuti costanti, o analisi equivalenti lineari (EQL) dove le proprietà elastiche e lo smorzamento vengono fatti variare in funzione del livello deformativo.

Il progenitore dei programmi 1D che utilizzano il metodo EQL è il programma SHAKE di Schnabel et al. (1972).

La verifica monodimensionale dell'amplificazione locale, tramite l'utilizzo di STRATA si compone di due fasi: elaborazione del modello, simulazione degli effetti indotti dal sisma di progetto. La prima fase consiste nell'inserire i dati (accelerazione, intervalli di tempo), relativi ai segnali di riferimento.

Le analisi di RSL sono state condotte considerando lo SLV con un sisma di progetto con tempi di ritorno di 475 anni.

Per lo SLV si è fatto riferimento ai tre accelerogrammi, selezionati dalla banca dati accelerometrica "European Strong Motion database" dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli regionale e forniti per le analisi regionali di RSL, le cui tracce sismiche sono rappresentative del territorio della Regione Emilia-Romagna e che possono verificarsi sul sito oggetto di indagine.

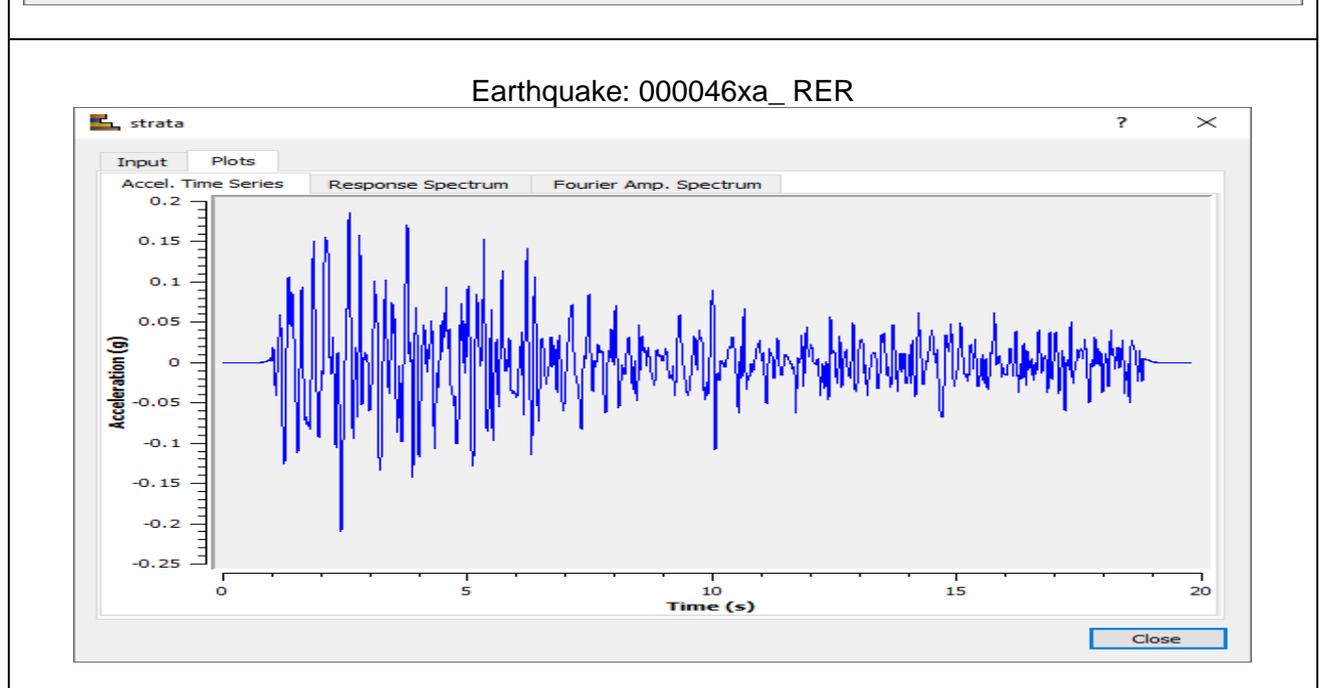
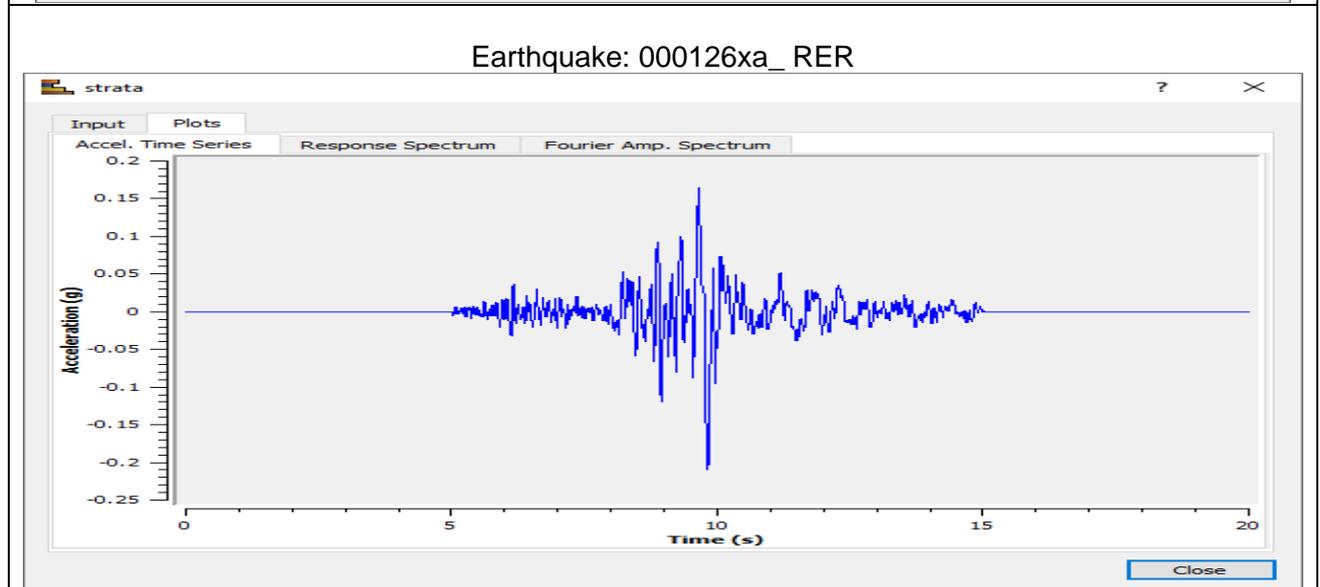
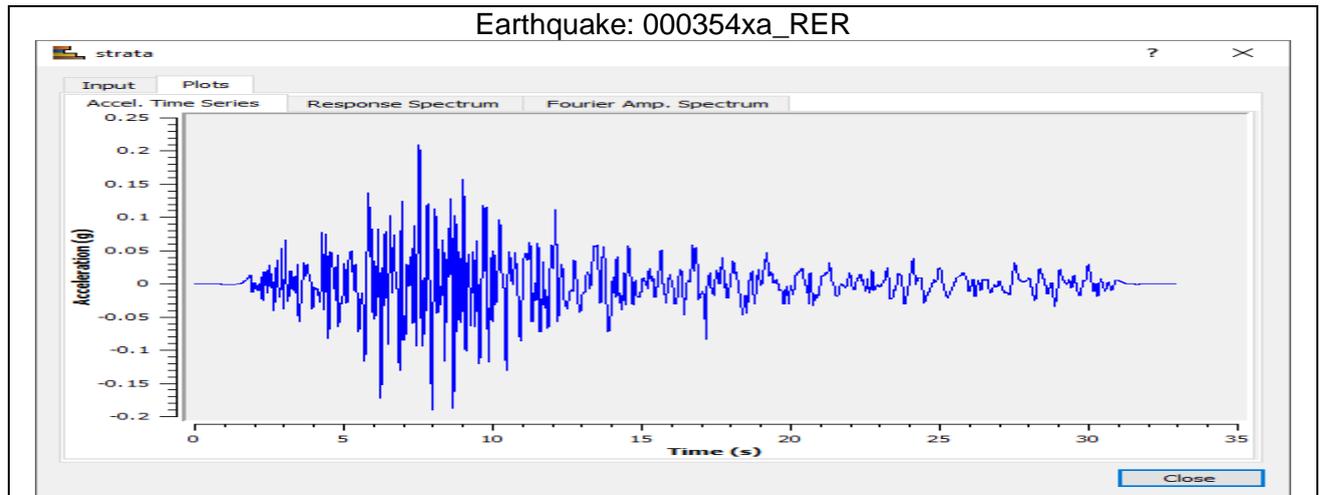
I tre accelerogrammi di riferimento, forniti dalla RER, sono relativi a tre diversi possibili scenari:

- 1) impulsivo;
- 2) con componente predominante alle alte frequenze;
- 3) con ampio contenuto in frequenze.

Dopo aver determinato gli input sismici, si è proceduto alla costruzione della colonna di sottosuolo di riferimento rappresentata da strati (layer) a differente tessitura e da diversi valori delle onde di taglio S (V_s).

La stratigrafia che caratterizza il profilo stratigrafico è stata derivata dalle indagini geognostiche e geofisiche realizzate nel sito di interesse e ricavate dai dati del sottosuolo della zona in esame riportati in letteratura.

Sismogrammi per SLV



Dopo aver determinato gli input sismici, si è proceduto alla costruzione della colonna di riferimento rappresentata da strati (layer) a differente tessitura e da diversi valori delle onde di taglio S (Vs).

La stratigrafia di input che caratterizza il profilo stratigrafico è stata derivata dalle indagini geognostiche e geofisiche realizzate sul sito di interesse e ricavate dai dati del sottosuolo della zona in esame riportati in letteratura.

Nel caso specifico, in considerazione delle caratteristiche litologiche delle formazioni della zona di interesse, si è fatto riferimento al seguente modello litostratigrafico.

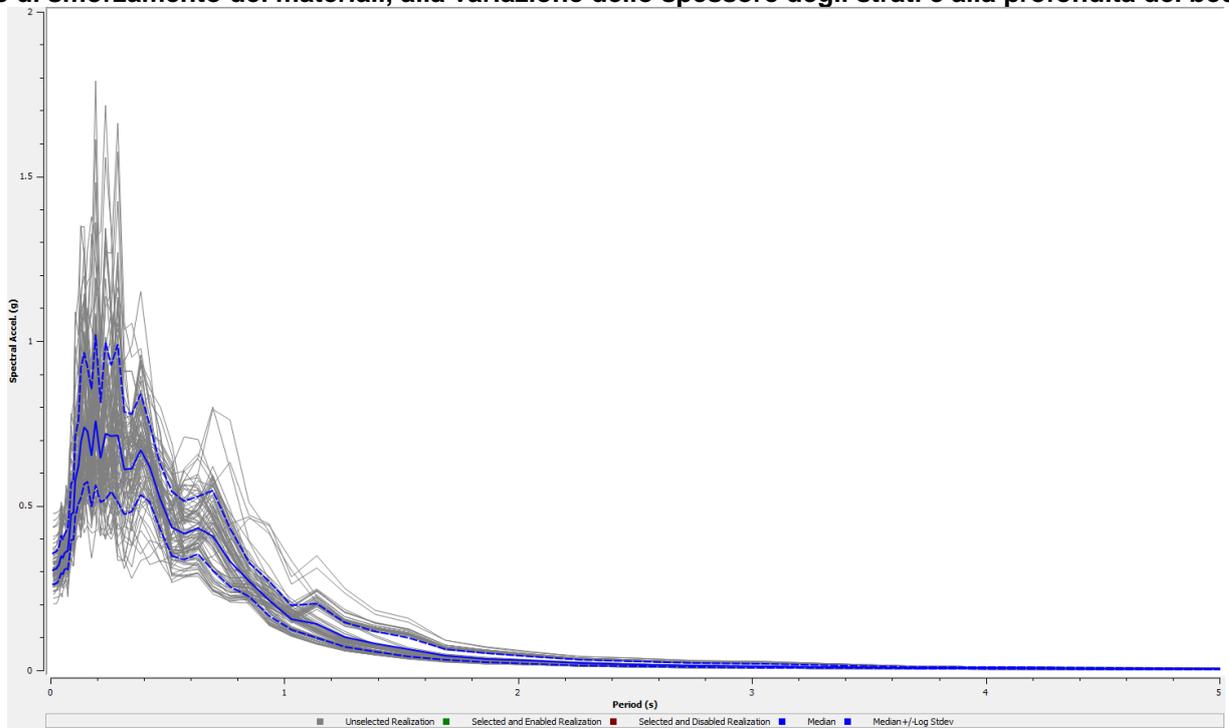
Site Profile							
	Depth (m)	Thickness (m)	Soil Type	Vs (m/s)	Minimum (m/s)	Maximum (m/s)	Varieci
1	0.00	3.90	Limo argilloso IP= 15	190.00	<input checked="" type="checkbox"/> 180.00	<input checked="" type="checkbox"/> 220.00	<input checked="" type="checkbox"/>
2	3.90	10.00	Gravel	400.00	<input checked="" type="checkbox"/> 380.00	<input checked="" type="checkbox"/> 420.00	<input checked="" type="checkbox"/>
3	13.90	6.90	Limo argilloso IP= 15	390.00	<input checked="" type="checkbox"/> 370.00	<input checked="" type="checkbox"/> 410.00	<input checked="" type="checkbox"/>
4	20.80	6.00	Gravel	490.00	<input checked="" type="checkbox"/> 480.00	<input checked="" type="checkbox"/> 500.00	<input checked="" type="checkbox"/>
5	26.80	3.50	Sand prof	550.00	<input checked="" type="checkbox"/> 530.00	<input checked="" type="checkbox"/> 570.00	<input checked="" type="checkbox"/>
6	30.30	6.00	Gravel	580.00	<input checked="" type="checkbox"/> 560.00	<input checked="" type="checkbox"/> 600.00	<input checked="" type="checkbox"/>
7	36.30	5.70	Limo argilloso IP= 15	560.00	<input checked="" type="checkbox"/> 540.00	<input checked="" type="checkbox"/> 590.00	<input checked="" type="checkbox"/>
8	42.00	2.00	Gravel	600.00	<input checked="" type="checkbox"/> 580.00	<input checked="" type="checkbox"/> 630.00	<input checked="" type="checkbox"/>
9	44.00	16.00	Argilla profonda	620.00	<input checked="" type="checkbox"/> 600.00	<input checked="" type="checkbox"/> 630.00	<input checked="" type="checkbox"/>
10	60.00	4.00	Gravel	700.00	<input checked="" type="checkbox"/> 650.00	<input checked="" type="checkbox"/> 730.00	<input checked="" type="checkbox"/>
11	64.00	38.00	Argilla profonda	720.00	<input checked="" type="checkbox"/> 700.00	<input checked="" type="checkbox"/> 750.00	<input checked="" type="checkbox"/>
12	102.00	12.00	Gravel	800.00	<input checked="" type="checkbox"/> 750.00	<input checked="" type="checkbox"/> 30.00	<input checked="" type="checkbox"/>
13	114.00	20.00	Argilla limosa	750.00	<input checked="" type="checkbox"/> 710.00	<input type="checkbox"/> 0.00	<input checked="" type="checkbox"/>
14	134.00	Half-Space	Bedrock	850.00	<input checked="" type="checkbox"/> 800.00	<input checked="" type="checkbox"/> 900.00	<input checked="" type="checkbox"/>

Utilizzando il programma STRATA si riportano i dati ricavati dalla modellazione numerica monodimensionale. Nella modellazione si è proceduto ad una analisi probabilistica facendo variare in modo automatico le velocità delle onde di taglio per ogni strato, il profilo stratigrafico, le caratteristiche dei terreni e le caratteristiche e la profondità del bedrock.

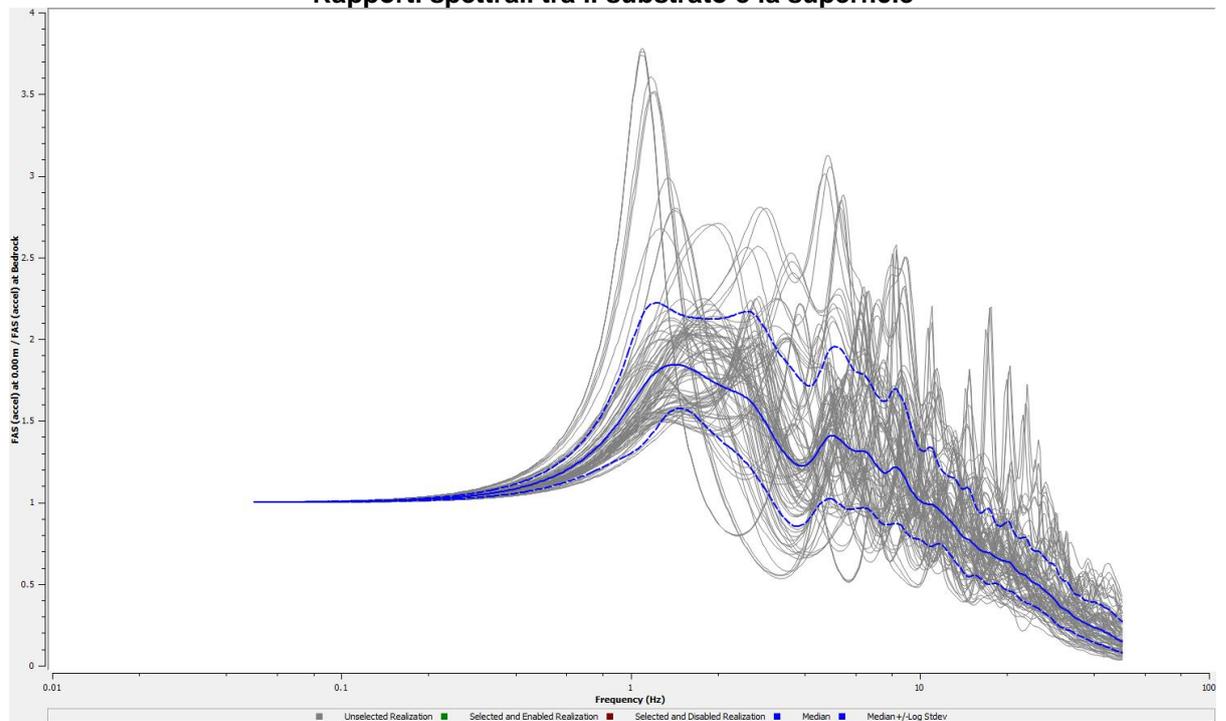
Sono poi stati scelti i profili con scenario più conservativi e coerenti con l'assetto sismostratigrafico del sito in esame, sui quali sono state eseguite analisi statistiche.

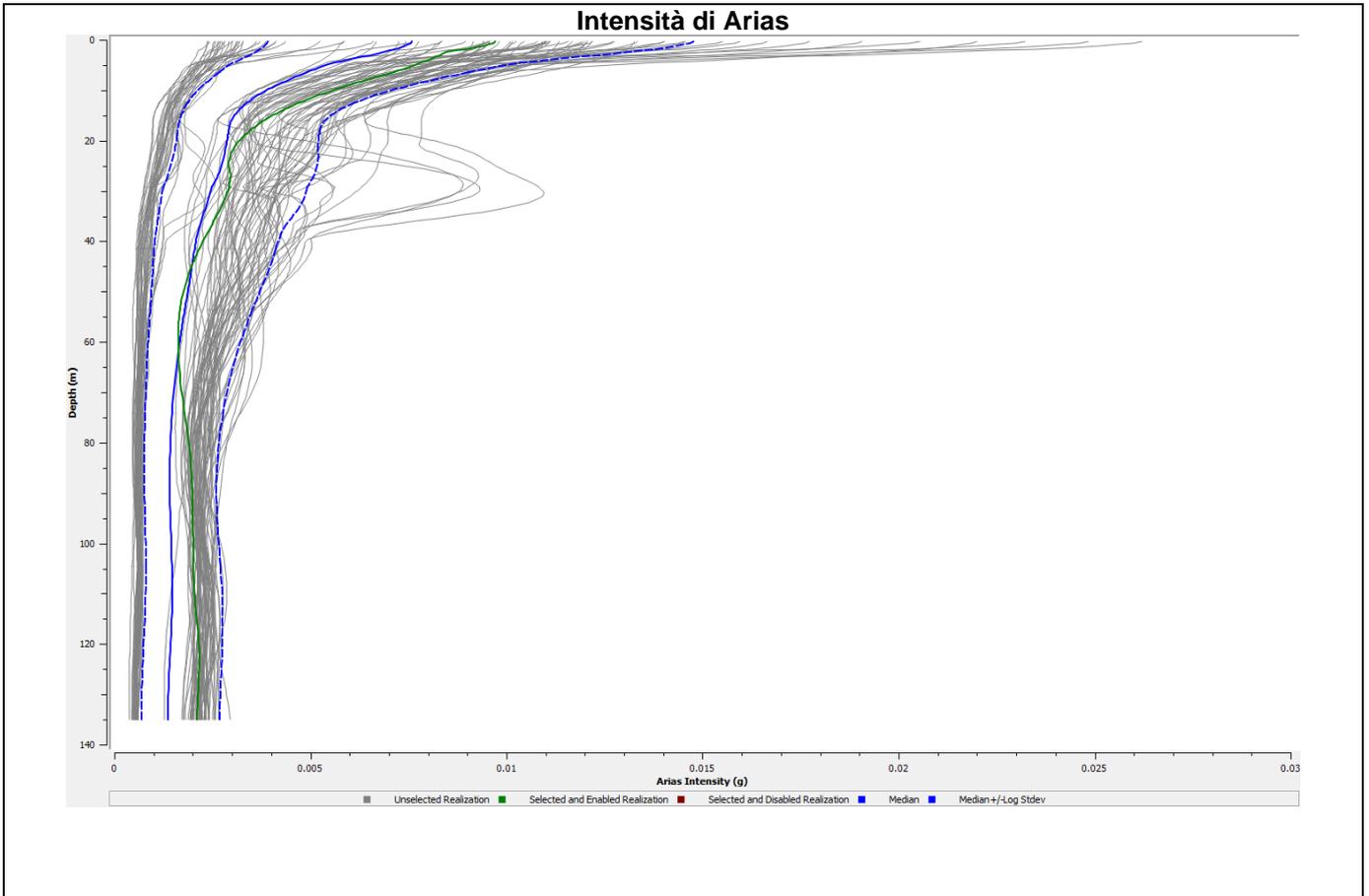
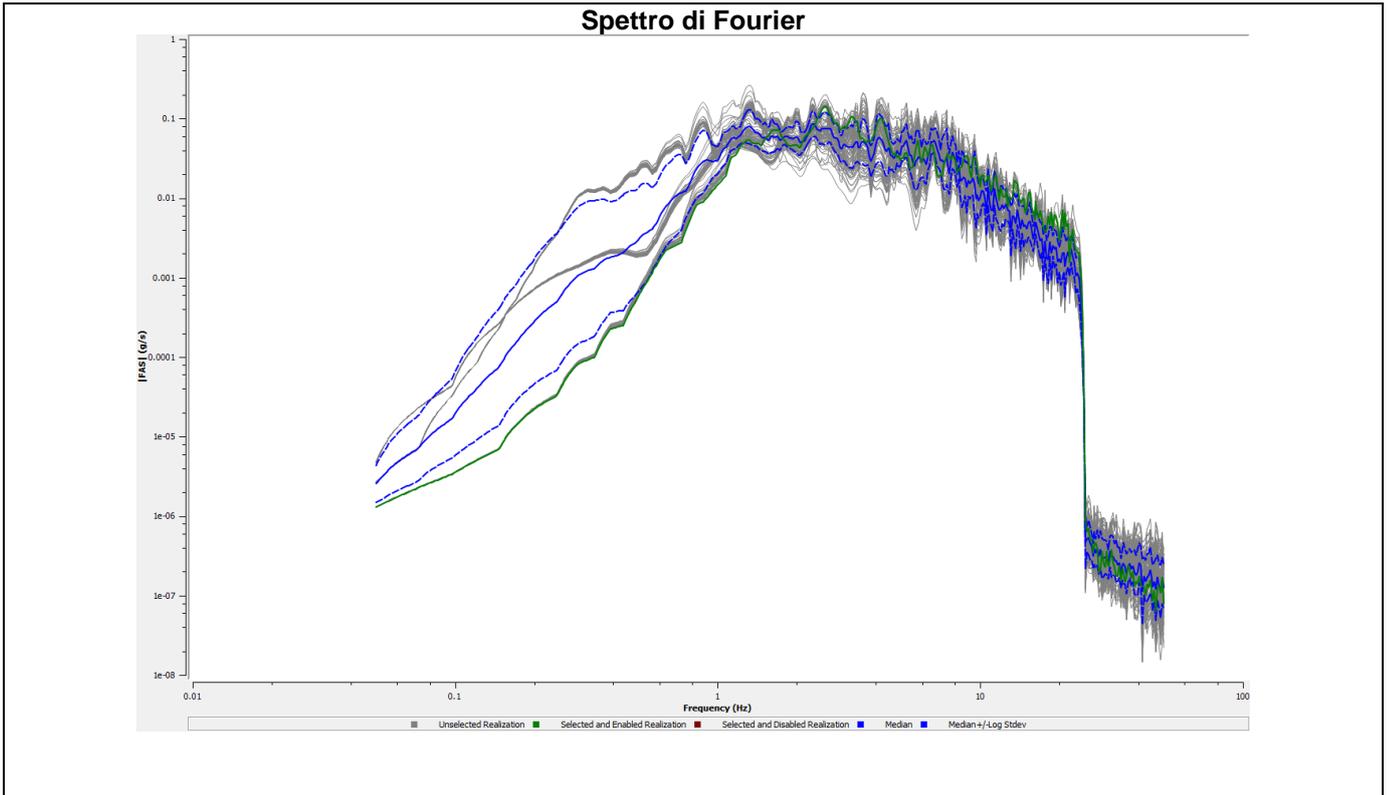
Stato Limite della Vita – SLV

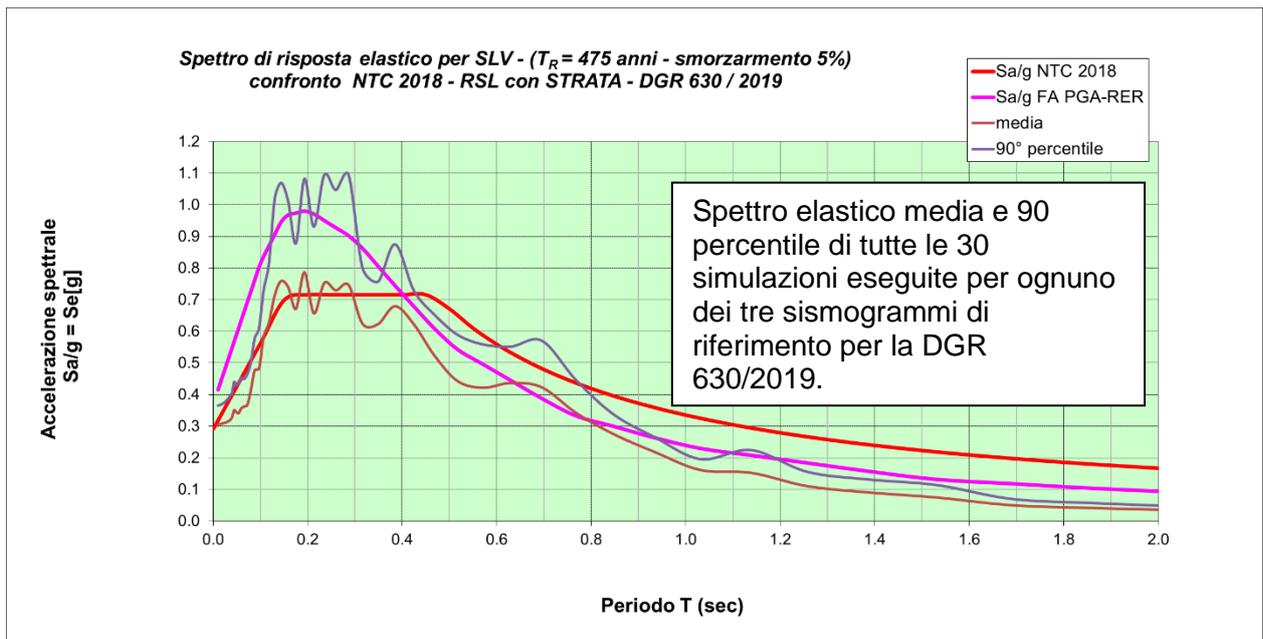
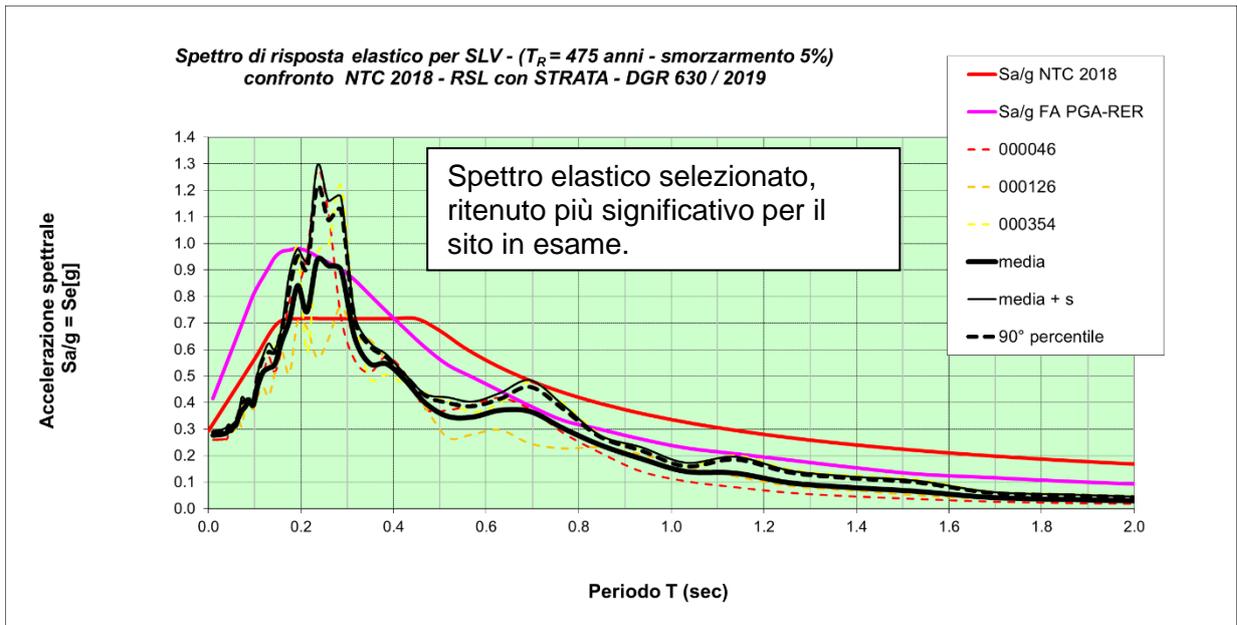
Spettri elastici relativi a tutti possibili scenari calcolati con STRATA in base alla variazione della V_s , delle curve di smorzamento dei materiali, alla variazione dello spessore degli strati e alla profondità del bedrock



Rapporti spettrali tra il substrato e la superficie

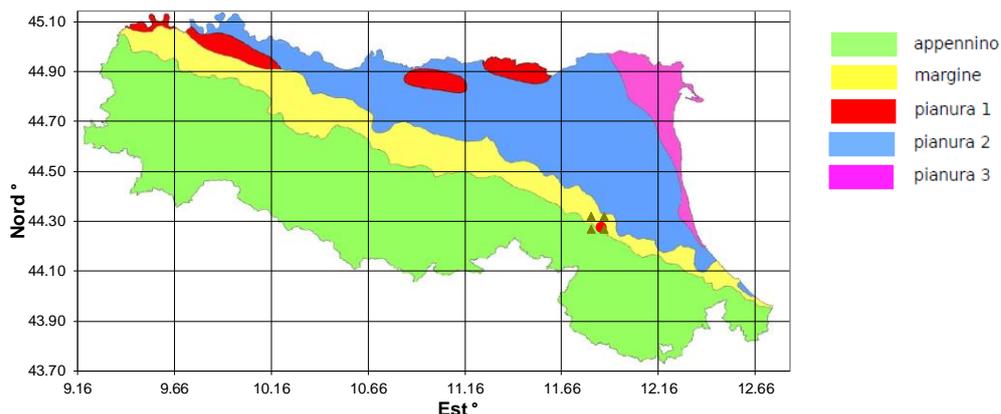






Di seguito si valutano i rapporti spettrali PGA / PGAo e SI / Slo in riferimento a quanto proposto dalla DGR 630 / 2019 rispetto al metodo semplificato di II° livello ed al III° livello con elaborazione delle tracce sismiche fornite dalla RER utilizzando il codice di calcolo STRATA e il profilo del suolo emerso dalle indagini geofisiche sull'area per la valutazione degli effetti in superficie.

Assumendo che il sito ricada in ambito di MARGINE A, come definito dal rapporto "Abachi per la valutazione dei fattori di amplificazione per le indagini di microzonazione sismica di secondo livello in Emilia-Romagna" (A. Tenta, L. Martelli, A. Marcellini, 2015), e considerando una classe di Vs30 = 300m/s, si ottengono i parametri sotto riportate.



VALUTAZIONE PARAMETRI SISMICI DEL SITO			
Decreto Ministeriale NTC 2018		Regione Emilia-Romagna DGR 630 / 2019	
Latitude (gradi decimali ED50)	44.280500	44.280500	Latitude (gradi decimali ED50)
Longitude (gradi decimali ED50)	11.868300	11.868300	Longitude (gradi decimali ED50)
Accelerazione su suolo di riferimento rigido - SLV (ag/g)	0.206	0.206	Accelerazione massima orizzontale di picco al suolo per To (a_{rigid})
Tipo di opera	2	MARGINE A	Riferimento territoriale / Suolo di riferimento
Classe d'uso	2	Settore di transizione tra la zona collinare e la pianura caratterizzato da terreni fini o grossolani poco consolidati di spessore non superiore a 30m, sovrastanti orizzonti prevalentemente grossolani a comportamento più rigido (indicativamente con valori di Vs media almeno doppio rispetto a quello dei sedimenti sovrastanti); H è riferito allo spessore di sedimenti fini o grossolani poco consolidati sovrastanti i sedimenti continentali più rigidi.	
Vita Nominale (V_N)	50 anni	#RIF!	Profondità Bedrock sismico
Coefficiente d'uso (C_U)	1	800	Velocità di taglio di riferimento del substrato marino (V_s) (m/s), oppure Velocità onde di taglio Bedrock like (V_s) (m/s)
Vita di riferimento ($V_N \times C_U$)	50 anni	300	Velocità equivalente delle onde di taglio del deposito di copertura (V_{sh}) (m/s)
Tempi di ritorno (SLV)	475 anni	1.8	Fattore di Amplificazione del PGA. (Peak Ground Acceleration)
Velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 m (V_{s30})	300	2.3	Fattore di Amplificazione Intensità Spettrale (F.A. 0.1s < To < 0.5s)
Categoria di sottosuolo	C	2.4	Fattore di Amplificazione Intensità Spettrale (F.A. 0.5s < To < 1.0s)
Coefficiente di amplificazione per tipo di suolo (S_s)	1.39	n/a	Fattore di Amplificazione Intensità Spettrale (F.A. 0.5s < To < 1.5s)
Categoria topografica	T1	1.0	Coefficiente di amplificazione per categoria topografica (S_T)
Coefficiente di amplificazione per categoria topografica (S_T)	1.00	0.370	Accelerazione massima orizzontale al suolo ($a_r/g = a_{ref} \cdot F.A. \cdot S_T$)
Accelerazione massima orizzontale al suolo ($a_{max}/g = a_r/g \cdot S_T$)	0.286		

Dal modello STRATA è stato possibile anche ricavare gli spettri delle pseudo velocità relative che sono state utilizzate per la valutazione dell'intensità di Housner, utilizzata dalla RER nella definizione dello spettro elastico, successivamente utile per le considerazioni sulle opere ingegneristiche.

L'intensità di Housner è stata calcolata utilizzando un foglio di calcolo excel implementando l'integrazione della pseudo-velocity (calcolate dalle accelerazioni ottenute dalla modellazione con STRATA) per intervalli di $dT = 0.11$ a 0.52 sec, $dT = 0.52$ a 1.03 sec e $dT = 0.52$ a 1.53 sec.

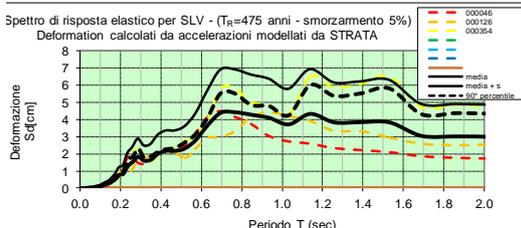
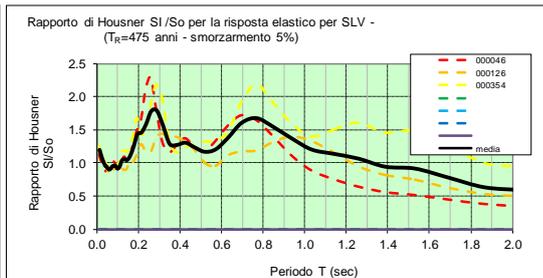
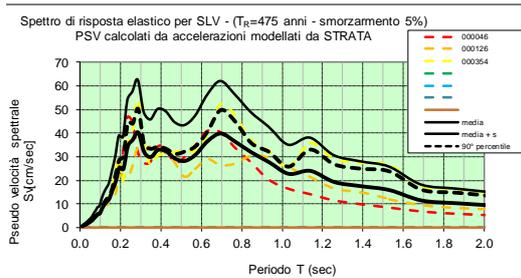
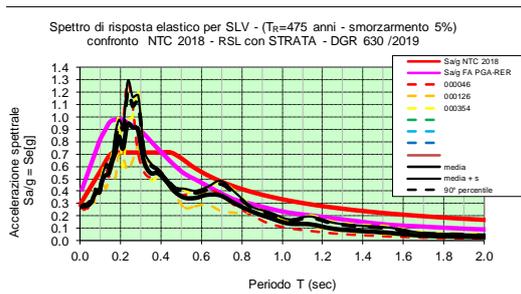
I valori sono stati confrontati con SI_0 proposti dalla RER. I valori del rapporto sono osservabili nelle sotto riportate tabelle.

Si riporta anche la tabella del rapporto dei valori PGA del modello STRATA e quello della DGR 630 / 2019.

Riferimento accelerogramma	Intensità di Housner (S1) (cm) per intervalli ottenuto dalle PSV (Sv) SI = PSV d(T)		Rapporto Intensità di Housner S1/S1o		Intensità di Housner (S1) (cm) per intervalli ottenuto dalle PSV (Sv) SI = PSV d(T)		Rapporto Intensità di Housner S2/S1o		Intensità di Housner (S1) (cm) per intervalli ottenuto dalle PSV (Sv) SI = PSV d(T)		Rapporto Intensità di Housner S3/S1o	
	S1: 0.1 < T < 0.5		S2: 0.5 < T < 1.0		S3: 0.5 < T < 1.5							
000046	0.41	1.43	0.26	1.36	0.31	1.14						
000126	0.35	1.22	0.22	1.17	0.30	1.10						
000354	0.42	1.47	0.31	1.64	0.44	1.60						
media	0.39	1.37	0.27	1.39	0.35	1.28						
So	0.29	2.30	0.19	2.40	0.27	n/a						

Riferimento accelerogramma	PGA a To secondo la modellazione STRATA		Rapporto PGA/PGAo con PGAo secondo NTC2018 e DGR 630 / 2019
000046	0.259	1.259	
000126	0.282	1.372	
000354	0.290	1.411	
media	0.277	1.347	
PGAo	0.206		

Grafici degli spettri elastici di confronto ed il grafico delle amplificazioni SI / S1o per ogni intervallo dT considerato nella sopra citata integrazione.



ALLEGATI





CPTU 1

Tromino 1

CPTU 2

Sondaggio con downhole

CPTU 3

Tromino 2

CPTU 4



Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Faenza
Via Firenze
Faenza
CO.ABI Società Cooperativa
22/12/2020

Falda
asciutto in fondo foro
Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
29-nov-2020
30-nov-2020



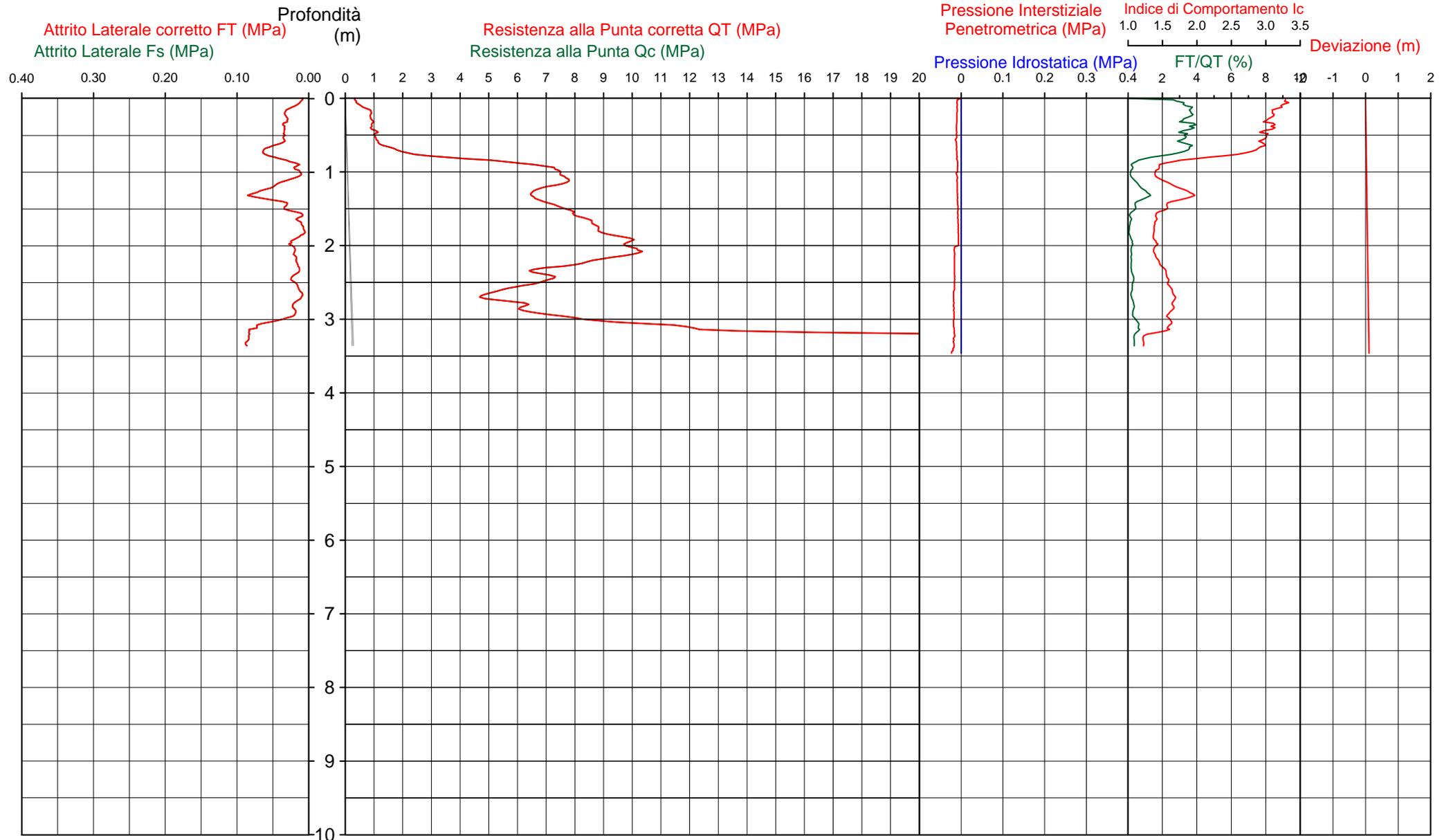
Società di
Geologia
Territoriale

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

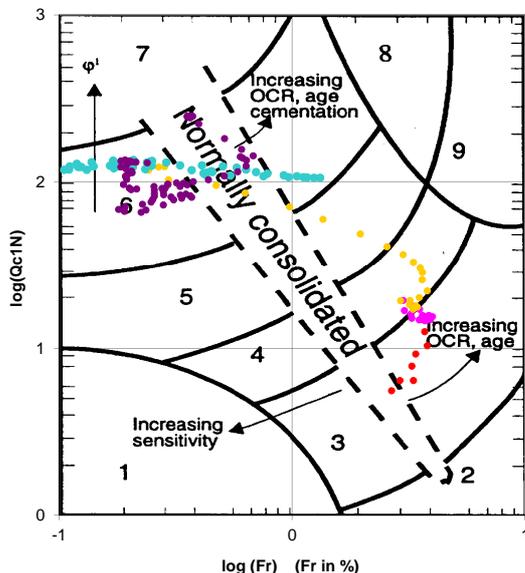
www.geo55.com

CPTU

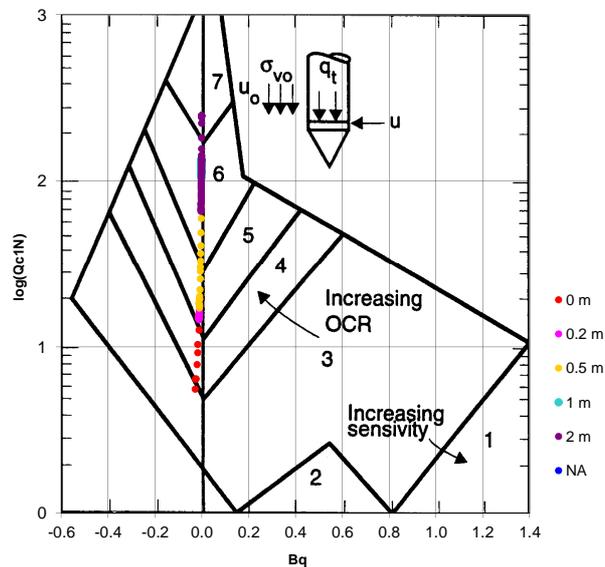
1



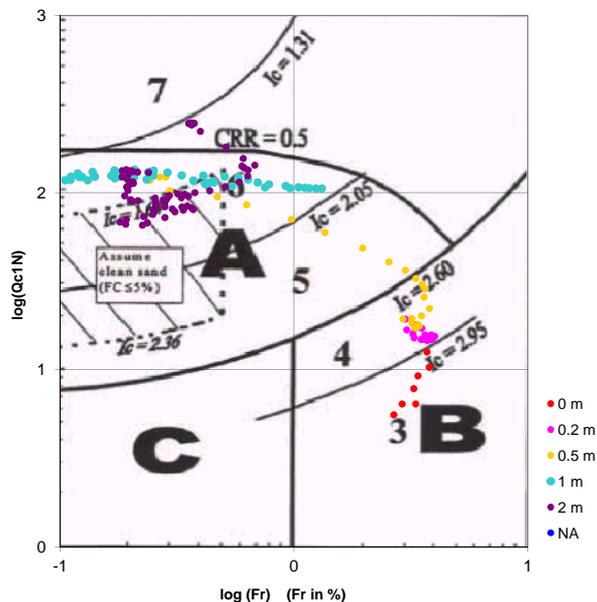
**Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)**



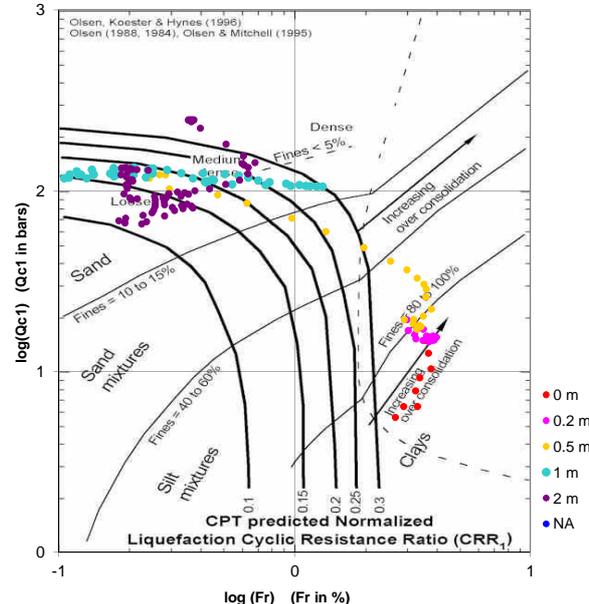
**Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilita

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Faenza
Via Firenze
Faenza
CO.ABI Società Cooperativa
22/12/2020

Falda
asciutto in fondo foro
Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
29-nov-2020
30-nov-2020



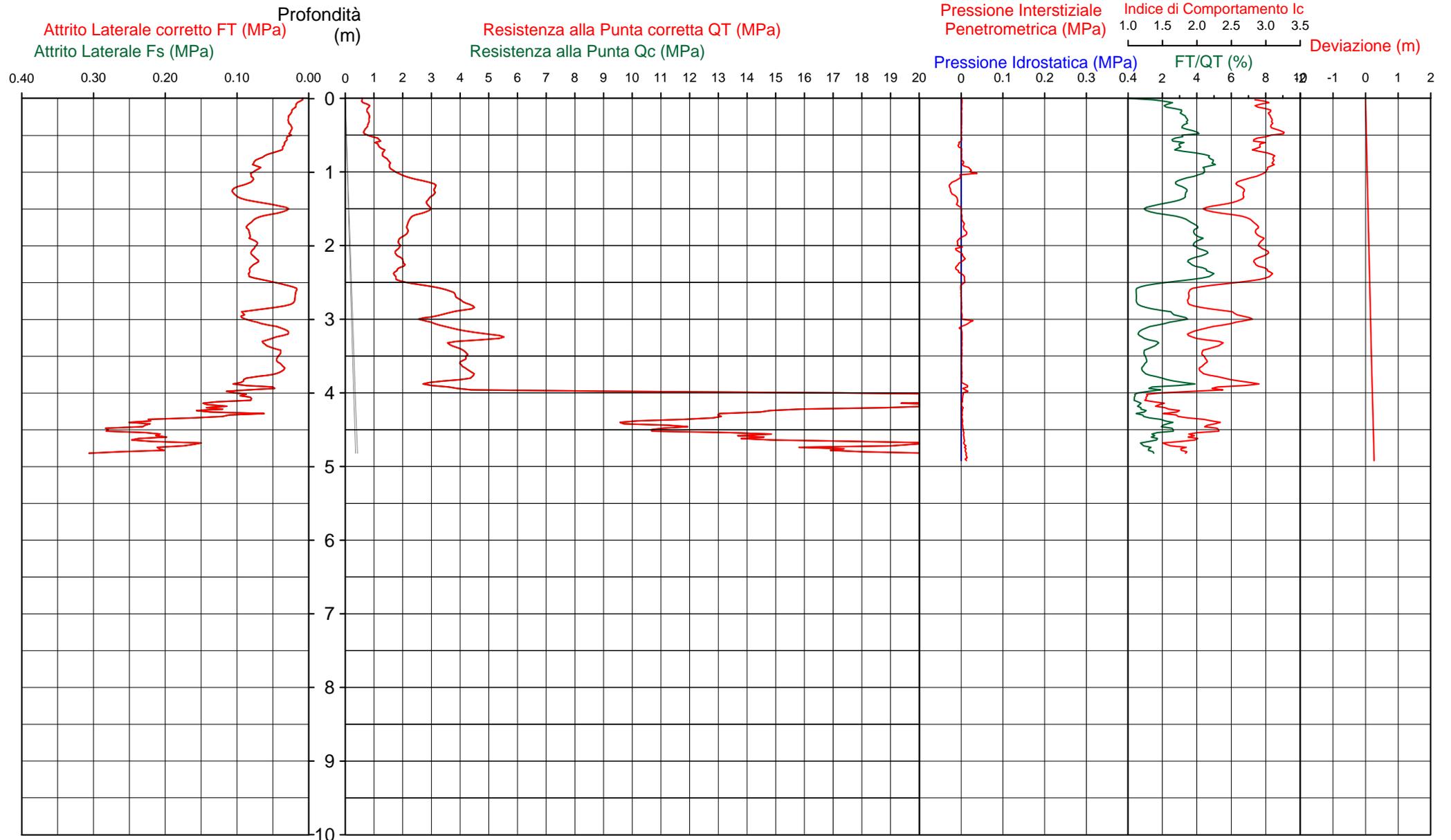
Società di
Geologia
Territoriale

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

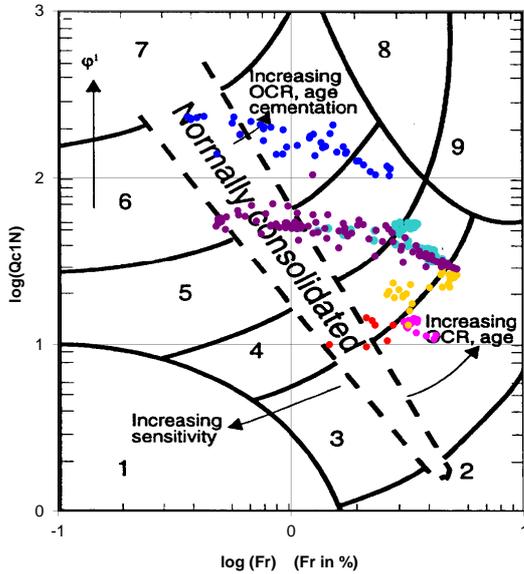
www.geo55.com

CPTU

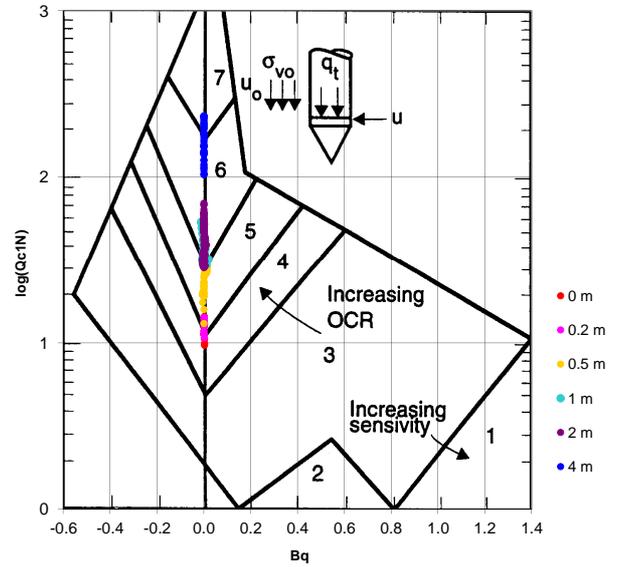
2



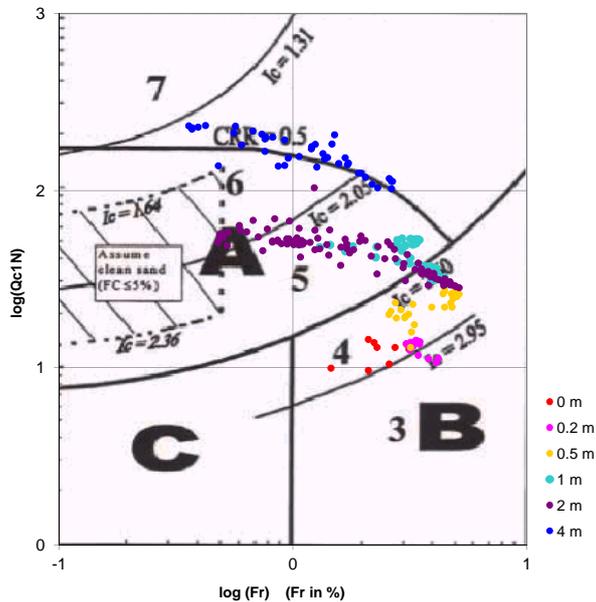
**Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)**



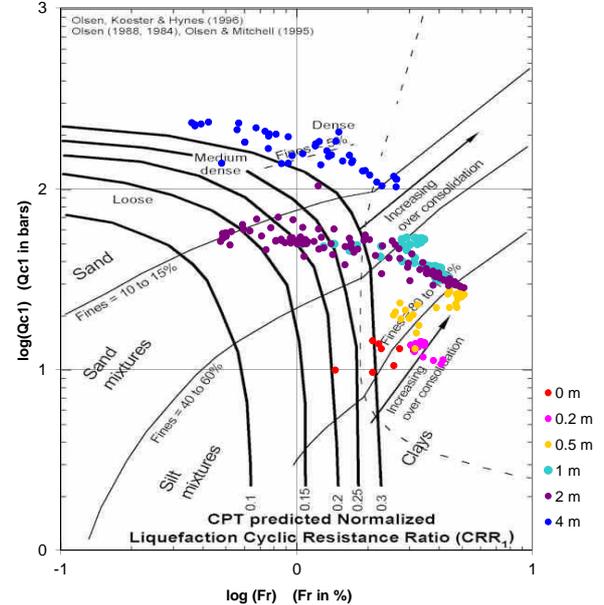
**Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilita

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Faenza
Via Firenze
Faenza
CO.ABI Società Cooperativa
22-dic-20

Falda asciutto in fondo foro
Sigla della Punta Tecnopenta 100707
Azzeramento Inizio prova
Ultimo taratura guadagno 29-nov-2020
Ultimo taratura per deriva termica 30-nov-2020



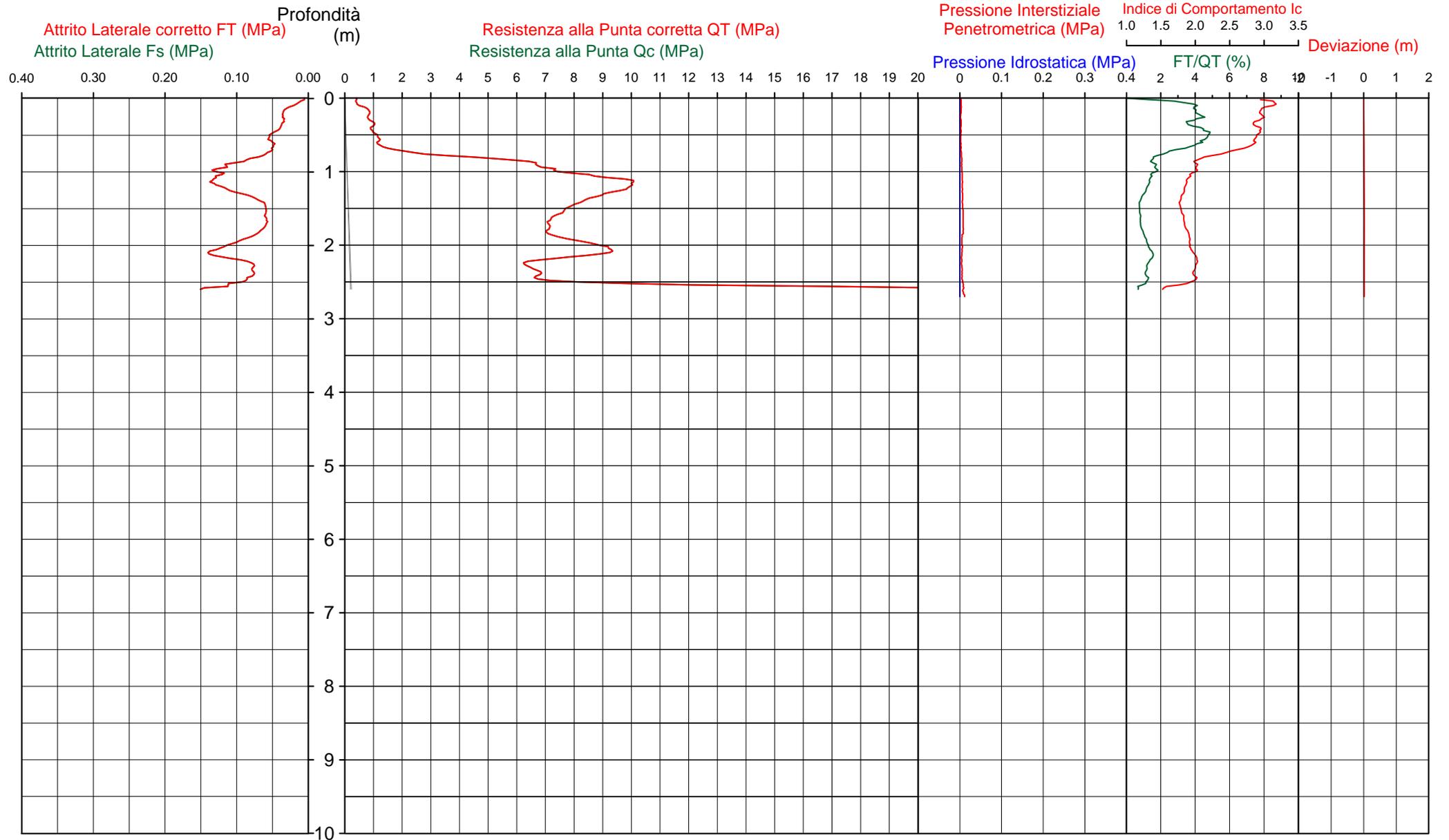
Società di
Geologia
Territoriale

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

www.geo55.com

CPTU

3



CPTU

3

Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

22 dicembre 2020
 Via Firenze
 Faenza
 Faenza

asciutto in fondo foro



Società di
 Geologia
 Territoriale

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

www.geo55.com

Vs2
179

qt	Qc1N Idriss & Boulenger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
daN/cm ²	daN/cm ²	%		Idriss iterazione		m				%		daN/cm ²		daN/cm ²	
6.9	11.7	0.27	3.8	3.01	argilla-argilla limosa	0.00	== =		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.48	36.91	42.6	119
						0.30	== =								
11.4	19.4	0.47	4.2	2.86	limo argilloso-argilla limosa		== = =		Plastica	.	.	0.72	25.80	65.9	141
						0.70	== = = =								
77.2	114.0	0.92	1.2	1.92	sabbia-sabbia limosa		==== = = =		Addensata	71.3	41.5	.	.	262.4	201
						2.20								
67.2	91.0	0.80	1.2	1.99	sabbia-sabbia limosa			Mediamente Addensata	63.9	39.7	.	.	227.1	200
						2.50								
243.5	252.4	1.39	0.6	1.49	ghiaia-sabbia		o::o::o::o::o::o::o		Molto addensato	>90	45.6	.	.	753.8	268

Comune Faenza
 Via Via Firenze
 Localita' Faenza
 Committente CO.ABI Società Cooperativa
 Data 22-dic-20

Numero prova 3
 Quota falda asciutto in fondo foro

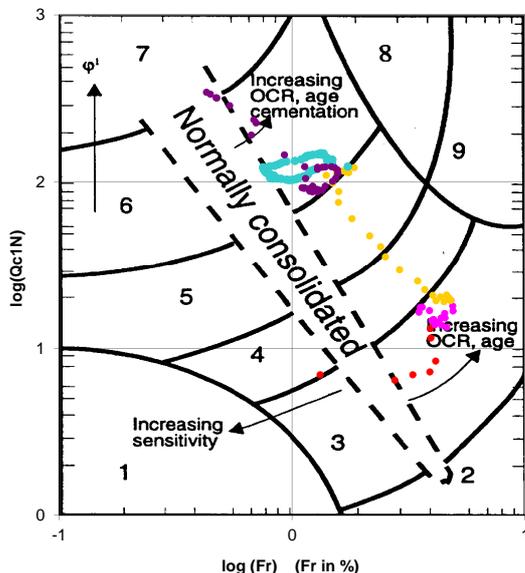


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

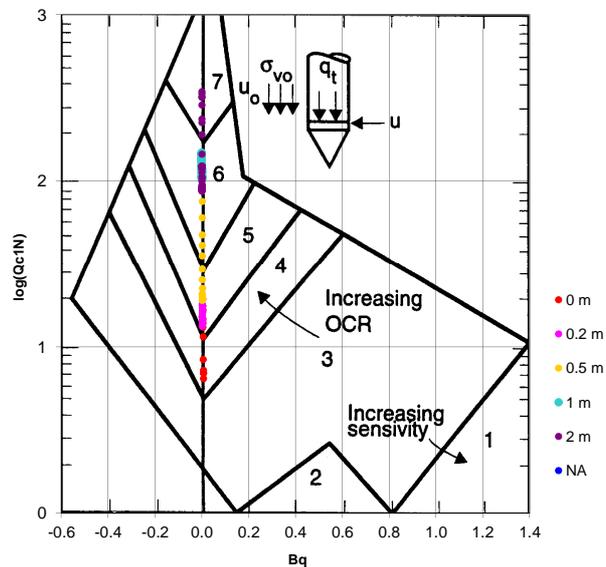
S.G.T. sas.
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

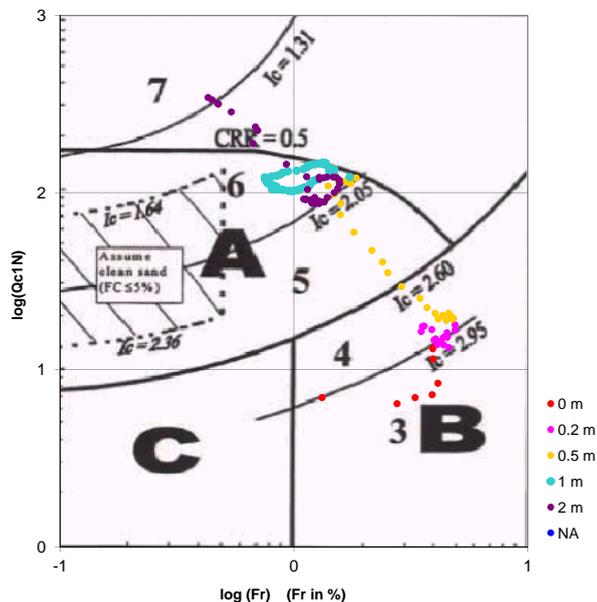
**Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)**



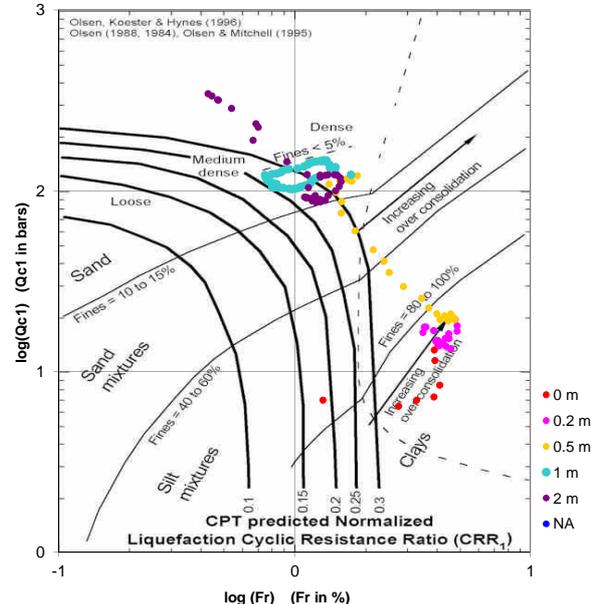
**Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilita

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Faenza
Via Firenze
Faenza
CO.ABI Società Cooperativa
22-dic-20

Falda asciutto in fondo foro
Sigla della Punta Tecnopenta 100707
Azzeramento Inizio prova
Ultimo taratura guadagno 29-nov-2020
Ultimo taratura per deriva termica 30-nov-2020



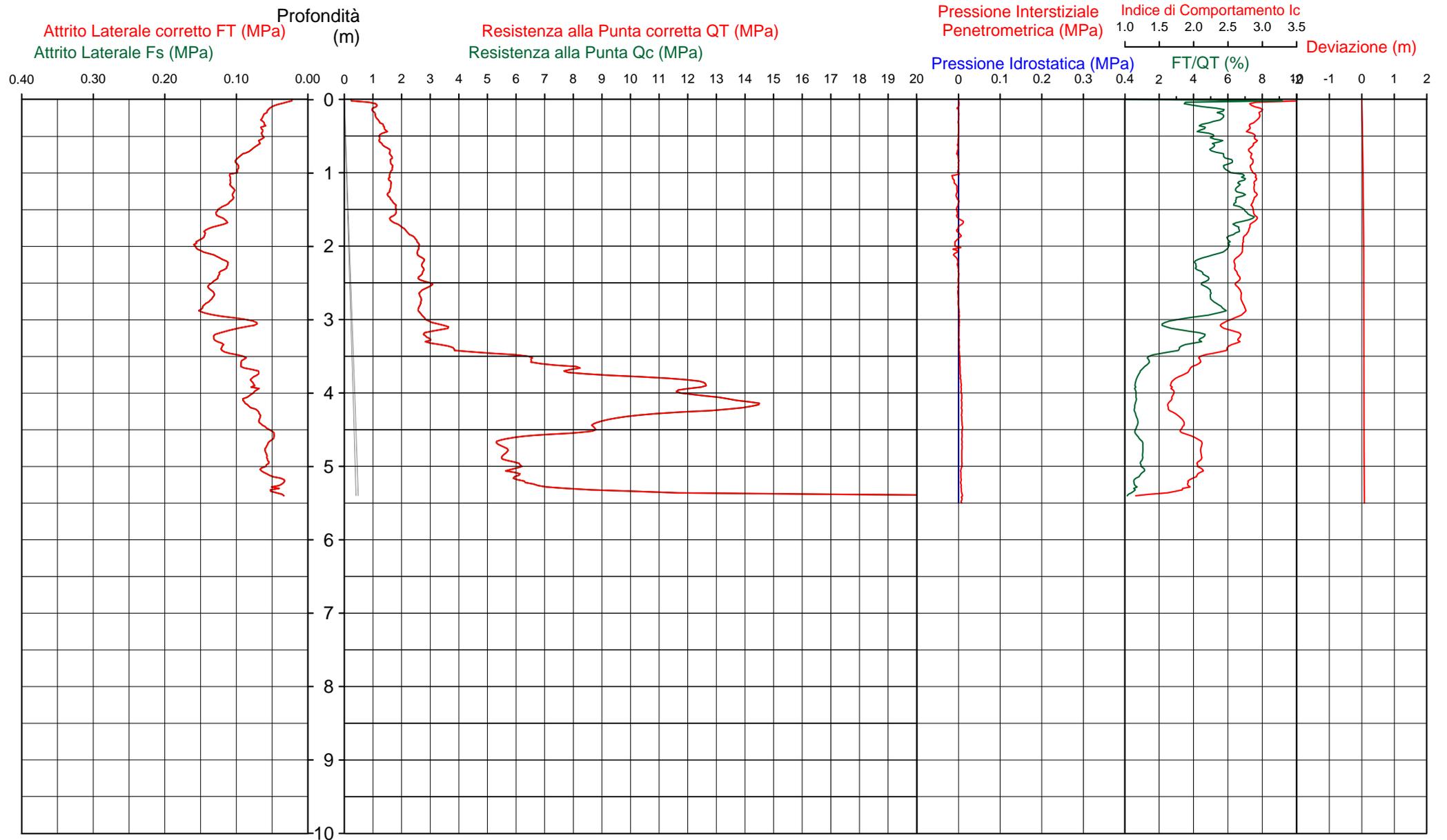
Società di
Geologia
Territoriale

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

www.geo55.com

CPTU

4



Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

22 dicembre 2020
Via Firenze
Faenza

asciutto in fondo foro



Vs5
187

qt	Qc1N Idriss & Boulenger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
daN/cm ²		daN/cm ²	%	Idriss iterazione		m				%		daN/cm ²		daN/cm ²	
9.6	16.3	0.47	5.3	2.99	argilla-argilla limosa	0.00	== =		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.63	106.23	54.4	142
14.8	25.1	0.86	5.8	2.87	limo argilloso-argilla limosa	0.20	== =		Plastica	.	.	0.87	18.85	83.3	162
17.1	29.1	1.17	6.9	2.88	limo argilloso-argilla limosa	1.30	== =		Plastica	.	.	0.97	13.24	94.8	175
24.6	41.2	1.42	5.9	2.72	limo argilloso-argilla limosa	1.70	== =		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.22	12.92	138.4	190
27.3	43.5	1.13	4.2	2.60	sabbia limosa-limo sabbioso	2.30	== =		Mediamente Addensata	39.5	35.4	.	.	157.8	186
27.2	40.1	1.32	5.0	2.67	limo argilloso-argilla limosa	3.00	== =		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.29	12.42	155.5	194
41.0	51.5	1.06	3.0	2.43	sabbia limosa-limo sabbioso	3.60	== =		Mediamente Addensata	45.1	36.5	.	.	237.4	200
106.1	114.4	0.72	0.7	1.78	sabbia-sabbia limosa	4.60	== =		Addensata	71.4	40.5	.	.	330.7	216
57.1	59.3	0.58	1.0	2.10	sabbia limosa-limo sabbioso	5.10	== =		Mediamente Addensata	49.7	37.1	.	.	186.5	196
64.8	65.1	0.41	0.6	1.95	sabbia-sabbia limosa	5.30	== =		Mediamente Addensata	52.9	37.6	.	.	200.6	189
142.8	142.3	0.43	0.4	1.54	sabbia-sabbia limosa	5.40	== =		Addensata	78.6	41.3	.	.	432.4	218
231.0	230.2	0.34	0.1	1.17	ghiaia-sabbia		o::o::o::o::o::o::o		Molto addensato	>90	43.5	.	.	694.0	221

Comune Faenza
 Via Via Firenze
 Localita' Faenza
 Committente CO.ABI Società Cooperativa
 Data 22-dic-20

Numero prova 4
 Quota falda asciutto in fondo foro

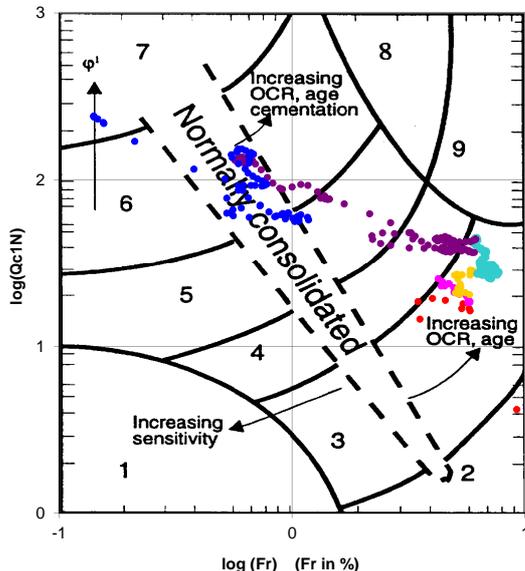


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

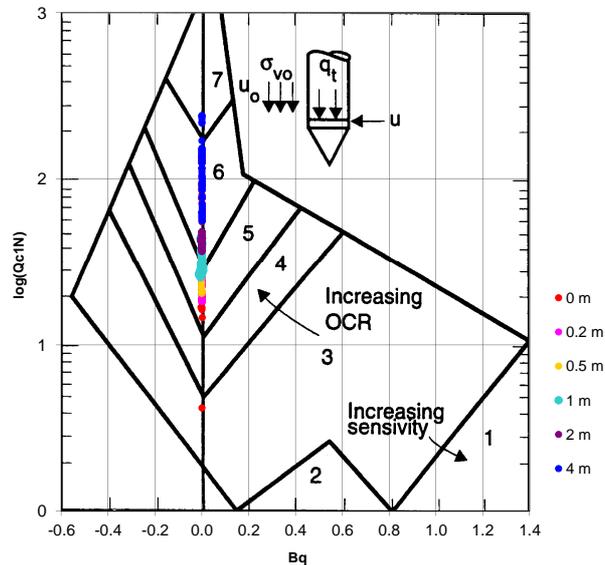
S.G.T. sas.
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

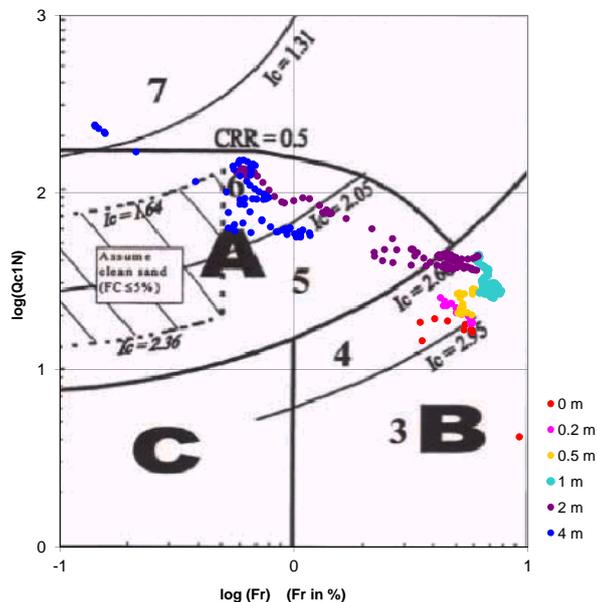
**Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)**



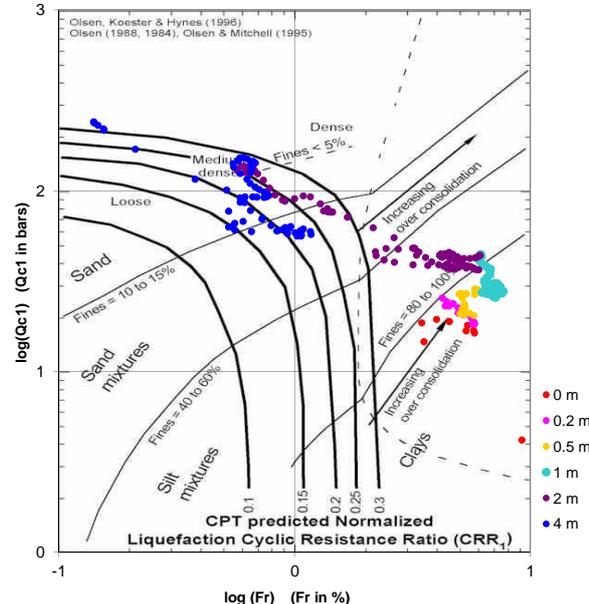
**Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa - sabbia densa
6	Sabbia - sabbia limosa
5	Sabbia limosa - limo sabbioso
4	Limo argilloso - argilla limosa
3	Argilla limoso - argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilita

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune Faenza
Via Via Firenze
Localita' Faenza
Committente CO.ABI Società C



**Società di
Geologia
Territoriale**

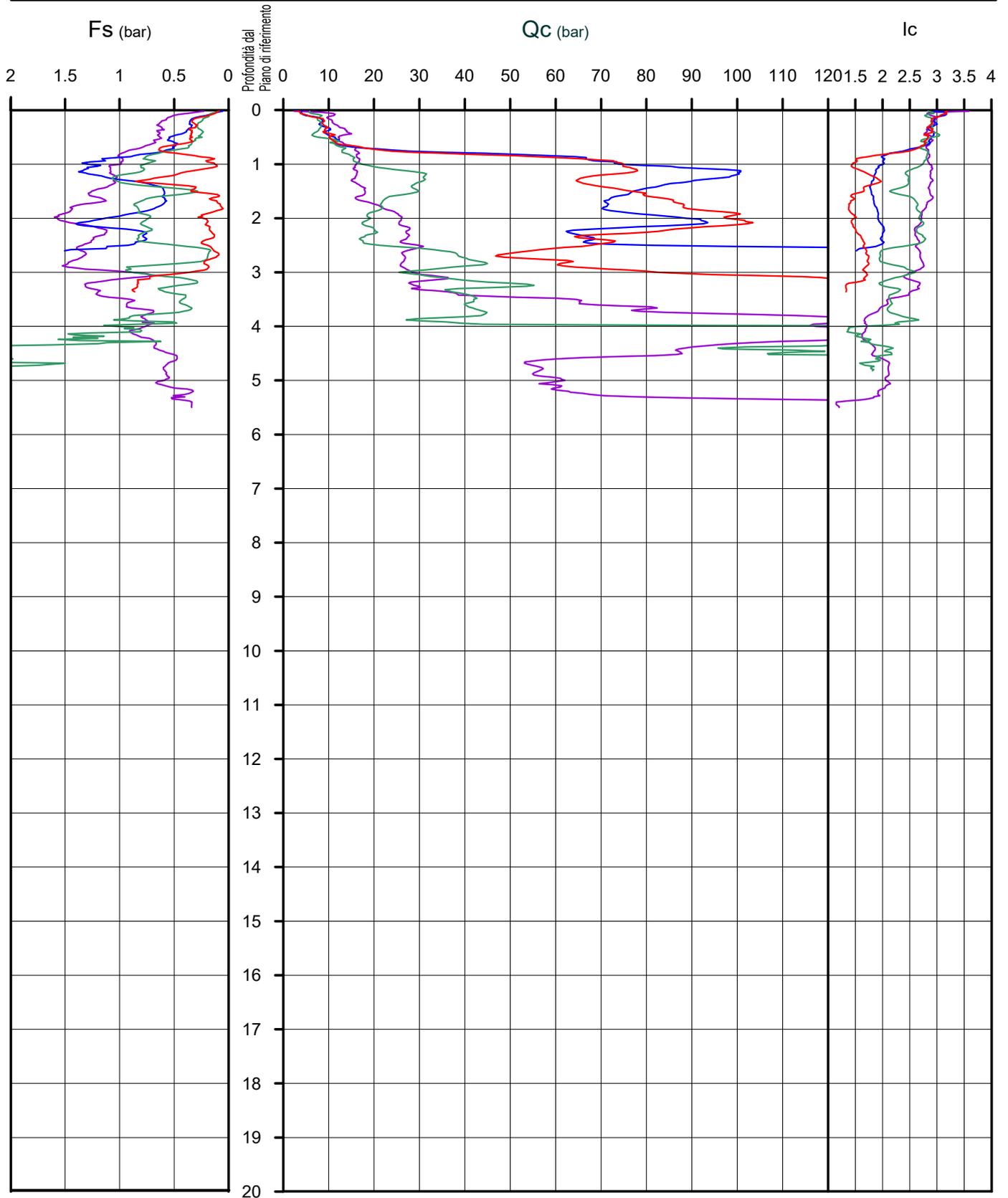
S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.

Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)

www.geo55.com

LEGENDA

CPT 1
CPT 2
CPT 3
CPT 4



Comune Faenza
 Via Via Firenze
 Localita' Faenza
 Committente CO.ABI Società C

PARAMETRI GEOTECNICI

CPT 1
 CPT 2
 CPT 3
 CPT 4

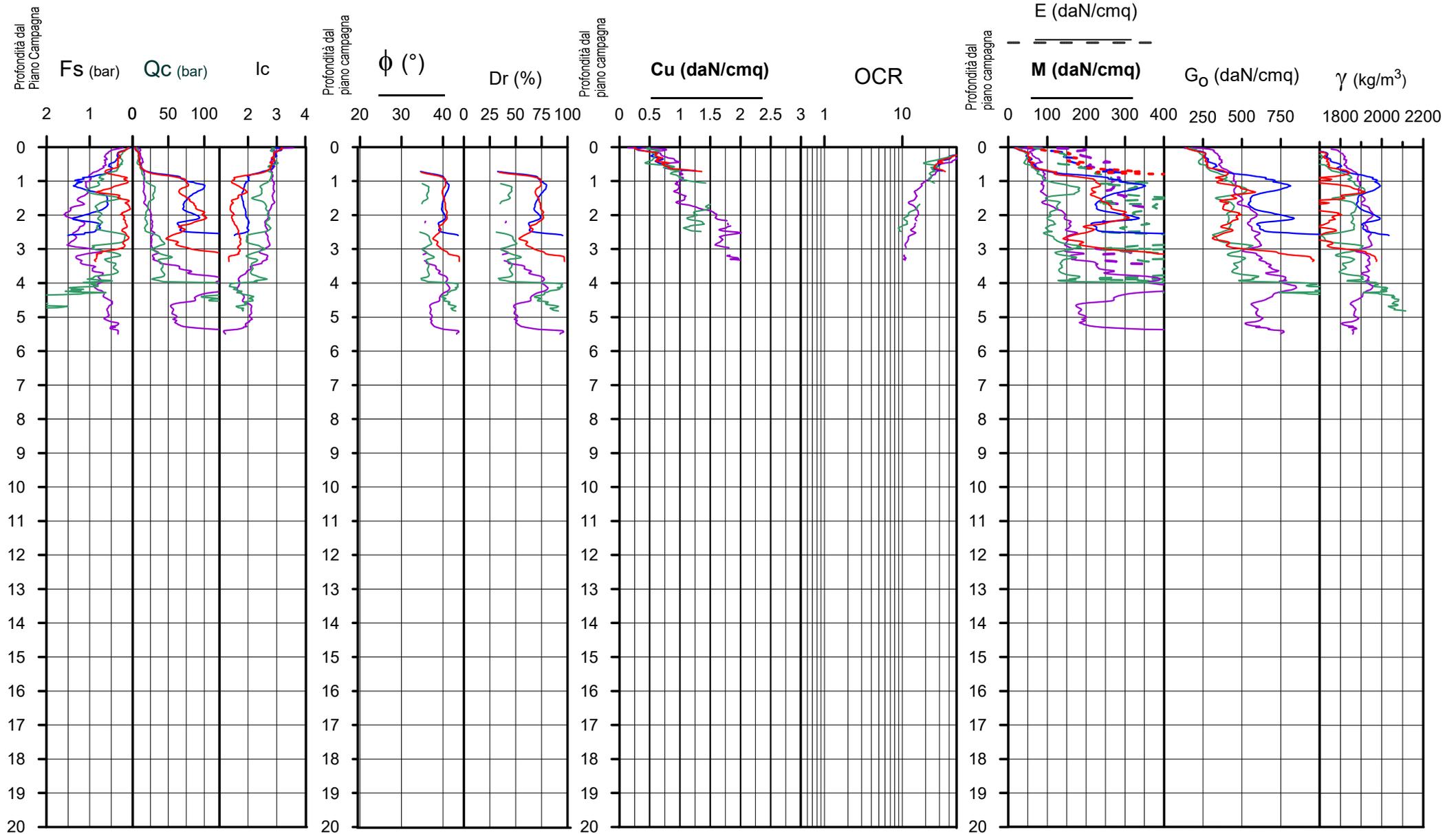


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

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

Via Matteotti 50
 48012 Bagnacavallo (RA)

www.geo55.com





SOGEO
S.R.L.
INDAGINI GEOGNOSTICHE ED AMBIENTALI
Via S. Potito n. 43 - 48022 S. Potito di LUGO (RA)
Tel. 054522042 - Fax 054534443 - E-mail: sogeo@sogeo-srl.com
Concessione Ministero Infrastrutture e Trasporti - Settore C
Decr. n. 005754 del 05/07/2010

COMMITTENTE: S.G.T. s.a.s.	SOND.N°: S.1	PROF.(m): 30.00
CANTIERE: Faenza (RA), Via Firenze	QUOTA (m): p.d.c.	
PERFORATRICE: Ellettari EK200/STR	LATITUDINE (°):	
METODO PERFORAZ.: Carotaggio continuo	LONGITUDINE (°):	
ATTREZZO PERFORAZ.: Carotiere semplice Ø 101 mm	DATA INIZ-FINE: 21/12/2020-21/12/2020	
PIEZOMETRO:	SCALA: 1:100	
RIF.PREV.N°: 262-20	CERTIFICATO N°: C20-100-1	RAPPORTO N°: -----
	DATA DI EMISSIONE: 22/12/2020	PAGINA N°: 1 di 1

Scala 1:100	P.P. I [daN/cm²]	Vane Test [daN/cm²]	Profondita'	Stratigrafia	Descrizione	Campioni	Campioni Rim.	S.P.T. [n. colpi] P.A.	Falda	Pz.Norton	Tube Down Hole
1	3.8		0.60		Limo debolmente argilloso di colore bruno scuro, con apparati radicali						
2	> 6				Limo passante a limo argilloso, a tratti debolmente sabbioso, con frammenti di laterizi a -1.50 m. Colore nocciola						
3	> 6										
4	4.7										
5	4.8										
6	4.8		3.90		Limo sabbioso di colore nocciola						
7			4.40		Sabbia con ghiaia, in percentuali variabili. Presenti livelli limosi e un intervallo di limo sabbioso di colore giallo da -11.30 a -11.50 m						
8											
9											
10											
11											
12											
13											
14											
15	3.1	1.10	13.80		Limo argilloso di colore bruno chiaro, con calcinelli						
16	4.0	1.00			Alternanza di livelli, S = 40 cm, di limo sabbioso e argilla limosa, di colore giallo-nocciola						
17	5.3		15.90								
18	1.1										
19	1.8	0.70			Limo debolmente argilloso di colore grigio e bruno chiaro						
20	1.5	0.60	19.50								
21			20.70		Ghiaia media-fine, con sabbia e limo di colore nocciola-bruno chiaro. Presenti sporadici ciottoli. Presenti livelli argillosi da -24.50 a -24.80 m, da -25.00 a -25.40 m e da -25.50 a -25.90 m						
22											
23											
24											
25			26.50		Sabbia di colore grigio, con ghiaia e ciottoli, principalmente subarrotondati						
26											
27											
28											
29											
30			30.00								

30.00

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio



SOGEO s.r.l.
INDAGNI GEOTECNICHE ED AMBIENTALI
Via S. Polito n. 43 - 48022 S. Polito di Lupatone (RA)
Tel. 054522042 - Fax 054534443 - E-mail: sogeo@sogeo-srl.com

COMMITTENTE: S.G.T. s.a.s.
RIF. N°: 262-20

LOCALITA': Faenza (RA) - Via Firenze
ALLEGATO A: C20-100-1

SONDAGGIO N: S.1
DATA: 21/12/2020



Cassa 1 da 0.0 a -5.0 m



Cassa 2 da -5.0 a -10.0 m



Cassa 3 da -10.0 a -15.0 m



Cassa 4 da -15.0 a -20.0 m



SOGEO s.r.l.
INDAGNI GEONOSTICHE ED AMBIENTALI
Via S. Polito n. 43 - 48022 S. Polito di Lupatoto (RA)
Tel. 054522042 - Fax 054534443 - E-mail: sogeo@sogeo-srl.com

COMMITTENTE: S.G.T. s.a.s.
RIF. N° : 262-20

LOCALITA': Faenza (RA) - Via Firenze
ALLEGATO A: C20-100-1

SONDAGGIO N: S.1
DATA: 21/12/2020



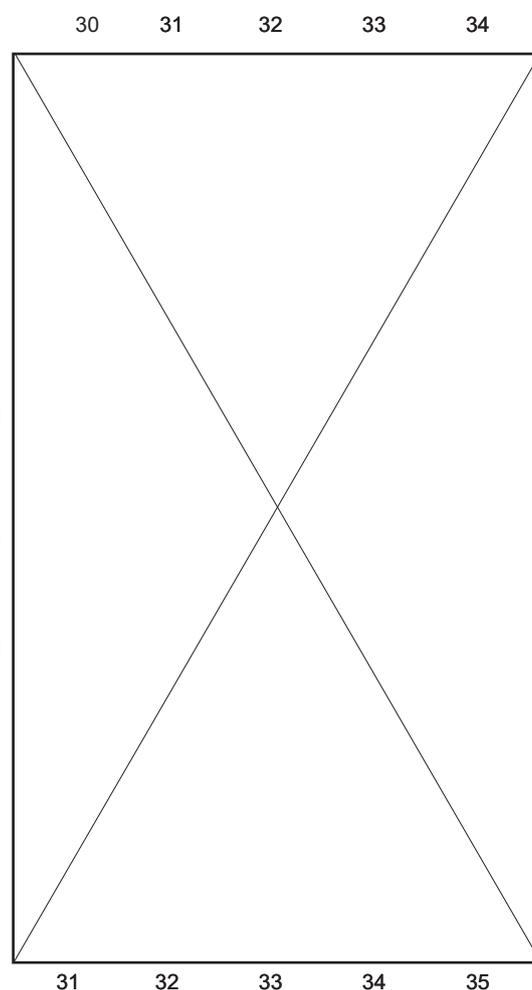
Cassa 6 da -25.0 a -30.0 m



Posizionamento



Cassa 5 da -20.0 a -25.0 m



Cassa 7 da -30.0 a -35.0 m



SOGEO S.R.L.

INDAGINI GEOGNOSTICHE ED AMBIENTALI
Via S. Potito n. 43 - 48022 S. Potito di LUGO (RA)
Tel. 054522042 - Fax 054534443 - E-mail: sogeo@sogeo-srl.com
Concessione Ministero Infrastrutture e Trasporti - Settore C
Decr. n. 005754 del 05/07/2010

SCHEMA INSTALLAZIONE STRUMENTI

Tubo per indagine geofisica "Down-Hole"

COMMITTENTE: S.G.T. s.a.s.

SONDAGGIO N° S.1

CANTIERE: Via Firenze

RIF. PREV. N: 262-20

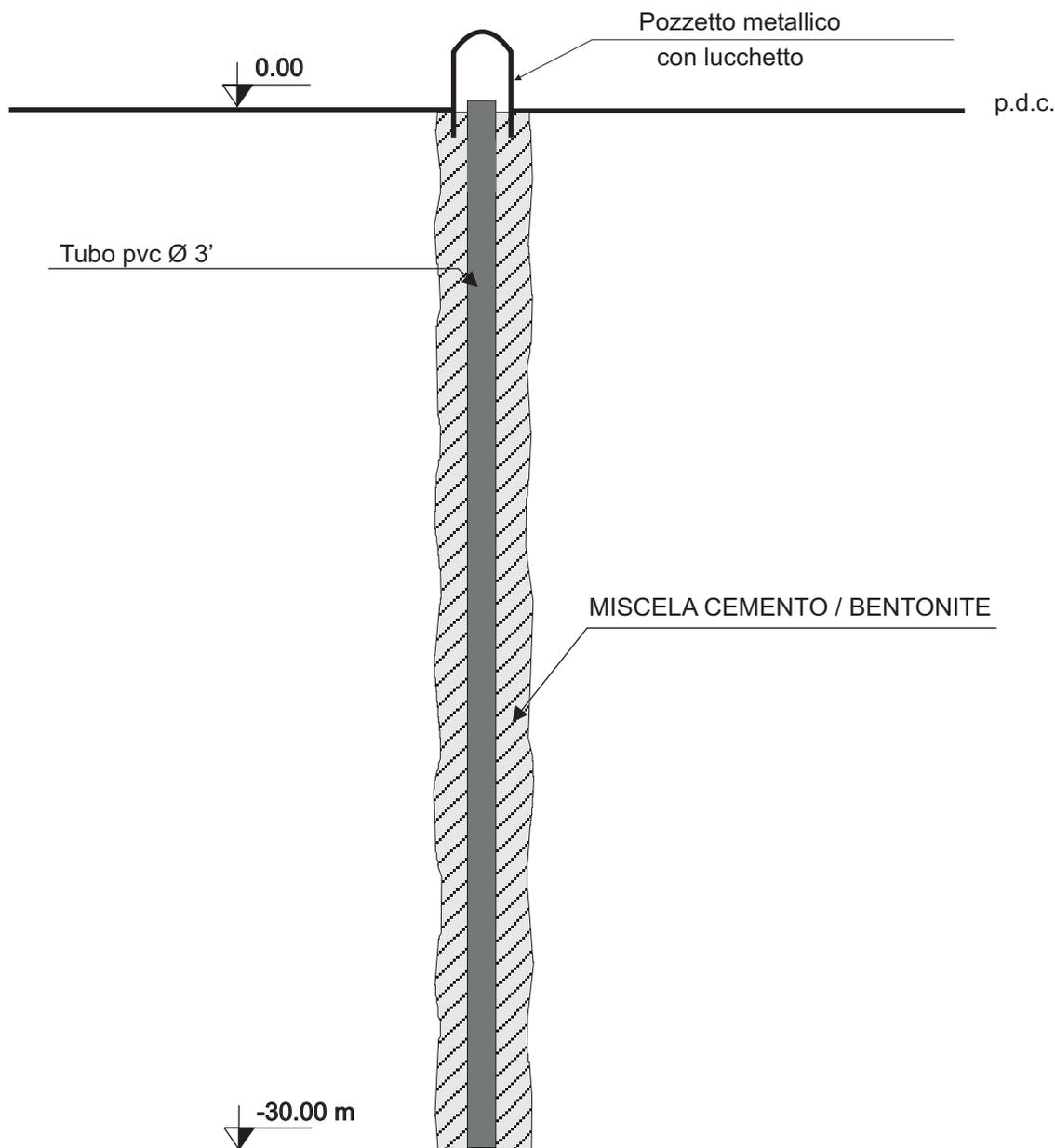
LOCALITA': Faenza (RA)

DATA DI ESECUZIONE: 21/12/2020

N° CERTIFICATO: C20-100-1

N° RAPPORTO: -----

DATA DI EMISSIONE: 22/12/2020



N.B: SCHEMA NON IN SCALA

Lo Sperimentatore	Note ed osservazioni:	Il Direttore del Laboratorio

COMMITTENTE
DOWN HOLE
 Località - Progetto
 Data acquisizione

COABI
S1
Faenza (RA)
8 Gennaio 2021

SISMOGRAMMI
 Misura eseguita con sonda 3d costituita da due gruppi di sensori, con orientamento tridirezionale, a distanza di 1 m
Distanza bocca foro - shot = 3.1 m

Sulla medesima immagine sono riportati i sismogrammi relativi ai sensori verticali per le onde di compressione e orizzontali per le onde di taglio, posti ad una interdistanza di 1 m.



Profondità misura	SISMOGRAMMI ONDE DI COMPRESSIONE [Sensore geofonico]	SISMOGRAMMI ONDE DI TAGLIO [Energizzazione Positiva]	SISMOGRAMMI ONDE DI TAGLIO [Energizzazione negativa]	ONDE DI TAGLIO [En. Positiva-En. negativa]	STRATIGRAFIA
-------------------	--	--	--	--	--------------

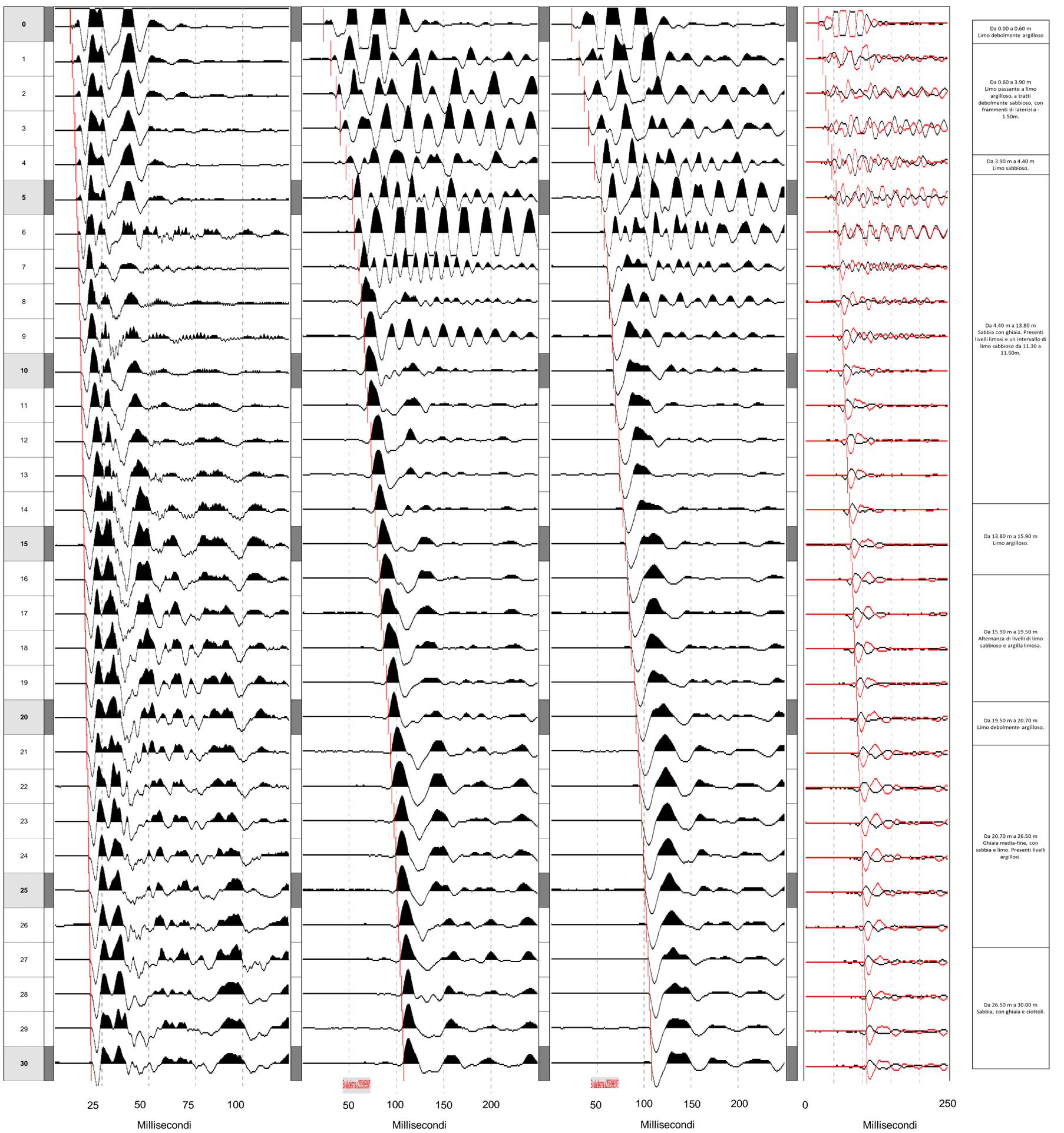


Fig. 1

COMMITTENTE	COABI
DOWN HOLE	S1
Località - Progetto	Faenza (RA)
Data acquisizione	8 Gennaio 2021

Metodologia Down Hole
Differenziale
Progressivo
Distanza bocca foro - shot = 3.1 m



Falda = 6.00 m

Profondità misura	Tempi		Vp Km/sec.	Vs Km/sec.	ν	γ T/m³	Edin Kg/cm²	Gdin Kg/cm²	Kdin Kg/cm²	STRATIGRAFIA	PARAMETRI INTERVALLARI MEDI						STIMA DEGLI ERRORI															
	Onde p msec	Onde s msec									Vp Km/sec.	Vs Km/sec.	ν	γ T/m³	Edin Kg/cm²	Gdin Kg/cm²	Kdin Kg/cm²	Vp (km/sec)				Vs (km/sec)										
											min	media	max	ε	min	media	max	ε														
0	5.17	15.50	0.60	0.18	0.45	1.60	1471	506	5291	Da 0.00 a 0.60 m Limo debolmente argilloso	0.60	0.18	0.45	1.60	1471	506	5291	0.60	0.60	0.61	0.003	0.17	0.18	0.18	0.003							
1	7.18	24.40	0.63	0.18	0.45	1.62	1642	565	5894	Da 0.60 a 3.90 m Limo passante a limo argilloso, a tratti debolmente sabbioso, con frammenti di laterizi a -1.50m.	0.66	0.19	0.46	1.63	1700	584	6443	0.63	0.63	0.64	0.007	0.18	0.18	0.19	0.002							
2	9.17	29.28	0.66	0.19	0.46	1.63	1688	580	6462		0.65	0.66	0.67	0.014	0.18	0.19	0.19	0.002														
3	10.36	34.75	0.68	0.19	0.46	1.64	1769	607	6971		0.68	0.68	0.69	0.006	0.19	0.19	0.19	0.004														
4	11.48	39.72	0.85	0.22	0.46	1.69	2448	836	11313	Da 3.90 m a 4.40 m Limo sabbioso.	0.85	0.22	0.46	1.69	2448	836	11313	0.84	0.85	0.86	0.010	0.22	0.22	0.22	0.002							
5	12.53	46.32	1.07	0.32	0.45	1.87	5790	1998	18984	Da 4.40 m a 13.80 m Sabbia con ghiaia. Presenti livelli limosi e un intervallo di limo sabbioso da 11.30 a 11.50m.	1.29	0.40	0.45	1.97	9511	3288	29643	1.06	1.07	1.07	0.005	0.32	0.32	0.33	0.001							
6	13.35	49.85	1.17	0.36	0.45	1.92	7547	2609	23465		1.16	1.17	1.18	0.009	0.36	0.36	0.37	0.004														
7	14.21	53.41	1.25	0.39	0.45	1.96	8778	3036	26861		1.24	1.25	1.25	0.005	0.39	0.39	0.39	0.002														
8	14.98	55.86	1.27	0.41	0.44	1.97	9555	3310	27997		1.26	1.27	1.27	0.005	0.40	0.41	0.41	0.003														
9	15.92	59.02	1.30	0.42	0.44	1.99	10128	3510	29558		1.27	1.30	1.34	0.035	0.41	0.42	0.42	0.004														
10	16.65	60.43	1.34	0.43	0.44	2.00	10645	3685	31806		1.32	1.34	1.36	0.019	0.42	0.43	0.43	0.003														
11	17.41	62.53	1.40	0.43	0.45	2.01	11188	3866	35156		1.35	1.40	1.44	0.047	0.43	0.43	0.43	0.001														
12	18.15	66.04	1.43	0.44	0.45	2.01	11288	3895	36840		1.36	1.43	1.48	0.058	0.43	0.44	0.44	0.003														
13	18.69	67.09	1.42	0.43	0.45	2.00	10678	3680	36121		1.34	1.42	1.48	0.069	0.42	0.43	0.43	0.002														
14	19.51	70.60	1.34	0.39	0.45	1.96	8990	3094	31803		1.34	1.34	1.34	0.005	0.39	0.39	0.40	0.005														
15	20.14	73.06	1.33	0.39	0.45	1.95	8699	2992	31149	Da 13.80 m a 15.90 m Limo argilloso.	1.33	0.39	0.45	1.96	8844	3043	31476	1.32	1.33	1.34	0.006	0.39	0.39	0.39	0.002							
16	20.69	75.52	1.34	0.40	0.45	1.96	9110	3137	31613	Da 15.90 m a 19.50 m Alternanza di livelli di limo sabbioso e argilla limosa.	1.37	0.41	0.45	1.98	9783	3372	33178	1.33	1.34	1.34	0.002	0.39	0.40	0.40	0.002							
17	21.35	77.27	1.35	0.41	0.45	1.98	9705	3347	32178		1.35	1.35	1.35	0.001	0.41	0.41	0.41	0.002														
18	21.91	79.38	1.37	0.42	0.45	1.99	10129	3494	33534		1.37	1.37	1.38	0.003	0.42	0.42	0.42	0.001														
19	22.40	82.54	1.41	0.42	0.45	1.99	10188	3508	35388		1.40	1.41	1.41	0.004	0.41	0.42	0.42	0.003														
20	22.87	84.64	1.46	0.42	0.46	1.99	10160	3490	38274	Da 19.50 m a 20.70 m Limo debolmente argilloso.	1.46	0.42	0.46	1.99	10160	3490	38274	1.45	1.46	1.46	0.009	0.41	0.42	0.42	0.002							
21	23.37	87.10	1.53	0.46	0.45	2.03	12570	4332	42483	Da 20.70 m a 26.50 m Ghiaia media-fine, con sabbia e limo. Presenti livelli argillosi.	1.72	0.49	0.46	2.07	14924	5128	55562	1.50	1.53	1.55	0.021	0.45	0.46	0.46	0.003							
22	23.93	88.50	1.66	0.47	0.46	2.05	13692	4704	51300		1.59	1.66	1.72	0.063	0.47	0.47	0.48	0.002														
23	24.44	90.61	1.73	0.48	0.46	2.06	14388	4936	56304		1.66	1.73	1.79	0.063	0.48	0.48	0.49	0.004														
24	24.92	92.72	1.78	0.50	0.46	2.08	15593	5353	59823		1.71	1.78	1.83	0.063	0.50	0.50	0.50	0.003														
25	25.49	94.12	1.80	0.51	0.46	2.09	16256	5582	61678		1.73	1.80	1.86	0.063	0.51	0.51	0.51	0.001														
26	26.03	95.52	1.80	0.52	0.45	2.10	17048	5862	61784		1.73	1.80	1.86	0.063	0.52	0.52	0.52	0.001														
27	26.69	97.28	1.83	0.53	0.45	2.11	17459	6003	63642	Da 26.50 m a 30.00 m Sabbia, con ghiaia e ciottoli.	1.81	0.55	0.45	2.13	18978	6548	62566	1.80	1.83	1.86	0.028	0.53	0.53	0.53	0.003							
28	27.24	99.03	1.82	0.54	0.45	2.12	18483	6368	63256		1.80	1.82	1.85	0.023	0.54	0.54	0.54	0.001														
29	27.73	100.09	1.80	0.56	0.45	2.14	19971	6905	61646		1.80	1.80	1.81	0.004	0.56	0.56	0.56	0.002														
30	28.25	101.14	1.80	0.56	0.45	2.14	19998	6915	61720		1.80	1.80	1.81	0.003	0.56	0.56	0.56	0.003														

Legenda parametri dinamici			
Tp	Tempi onde di compres millisecondi	γ	Peso di volume T/m³
Ts	Tempi onde di taglio millisecondi	Edin	Modulo di Elasticità dinamico Kg/cm
Vp	Velocità onde di compr Km/sec	Gdin	Modulo di Taglio dinamico Kg/cm
Vs	Velocità onde di taglio Km/sec	Kdin	Modulo di Compressibilità dinamico Kg/cm
ν	Coefficiente di Poisson	1	Campioni di laboratorio

CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI SUOLI
(NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. del 17 gennaio 2018)

Quota Vs=800 m/sec > **30** m

$$V_{S_{eq}} = \frac{H}{\sum_{i=1, H} \frac{h_i}{V_{S_i}}}$$

Vs_{1,eq} = **350** m/sec
G_{0,eq} = **2461** Kg/cm²

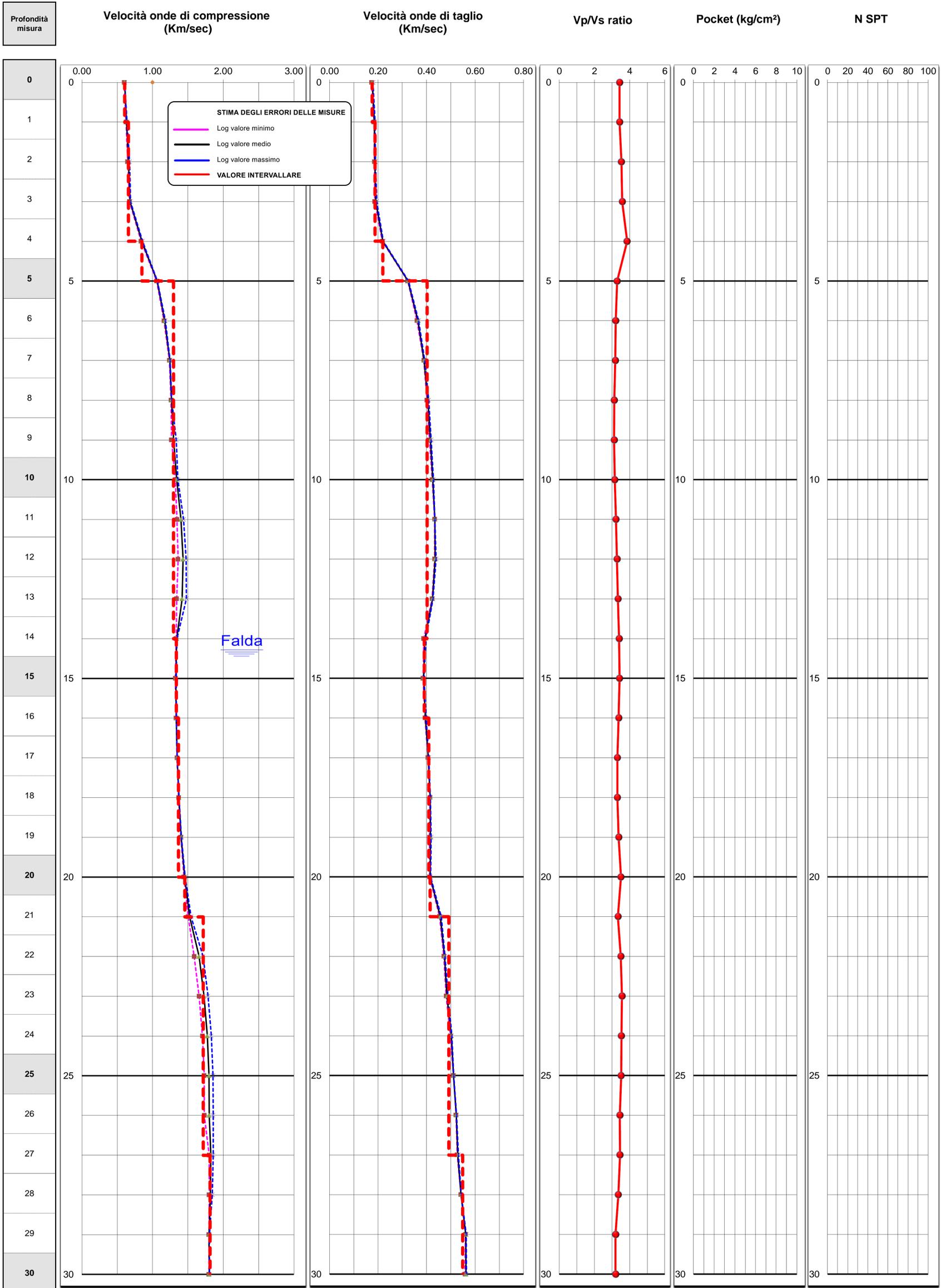
CATEGORIA SUOLO = C

Fig. 2

COMMITTENTE
DOWN HOLE
 Località
 Data acquisizione

COABI
S1
Faenza (RA)
8 Gennaio 2021

LOG DEI PARAMETRI ELASTICI
 Progressivo
 Distanza bocca foro - shot = 3.1 m



Stratigrafia sintetica

Da 0.00 a 0.60 m
Limo debolmente argilloso

Da 0.60 a 3.90 m
Limo passante a limo argilloso, a tratti debolmente sabbioso, con frammenti di laterizi a - 1.50m.

Da 3.90 m a 4.40 m
Limo sabbioso.

Da 4.40 m a 13.80 m
Sabbia con ghiaia. Presenti livelli limosi e un intervallo di limo sabbioso da 11.30 a 11.50m.

Da 13.80 m a 15.90 m
Limo argilloso.

Da 15.90 m a 19.50 m
Alternanza di livelli di limo sabbioso e argilla limosa.

Da 19.50 m a 20.70 m
Limo debolmente argilloso.

Da 20.70 m a 26.50 m
Ghiaia media-fine, con sabbia e limo. Presenti livelli argillosi.

Da 26.50 m a 30.00 m
Sabbia, con ghiaia e ciottoli.

Fig. 3

COMMITTENTE
DOWN HOLE
 Località
 Data acquisizione

COABI
S1
Faenza (RA)
8 Gennaio 2021

LOG DEI PARAMETRI ELASTICI
Progressivo
Distanza bocca foro - shot = 3.1 m



Profondità
misura

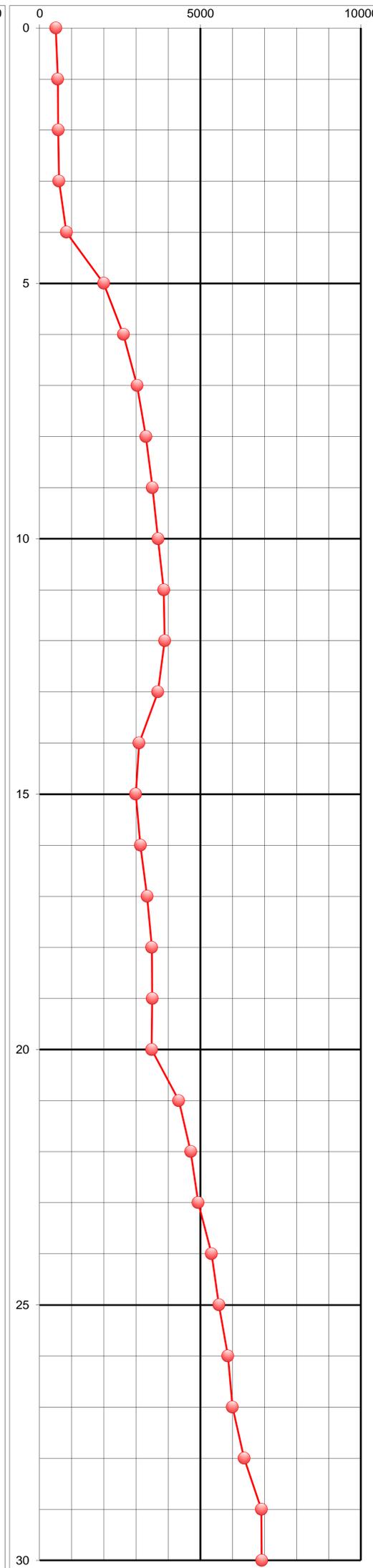
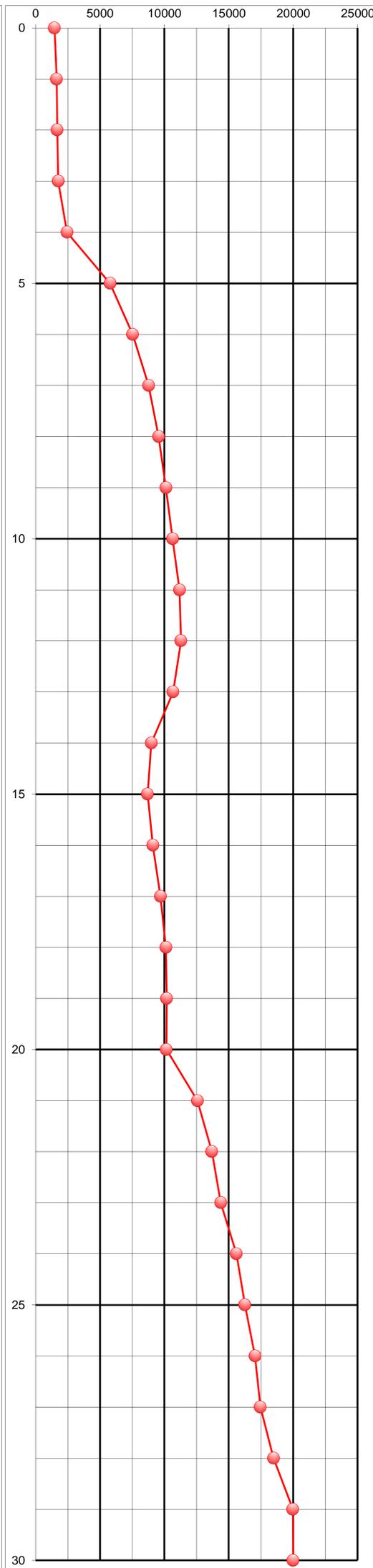
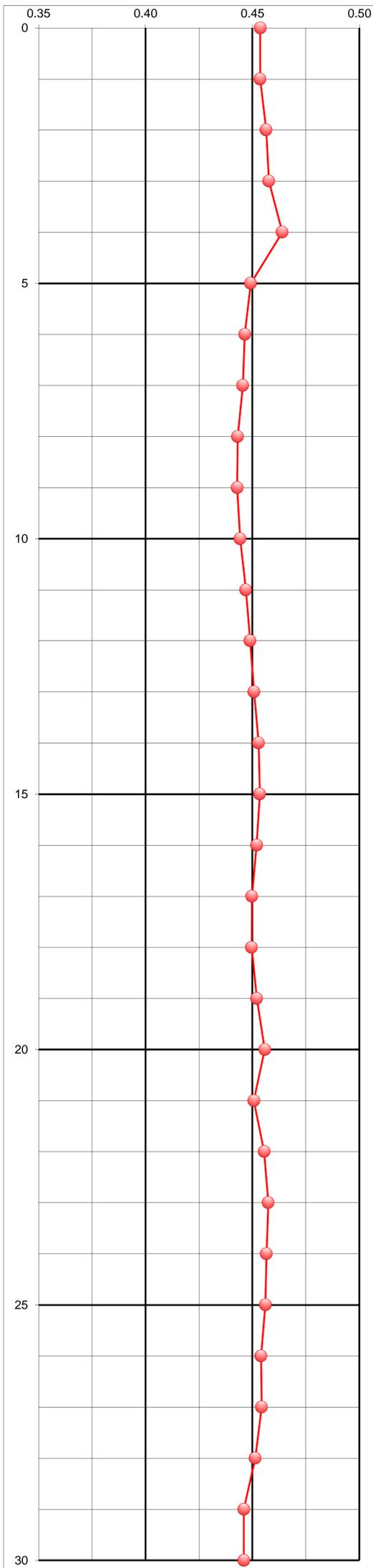
Coefficiente di Poisson

Modulo di Elasticità E° (kg/cm²)

Modulo di Taglio G° (kg/cm²)

**Stratigrafia
sintetica**

0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30



Da 0.00 a 0.60 m Limo debolmente argilloso
Da 0.60 a 3.90 m Limo passante a limo argilloso, a tratti debolmente sabbioso, con frammenti di laterizi a - 1.50m.
Da 3.90 m a 4.40 m Limo sabbioso.
Da 4.40 m a 13.80 m Sabbia con ghiaia. Presenti livelli limosi e un intervallo di limo sabbioso da 11.30 a 11.50m.
Da 13.80 m a 15.90 m Limo argilloso.
Da 15.90 m a 19.50 m Alternanza di livelli di limo sabbioso e argilla limosa.
Da 19.50 m a 20.70 m Limo debolmente argilloso.
Da 20.70 m a 26.50 m Ghiaia media-fine, con sabbia e limo. Presenti livelli argillosi.
Da 26.50 m a 30.00 m Sabbia, con ghiaia e ciottoli.

Fig. 4

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE N_{lim} VERTICALE IN CONDIZIONI STATICHE IN TERRENO OMOGENEO

Per la verifica del carico limite verticale N_{lim} si applica la formula generale di Brinch-Hansen (1966, 1970) con l'aggiunto di alcuni fattori correttivi da altre autori.

$N_{lim} = sc * ic * bc * gc * dc * Nc * c_d + sq * iq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D + 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * Ng * B * g2'$		=	465 kPa	
in cui:				
N_c	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	5.14	$N_c = (Nq - 1) * \cotan\phi'$
N_q	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	1.00	$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan\phi')}$
N_g	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	0.00	$N_g = 1.5 * (Nq - 1) * \tan\phi'$
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	= 0.00 radians
$\tan(\phi'_k)$	tangente dell'angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=		
c_d	coesione caratteristica di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	80 kPa	= 0.80 daN/cmq
$g1'$	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/mc	= 2.000 ton/mc
$g2'$	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	=	10.00 kN/mc	= 1.000 ton/mc
D	profondita di posa della fondazione	=	0.50 m	
N_k	carico verticale caratteristico	=	11356 kN	= 113.56 ton
T_k	carico orizzontale caratteristico	=	0 kN	= 0.00 ton
M_b	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico T_k per l'altezza dove agisce: $M = T_k * H$)	=	0 kN*m	= 0.00 ton*m
M_l	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico T_k per l'altezza dove agisce: $M = T_k * H$)	=	0 kN*m	= 0.00 ton*m
e_b	eccentricita in larghezza B	=	0.00	$e_b = M_b / N_k$
e_l	eccentricita in lunghezza L	=	0.00	$e_l = M_l / N_k$
B_R	larghezza della fondazione reale	=	10.00 m	
L_R	lunghezza della fondazione	=	20.00 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	10.00 m	$B = B_R - 2 * e_b$
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	20.00 m	$L = L_R - 2 * e_l$
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.08	$1 + (B/L) * (Nq/Nc)$
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.00	$1 + (B/L) * \sin(\phi')$
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.84	$1 - 0.4 * (B/L) \geq 0.6$
θ	inclinazione del carico	=	0.00 °	$\atan(T_k/N_k)$
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	1.00	$(1 - \theta / 90) * 2$
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	1.00	$= ic$
ig	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.00	$(1 - \theta / \phi') * 2 : 0 \text{ se } \phi = 0 \text{ o } \phi < \theta$
ω	angolo di inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale	=	0.00 °	= 0.00 radians
bc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	$bq - ((1 - bq) / (Nc * \tan\phi'))$
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	$\exp(-2 * \omega * \tan\phi')$
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	$\exp(-2.7 * \omega * \tan\phi')$
β	inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale a valle della fondazione	=	0.00 °	= 0.00 radians
gc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	$gq - ((1 - gq) / (Nc * \tan\phi'))$
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	$(1 - 0.5 * \tan\beta) * 5$
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq
dc	fattore di profondita	=	1.03	per $D/B \leq 1$; $dc = 1 + 0.4 * (D/B)$
dq	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B > 1$; $dc = 1 + 0.4 * \atan(D/B)$
dg	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B \leq 1$; $dq = 1 + 2 * \tanf * (1 - \text{senf}) * 2 * (D/B)$
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.85	per $D/B > 1$; $dq = 1 + 2 * \tanf * (1 - \text{senf}) * 2 * (D/B) * \atan(D/B)$ 1.00 per definizione
				J.E. Bowles, 1988
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:				
	$N_{lim}' = N_{lim} * RQD^2$	=	0 kPa	
in RQD	Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)	=	0 %	
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 2.3 al carico limite N_{lim} , come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto				
	$Rd = N_{lim} / 2.3$	=	202 kPa	= 2.02 daN/cmq = 20.2 ton/mq

Controllo della validita dell'eccentricita; e/B o $L \leq 0.16$	
e_b / B	0.00
e_l / L	0.00

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T_{lim} ORRIZONTALE IN CONDIZIONI STATICHE SUL PIANO DI POSA

Per la verifica del carico limite orizzontale T_{lim} si applica la formula generale:

$T_{lim} = ca_d * mc\% + (N_k * \tan(\delta'_d) * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	46 kPa	
in cui:				
ca_d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	70 kPa	
$mc\%$	fattore di riduzione per ca_d	=	0.66	J.E. Bowles, 1988
$N_{k \text{ statico}}$	carico verticale caratteristico statico	=	0 kN	
δ'_d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.0	$\phi_k * mm$
$\tan(\delta'_d)$	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.00	
$mm\%$	fattore di riduzione per $\tan(\delta'_d)$	=	67%	J.E. Bowles, 1988
A_{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	200.00 mq	mm = 0.67 a favore della sicurezza, ma potrebbero essere assunto mm = 1 poichè il calcestruzzo fresco aderisce bene al terreno, quindi di fatto l'attrito avviene tra terreno e terreno
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.1 al carico limite T_{lim} , come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto				
	$Rd = T_{lim} / 1.1$	=	42 kPa	= 0.42 daN/cmq = 4.2 ton/mq

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE N_{lim} VERTICALE IN CONDIZIONI SISMICHE IN TERRENO OMOGENEO

Per la verifica del carico limite verticale N_{lim} si applica la formula generale di Brinch-Hansen (1966, 1970) con l'aggiunto di alcuni fattori correttivi da altre autori.

$N_{lim} = zc \cdot sc \cdot ic \cdot bc \cdot gc \cdot dc \cdot Nc \cdot c_d + zq \cdot sq \cdot iq \cdot bq \cdot gg \cdot dq \cdot Nq \cdot g1' \cdot D + 0.5 \cdot zg \cdot rg \cdot sg \cdot ig \cdot bg \cdot gg \cdot dg \cdot Ng \cdot B \cdot g2'$		=	346 kPa	
in cui:				
Nc	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	5.14	Nc = (Nq - 1) * cotanφ'
Nq	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	1.00	Nq = tan ² (45 + φ/2) * e ^φ (pi * tanφ')
Ng	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	0.00	Ng = 1.5 * (Nq - 1) * tanφ'
φ' _k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	= 0.00 radians
tan(φ' _k)	tangente dell'angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=		
c _d	coesione caratteristica di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	80 kPa	= 0.80 daN/cmq
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/mc	= 2.000 ton/mc
g2'	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	=	10.00 kN/mc	= 1.000 ton/mc
D	profondità di posa della fondazione	=	0.50 m	
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)	=	11356 kN	= 113.56 ton
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)	=	2271 kN	= 22.71 ton
M _b	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	53643 kN*m	= 536.43 ton*m
M _l	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	50479 kN*m	= 504.79 ton*m
e _B	eccentricità in larghezza B	=	1.00	e _B = M _b / N _k o 0.1*BR
e _L	eccentricità in lunghezza L	=	0.00	e _L = M _l / N _k o 0.1*LR
B _R	larghezza della fondazione reale	=	10.00 m	
L _R	lunghezza della fondazione	=	20.00 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	8.00 m	B = B _R - 2 * e _B
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	20.00 m	L = L _R - 2 * e _L
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.08	1 + (B/L) * (Nq/Nc)
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.00	1 + (B/L) * sin(φ')
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.84	1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6
θ	inclinazione del carico	=	9.46 °	atan(Tk/Nk)
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	(1 - θ / 90) / 2
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	= ic
ig	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.00	(1 - θ / φ) / 2 : 0 se φ = 0 o φ < 0
ω	angolo di inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale	=	0.00 °	= 0.00 radians
bc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	bq - ((1 - bq) / (Nc * tanφ'))
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2*ω*tanφ')
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2.7*ω*tanφ')
β	inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale a valle della fondazione	=	0.00 °	= 0.00 radians
gc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq - ((1 - gq) / (Nc * tanφ'))
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	(1 - 0.5 * tanβ) / 5
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq
dc	fattore di profondità	=	1.03	per D/B <= 1; dc = 1 + 0.4 * (D/B)
dq	fattore di profondità	=	1.00	per D/B > 1; dc = 1 + 0.4 * atan(D/B)
dg	fattore di profondità	=	1.00	per D/B <= 1; dq = 1 + 2 * tanφ' * (1 - senφ) / 2 * (D/B)
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.85	per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanφ' * (1 - senφ) / 2 * (D/B) * atan(D/B)
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno	=	0.080	1.00 per definizione
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno	=	0.040	1 - 0.25 * log(B/2) per B >= 2
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.94	J.E. Bowles, 1988
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.73	tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.54	kh / 2

Controllo della validità dell'eccentricità, e / BR o LR <= 0.16	
e _B / BR	0.10
e _L / LR	0.00

Applicando suddetta formula generale di Brinch-Hanssen assumendo i fattori riduttivi per l'azione inerziale del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N_{lim} in condizioni sismiche

N_{lim} = 346 kPa

In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:

N_{lim}' = N_{lim} * RQD^{0.2} = 0 kPa

in RQD Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)

in RQD = 0 %

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.8 al carico limite N_{lim}, come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene una resistenza di progetto

Rd = N_{lim} / 1.8 = 192 kPa = 1.92 daN/cmq = 19.2 ton/mq

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T_{lim} ORIZZONTALE IN CONDIZIONI SISMICHE SUL PIANO DI POSA

Per la verifica del carico limite orizzontale T_{lim} si applica la formula generale:

T_{lim} = ca_d * mc% + (Nk * tan(δ'_d) * mm%) / A_{FONDAZIONI} = 46 kPa

in cui:

ca _d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	70 kPa	
mc%	fattore di riduzione per ca _d	=	0.66	J.E. Bowles, 1988
N _k statico	carico verticale caratteristico statico	=	11356 kN	
δ' _d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.0	φ _k * mm
tan(δ' _d)	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.00	J.E. Bowles, 1988
mm%	fattore di riduzione per tan(δ' _d)	=	67%	
A _{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	160.00 mq	mm = 0.67 a favore della sicurezza, ma potrebbero essere assunto mm = 1 poiché il calcestruzzo fresco aderisce bene al terreno, quindi di fatto l'attrito avviene tra terreno e terreno L * B per fondazioni a platea 160

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.1 al carico limite T_{lim}, come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene una resistenza di progetto

Rd = T_{lim} / 1.1 = 42 kPa = 0.42 daN/cmq = 4.2 ton/mq

VERIFICA DI FROHLICH

Si considera l'equazione di Frohlich che valuta il carico critico (Q_{crit}) per cui appaiono le prime zone plastiche.

Qcrit = pi.greco * c = 251 kPa (condizioni non drenate)

in cui:

N _{qcrit}	fattore critico dipendente da φ	=	0.00	N _{q crit} = π / (cotg(φ) - ((π/2) - φ))
c	coesione	=	80.00 kPa	(Frohlich)
φ' _k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	= 0.00 radians
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/mc	= 2.000 ton/mc
D	profondità di posa della fondazione	=	0.50 m	

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1 al carico limite Qcrit si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di

Qcrit_d = Qcrit / 0.8 = 314 kPa = 3.142 daN/cmq = 31.42 ton/mq

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE N_{lim} VERTICALE IN CONDIZIONI STATICHE IN TERRENO OMOGENEO

Per la verifica del carico limite verticale N_{lim} si applica la formula generale di Brinch-Hansen (1966, 1970) con l'aggiunto di alcuni fattori correttivi da altre autori.

$N_{lim} = sc * ic * bc * gc * dc * Nc * c_d + sq * iq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D + 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * Ng * B * g2'$		=	762 kPa	
in cui:				
Nc	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	30.13	$Nc = (Nq - 1) * \cotan\phi'$
Nq	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	18.40	$Nq = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan\phi')}$
Ng	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	15.07	$Ng = 1.5 * (Nq - 1) * \tan\phi'$
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	30.0 °	= 0.52 radians
$\tan(\phi'_k)$	tangente dell'angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=		
c_d	coesione caratteristica di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0 kPa	= 0.00 daN/cm ²
$g1'$	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/mc	= 2.000 ton/mc
$g2'$	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	=	10.00 kN/mc	= 1.000 ton/mc
D	profondita di posa della fondazione	=	0.50 m	
Nk	carico verticale caratteristico	=	11356 kN	= 113.56 ton
Tk	carico orizzontale caratteristico	=	0 kN	= 0.00 ton
M_b	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: $M = Tk * H$)	=	0 kN*m	= 0.00 ton*m
M_L	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: $M = Tk * H$)	=	0 kN*m	= 0.00 ton*m
e_B	eccentricita in larghezza B	=	0.00	$e_b = M_b / N_k$
e_L	eccentricita in lunghezza L	=	0.00	$e_l = M_L / N_k$
B_R	larghezza della fondazione reale	=	10.00 m	
L_R	lunghezza della fondazione	=	20.00 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	10.00 m	$B = B_R - 2 * e_b$
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	20.00 m	$L = L_R - 2 * e_l$
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.24	$1 + (B/L) * (Nq/Nc)$
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.20	$1 + (B/L) * \sin(\phi')$
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.84	$1 - 0.4 * (B/L) \geq 0.6$
θ	inclinazione del carico	=	0.00 °	$\atan(Tk/Nk)$
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	1.00	$(1 - \theta / 90) * 2$
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	1.00	= ic
ig	fattore dell'inclinazione del carico	=	1.00	$(1 - \theta / \phi') * 2 : 0 \text{ se } \phi = 0 \text{ o } \phi < \theta$
ω	angolo di inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale	=	0.00 °	= 0.00 radians
bc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	$bq - ((1 - bq) / (Nc * \tan\phi'))$
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	$\exp(-2 * \omega * \tan\phi')$
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	$\exp(-2.7 * \omega * \tan\phi')$
β	inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale a valle della fondazione	=	0.00 °	= 0.00 radians
gc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	$gq - ((1 - gq) / (Nc * \tan\phi'))$
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	$(1 - 0.5 * \tan\beta)^5$
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq
dc	fattore di profondita	=	1.03	per $D/B \leq 1$; $dc = 1 + 0.4 * (D/B)$
dq	fattore di profondita	=	1.02	per $D/B > 1$; $dc = 1 + 0.4 * \atan(D/B)$
dg	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B \leq 1$; $dq = 1 + 2 * \tan\phi' * (1 - \sin\phi')^2 * (D/B)$
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.85	per $D/B > 1$; $dq = 1 + 2 * \tan\phi' * (1 - \sin\phi')^2 * (D/B) * \atan(D/B)$ 1.00 per definizione
				1.00 per definizione
				J.E. Bowles, 1988
In caso di un substrato roccioso il valore del carico Nlim va ridotto in funzione del RQD:				
	$N_{lim}' = N_{lim} * RQD^2$	=	0 kPa	
in RQD	Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)	=	0 %	
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 2.3 al carico limite Nlim, come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto				
	$Rd = N_{lim} / 2.3$	=	331 kPa	= 3.31 daN/cm ² = 33.1 ton/mq

Controllo della validita dell'eccentricita; e/B o $L \leq 0.16$	
e_b / B	0.00
e_l / L	0.00
	Brinch-Hansen, 1970
	Brinch-Hansen, 1970

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T_{lim} ORRIZONTALE IN CONDIZIONI STATICHE SUL PIANO DI POSA

Per la verifica del carico limite orizzontale T_{lim} si applica la formula generale:

$T_{lim} = ca_d * mc\% + (Nk * \tan(\delta'_d) * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	26 kPa	
in cui:				
ca_d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	40 kPa	
mc%	fattore di riduzione per ca_d	=	0.66	J.E. Bowles, 1988
$N_{k \text{ statico}}$	carico verticale caratteristico statico	=	0 kN	
δ'_d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	12.7	$\phi_k * mm$
$\tan(\delta'_d)$	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.23	J.E. Bowles, 1988
mm%	fattore di riduzione per $\tan(\delta'_d)$	=	67%	
A_{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	200.00 mq	mm = 0.67 a favore della sicurezza, ma potrebbero essere assunto mm = 1 poichè il calcestruzzo fresco aderisce bene al terreno, quindi di fatto l'attrito avviene tra terreno e terreno
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.1 al carico limite Tlim, come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto				
	$Rd = T_{lim} / 1.1$	=	24 kPa	= 0.24 daN/cm ² = 2.4 ton/mq

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE N_{lim} VERTICALE IN CONDIZIONI SISMICHE IN TERRENO OMOGENEO

Per la verifica del carico limite verticale N_{lim} si applica la formula generale di Brinch-Hansen (1966, 1970) con l'aggiungo di alcuni fattori correttivi da altre autori.

$N_{lim} = zc \cdot sc \cdot ic \cdot bc \cdot gc \cdot dc \cdot Nc \cdot c_d + zq \cdot sq \cdot iq \cdot bq \cdot gq \cdot dq \cdot Nq \cdot g1' \cdot D + 0.5 \cdot zg \cdot rg \cdot sg \cdot ig \cdot bg \cdot gg \cdot dg \cdot Ng \cdot B \cdot g2'$		=	242 kPa
in cui:			
Nc	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	30.13
Nq	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	18.40
Ng	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	15.07
φ' _k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	30.0 ° = 0.52 radians
tan(φ' _k)	tangente del angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	
c _d	coesione caratteristica di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.00 kPa = 0.00 daN/cm ²
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/mc = 2.000 ton/mc
g2'	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	=	10.00 kN/mc = 1.000 ton/mc
D	profondità di posa della fondazione	=	0.50 m
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)	=	11356 kN = 113.56 ton
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)	=	2271 kN = 22.71 ton
M _b	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	53643 kN*m = 536.43 ton*m
M _l	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	50479 kN*m = 504.79 ton*m
e _B	eccentricità in larghezza B	=	1.00 e _B = M _b / N _k o 0.1*BR
e _L	eccentricità in lunghezza L	=	0.00 e _L = M _l / N _k o 0.1*LR
B _R	larghezza della fondazione reale	=	10.00 m
L _R	lunghezza della fondazione	=	20.00 m
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	8.00 m B = B _R - 2 * e _B
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	20.00 m L = L _R - 2 * e _L
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.24 1 + (B/L) * (Nq/Nc)
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.20 1 + (B/L) * sin(φ')
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.84 1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6
θ	inclinazione del carico	=	9.46 ° atan(Tk/Nk)
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80 (1-θ / 90) / 2
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80 = ic
ig	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.47 (1-θ / φ') / 2 : 0 se φ = 0 o φ < 0
ω	angolo di inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale	=	0.00 ° = 0.00 radians
bc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00 bq - ((1 - bq) / (Nc * tan(φ')))
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00 exp(-2*ω*tan(φ'))
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00 exp(-2.7*ω*tan(φ'))
β	inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale a valle della fondazione	=	0.00 ° = 0.00 radians
gc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00 gq - ((1 - gq) / (Nc * tan(φ')))
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00 (1 - 0.5 + tan(β)) / 5
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00 gq
dc	fattore di profondità	=	1.03 per D/B <= 1; dc = 1 + 0.4 * (D/B)
dq	fattore di profondità	=	1.02 per D/B > 1; dq = 1 + 0.4 * atan(D/B)
dg	fattore di profondità	=	1.00 per D/B <= 1; dq = 1 + 2 * tan(φ') * (1 - sen(φ)) / 2 * (D/B)
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	1.00 per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tan(φ') * (1 - sen(φ)) / 2 * (D/B) * atan(D/B)
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno	=	0.080 1 - 0.25 * log(B/2) per B >= 2
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno	=	0.040 tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.71 exp(-4.3*kh*(1+XX))
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.73 (1-Kv)*exp(-5.3*kh*1.2)/(1-Kv)
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.54 (1-2/3*Kv)*exp(-9*kh*1.1)/(1-Kv)

Controllo della validità dell'eccentricità, e / BR o LR <= 0.16	
e _B / BR	0.10
e _L / LR	0.00

Applicando suddetta formula generale di Brinch-Hansen assumendo i fattori riduttivi per l'azione inerziale del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N_{lim} in condizioni sismiche

N_{lim} = 242 kPa

In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:

N_{lim}' = N_{lim} * RQD^{0.2} = 0 kPa

in RQD Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.8 al carico limite N_{lim}, come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene una resistenza di progetto

Rd = N_{lim} / 1.8 = 134 kPa = 1.34 daN/cm² = 13.4 ton/m²

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T_{lim} ORIZZONTALE IN CONDIZIONI SISMICHE SUL PIANO DI POSA

Per la verifica del carico limite orizzontale T_{lim} si applica la formula generale:

T_{lim} = ca_d * mc% + (Nk * tan(δ'_d) * mm%) / A_{FONDAZIONI} = 37 kPa

in cui:

ca _d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	40 kPa
mc%	fattore di riduzione per ca _d	=	0.66
N _k statico	carico verticale caratteristico statico	=	11356 kN
δ' _d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	12.7 φ _k * mm
tan(δ' _d)	tangente del angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.23
mm%	fattore di riduzione per tan(δ' _d)	=	67%
A _{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	160.00 m ²

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.1 al carico limite T_{lim}, come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene una resistenza di progetto

Rd = T_{lim} / 1.1 = 34 kPa = 0.337 daN/cm² = 3.37 ton/m²

VERIFICA DI FROHLICH

Si considera l'equazione di Frohlich che valuta il carico critico (Q_{crit}) per cui appaiono le prime zone plastiche.

Qcrit = Nqcrit * (c * cotgφ + g1' * D) = 46 kPa (condizioni drenate)

in cui:

Nqcrit	fattore critico dipendente da φ	=	4.59 Nq crit = π / (cotg(φ) - ((π/2)-φ))
c	coesione	=	0.00 kPa
φ' _k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	30.0 ° = 0.52 radians
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/mc = 2.000 ton/mc
D	profondità di posa della fondazione	=	0.50 m

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1 al carico limite Qcrit si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di

Qcrit_d = Qcrit / 0.8 = 57 kPa = 0.573 daN/cm² = 5.73 ton/m²

RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)

Comune	Faenza
Localita'	Faenza
Committente	CO.ABI Società Cooperativa
Fondazione rettangolare	10 X 20 m
Plano di posa	0.5 -- 0.5 m
Carico applicato	0.7 daN/cm2

Distanza fondazione tra (m)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		5.00	10.00	11.18
spigolo corto	5.00		11.18	10.00
spigolo lungo	10.00	11.18		5.00
centro	11.18	10.00	5.00	

Distanze tra le prove (m) / Distanza ipotizzata della variabilità litotecnica (m)	Prova 1	Prova 2	Prova 3	Prova 4
Prova 1	1	11	11	11
Prova 2	11		11	11
Prova 3	11	11		11
Prova 4	11	11	11	



S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com

CEDIMENTI EDMETRICI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE POSIZIONE NELLA PIANTA DI FONDAZIONE

PROVA 1	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidezza angolo	0.21
priva rigidezza spigolo corto	0.39
priva rigidezza spigolo lungo	0.41
priva rigidezza centro	0.77
rigida	0.00
	0.75

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.18	0.20	0.56
spigolo corto	0.18		0.02	0.38
spigolo lungo	0.20	0.02		0.37
centro	0.56	0.38	0.37	

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.04	0.02	0.05
spigolo corto	0.04		0.00	0.04
spigolo lungo	0.02	0.00		0.07
centro	0.05	0.04	0.07	

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	0.56	0.07	1365

PROVA 2	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidezza angolo	0.44
priva rigidezza spigolo corto	0.81
priva rigidezza spigolo lungo	0.85
priva rigidezza centro	1.59
rigida	0.00
	1.55

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.37	0.41	1.16
spigolo corto	0.37		0.04	0.79
spigolo lungo	0.41	0.04		0.74
centro	1.16	0.79	0.74	

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.07	0.04	0.10
spigolo corto	0.07		0.00	0.08
spigolo lungo	0.04	0.00		0.15
centro	0.10	0.08	0.15	

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	1.16	0.15	671

PROVA 3	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidezza angolo	0.15
priva rigidezza spigolo corto	0.29
priva rigidezza spigolo lungo	0.30
priva rigidezza centro	0.58
rigida	0.00
	0.56

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.14	0.15	0.42
spigolo corto	0.14		0.01	0.29
spigolo lungo	0.15	0.01		0.28
centro	0.42	0.29	0.28	

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.03	0.01	0.04
spigolo corto	0.03		0.00	0.03
spigolo lungo	0.01	0.00		0.06
centro	0.04	0.03	0.06	

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	0.42	0.06	1808

PROVA 4	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidezza angolo	0.45
priva rigidezza spigolo corto	0.83
priva rigidezza spigolo lungo	0.87
priva rigidezza centro	1.64
rigida	0.00
	1.58

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.38	0.42	1.19
spigolo corto	0.38		0.04	0.81
spigolo lungo	0.42	0.04		0.76
centro	1.19	0.81	0.76	

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.08	0.04	0.11
spigolo corto	0.08		0.00	0.08
spigolo lungo	0.04	0.00		0.15
centro	0.11	0.08	0.15	

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	1.19	0.15	655

CEDIMENTI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE PROVE

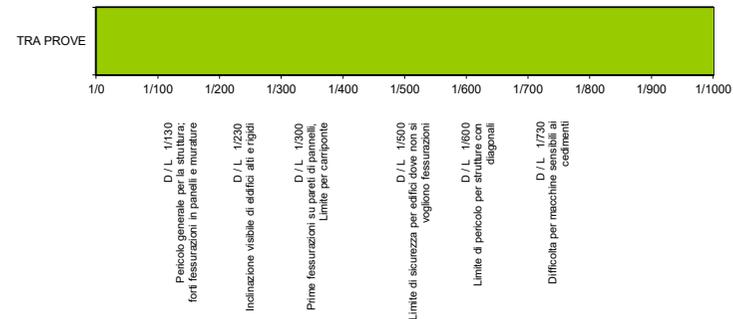
Pianta rettangolare rigida	Cedimenti cumulativo in cm		
	Elastici	Edometrici	Totale
Prova 1	0.21	0.75	0.96
Prova 2	0.57	1.55	2.11
Prova 3	0.19	0.56	0.75
Prova 4		1.58	

Cedimenti differenziali Edometrici (cm)	Prova 1	Prova 2	Prova 3	Prova 4
Prova 1		0.792	0.189	0.832
Prova 2	0.792		0.981	0.039
Prova 3	0.189	0.981		1.021
Prova 4	0.832	0.039	1.021	

Cedimenti differenziali Edometrici (%)	Prova 1	Prova 2	Prova 3	Prova 4
Prova 1		0.072	0.017	0.076
Prova 2	0.072		0.089	0.004
Prova 3	0.017	0.089		0.093
Prova 4	0.076	0.004	0.093	

Cedimenti differenziali edometrici massimi	cm	%	L / Δ
	1.02	0.09	1078

LIMITE DELLE DISTORSIONI ANGOLARI (BJERRUM 1963)
DISTORSIONE MASSIMA TRA PROVE L / Δ = 1078



LIMITI DEI CEDIMENTI E DISTORSIONI ANGOLARI AMMISSIBILE (WILUN & STARZEWSKI 1975)

Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e strutture	Cedimento massimo totale ammissibile (cm)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazioni di una struttura
1	strutture massicce di notevole rigidezza rispetto agli assi orizzontale, con fondazioni massicce in calcestruzzo non armato o fondazioni cellulari o graticci rigidi in calcestruzzo armato.	15 - 20	Le differenze massimi tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazioni maggiori di 1/100 - 1/200 del rapporto tra la dimensione minore in pianta della fondazione e l'altezza della struttura.
2	strutture isostatiche con giunti e cerniere e strutture in legno.	10 - 15	1/100 - 1/200
3	strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in cementi armati ad ogni piano, con fondazioni continue in cemento armato e con pareti trasversali con almeno 25 cm di spessore con interassi minori di 6 m e strutture a telaio in calcestruzzo armato con le colonne ad interassi minori di 6 m, con fondazioni continue o a platea.	8 - 10	1/200 - 1/300
4	strutture della classe 3, ma che non soddisfano una della condizioni imposte e strutture in cemento armato con fondazioni a plinti.	6 - 8	1/300 - 1/500
5	strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi.	5 - 6	1/500 - 1/700

Comune Faenza
 Via Via Firenze
 Localita' Faenza
 Committente CO.ABI Società Cooperativa
 Data 22/12/2020

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Modulo Edometrico M secondo Benassi

Modulo Elastico E secondo Autori Vari

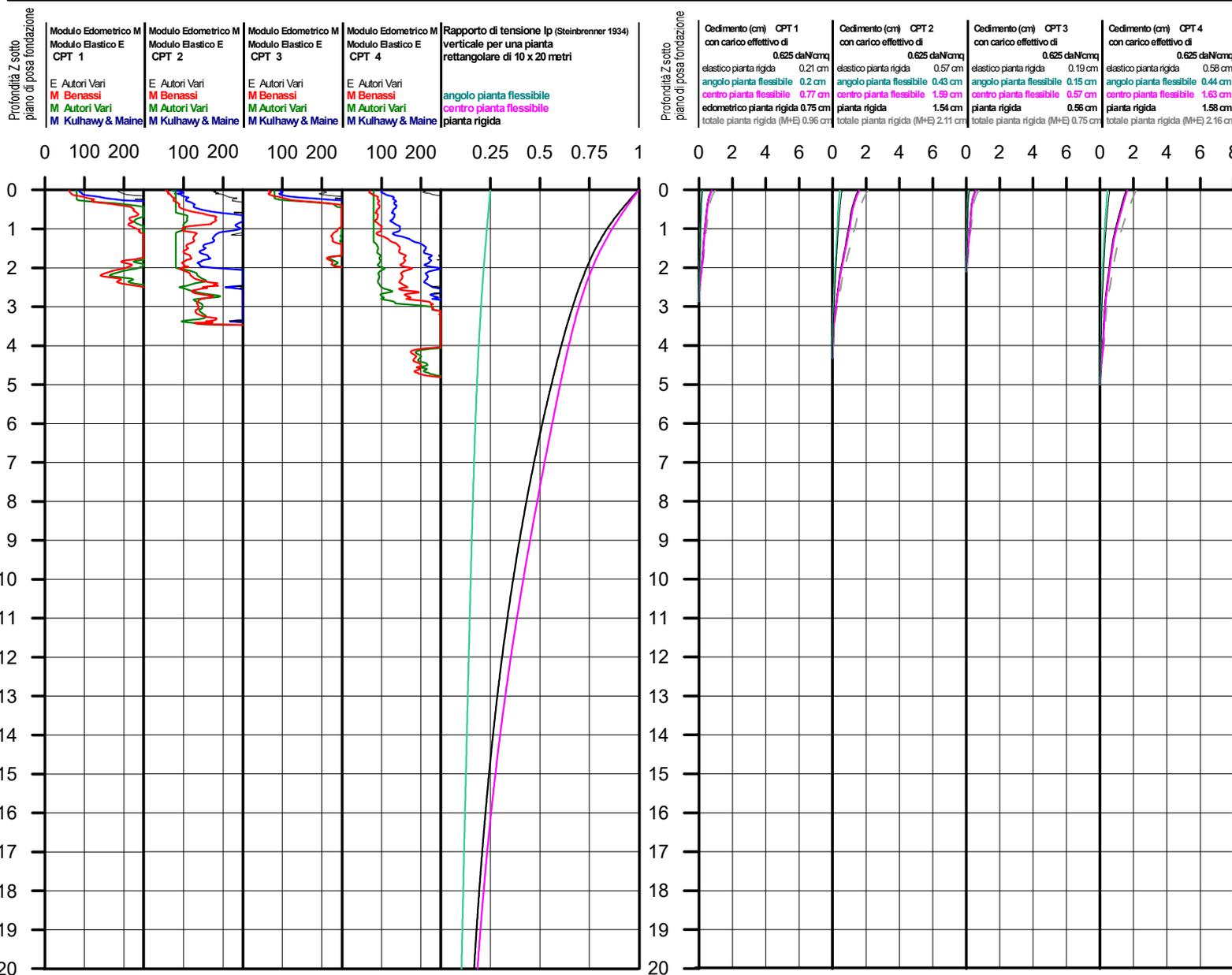


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

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

Via Matteotti 50
 48012 Bagnacavallo (RA)

www.geo55.com



CALCOLO DEI CEDIMENTI

Larghezza fondazione (b) **10.00 m**
 Lunghezza fondazione (a) **20.00 m**

Carico applicato **0.700 daN/cm²**

Calcolo fino a profondità massima di **6.00 m** da piano fondazi

Modulo Edometrico secondo **Benassi**

PROVA A 1

Profondità fondazione **0.50 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.625 daN/cm²**

Cedimenti per pianta rigida **Elastici** **0.21 cm**
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** **0.75 cm**
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** **0.96 cm**

PROVA B 2

Profondità fondazione **0.50 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.625 daN/cm²**

Cedimenti per pianta rigida **Elastici** **0.57 cm**
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** **1.55 cm**
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** **2.11 cm**

PROVA C 3

Profondità fondazione **0.50 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.625 daN/cm²**

Cedimenti per pianta rigida **Elastici** **0.19 cm**
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** **0.56 cm**
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** **0.75 cm**

PROVA D 4

Profondità fondazione **0.50 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.625 daN/cm²**

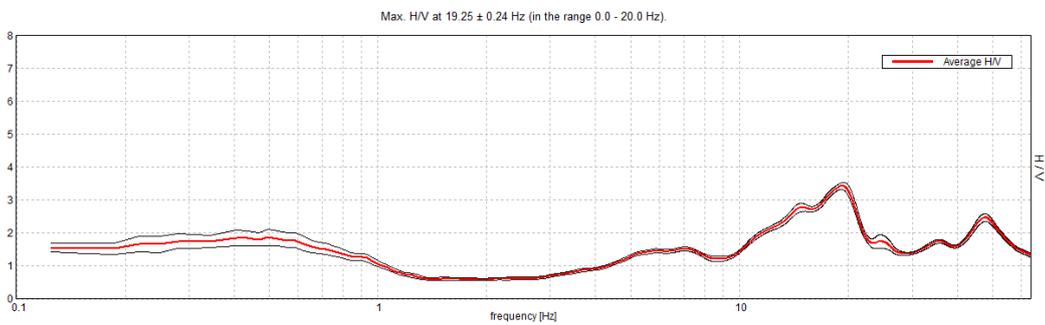
Cedimenti per pianta rigida **Elastici** **0.58 cm**
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** **1.58 cm**
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** **2.16 cm**

FAENZA VIA FIRENZE - AREA GHILANA, CO.ABI Società Cooperativa T1

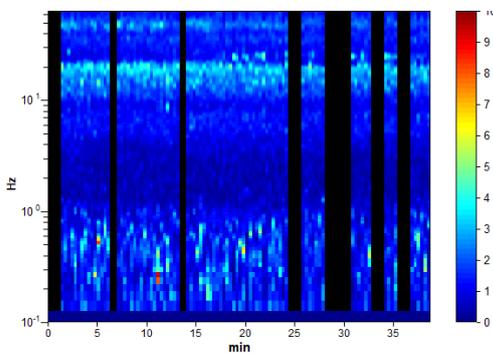
Instrument: TEN-0017/01-07
 Data format: 16 byte
 Full scale [mV]: 51
 Start recording: 22/12/20 12:10:55 End recording: 22/12/20 12:49:53
 Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
 GPS data not available

Trace length: 0h38'48". Analyzed 76% trace (manual window selection)
 Sampling rate: 128 Hz
 Window size: 20 s
 Smoothing type: Triangular window
 Smoothing: 10%

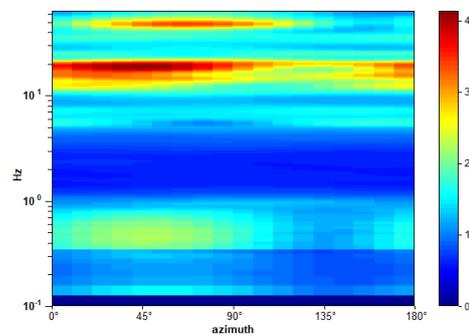
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



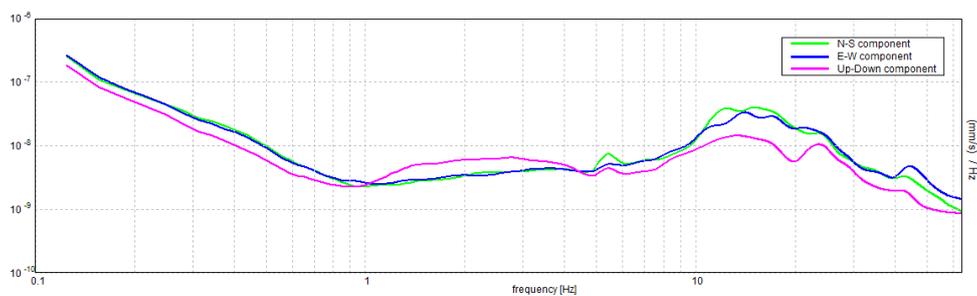
H/V TIME HISTORY



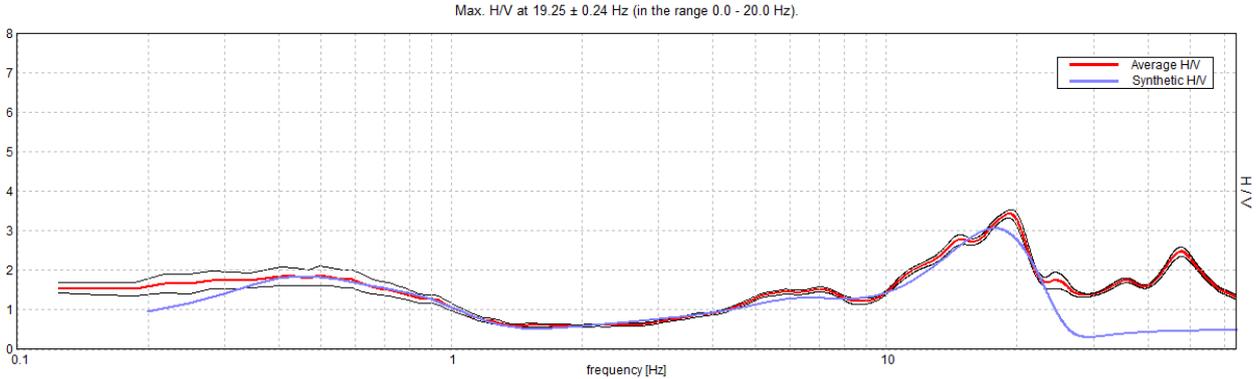
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

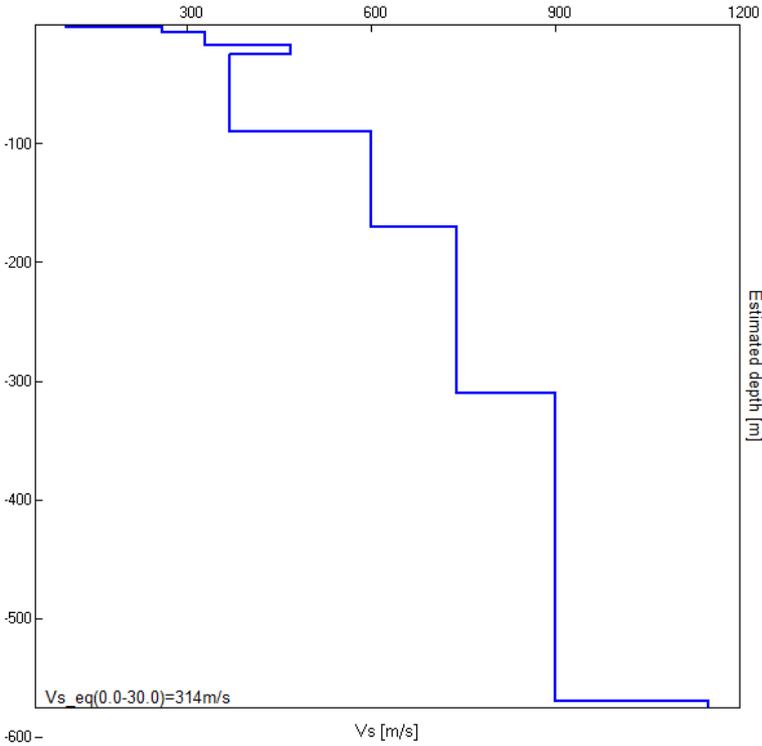


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.50	1.50	104	0.35
6.00	4.50	260	0.35
17.00	11.00	330	0.35
25.00	8.00	470	0.35
90.00	65.00	370	0.35
170.00	80.00	600	0.35
310.00	140.00	740	0.35
570.00	260.00	900	0.35
inf.	inf.	1150	0.35

Vs_eq(0.0-30.0)=314m/s



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

Max. H/V at 19.25 ± 0.24 Hz (in the range 0.0 - 20.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	19.25 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	33880.0 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 925 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	10.625 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	23.031 Hz	OK	
$A_0 > 2$	3.42 > 2	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.01256 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	0.24181 < 0.9625	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.1064 < 1.58	OK	

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

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

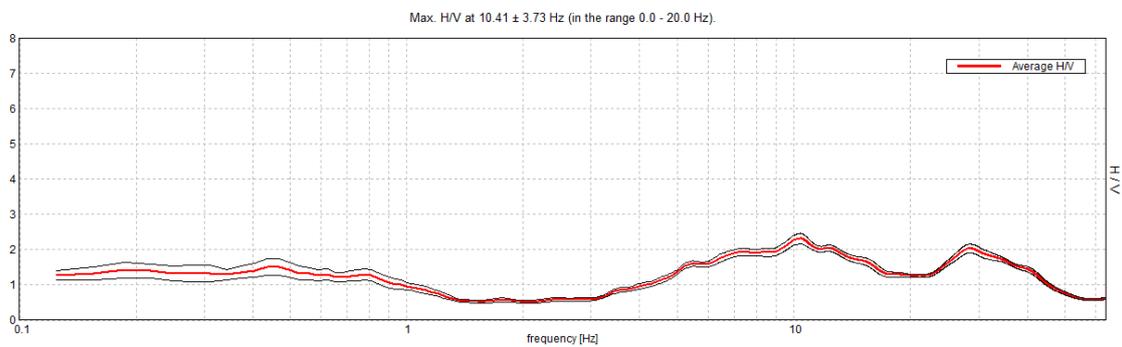
Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

FAENZA VIA FIRENZE - AREA GHILANA, CO.ABI Società Cooperativa T2

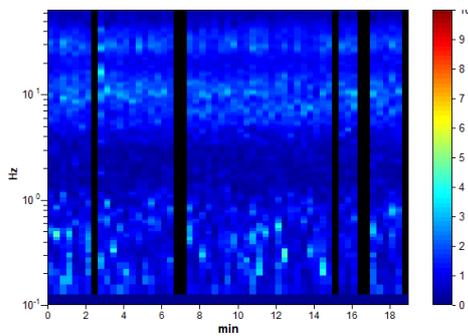
Instrument: TEN-0017/01-07
 Data format: 16 byte
 Full scale [mV]: 51
 Start recording: 22/12/20 12:52:35 End recording: 22/12/20 13:11:42
 Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
 GPS data not available

Trace length: 0h19'00". Analyzed 88% trace (manual window selection)
 Sampling rate: 128 Hz
 Window size: 20 s
 Smoothing type: Triangular window
 Smoothing: 10%

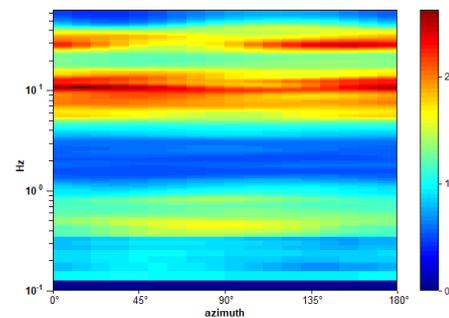
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



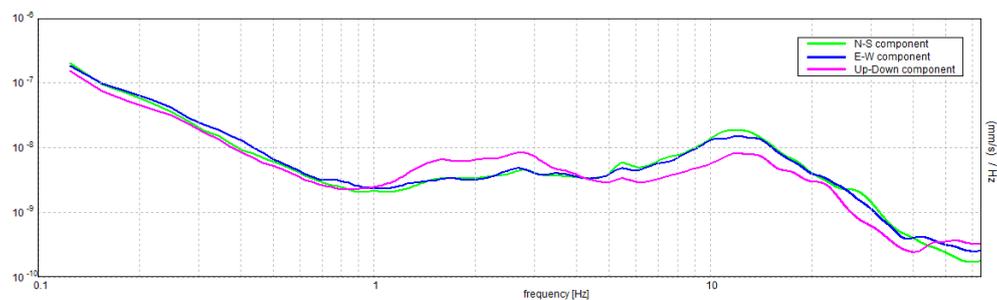
H/V TIME HISTORY



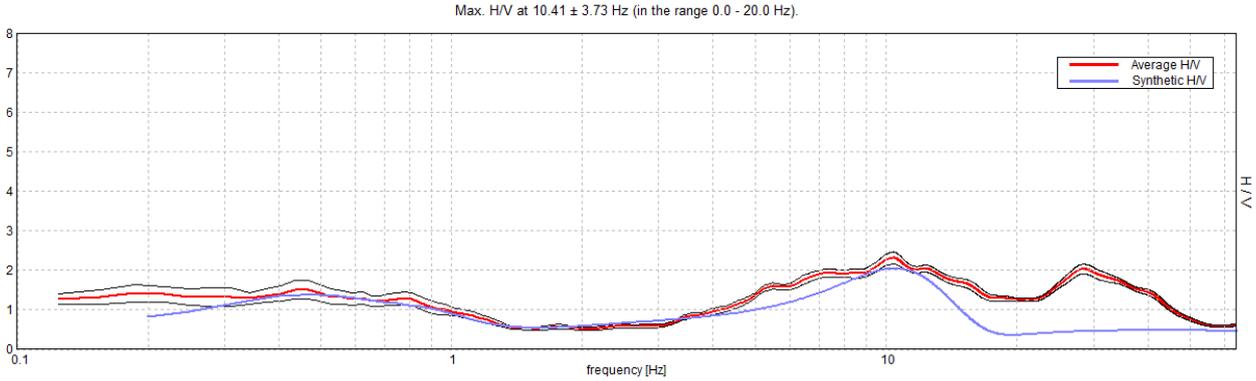
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

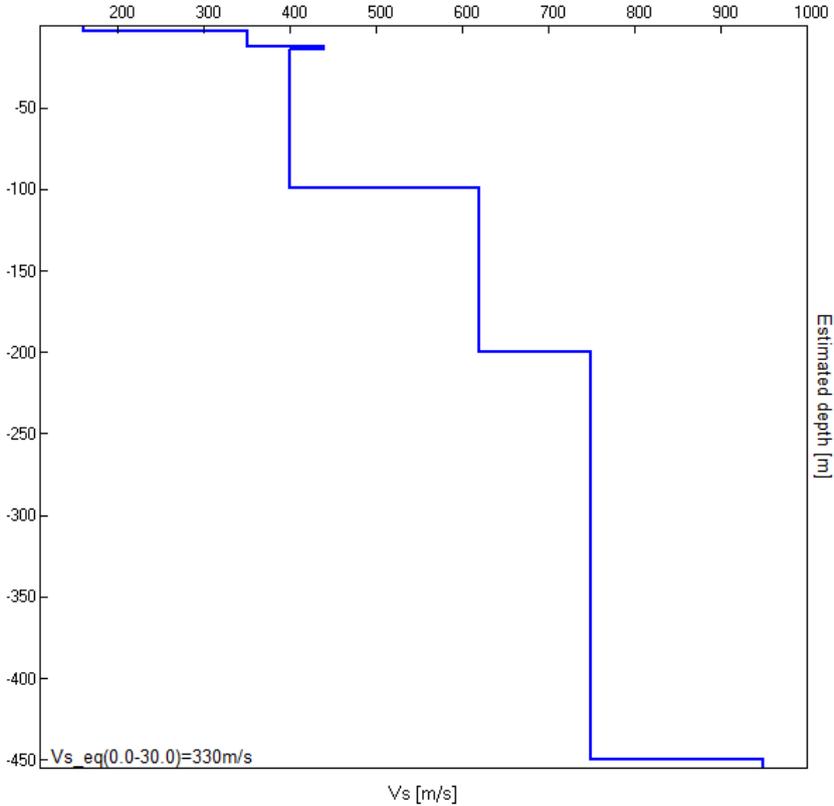


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
3.50	3.50	160	0.35
12.50	9.00	350	0.35
14.50	2.00	440	0.35
99.50	85.00	400	0.35
199.50	100.00	620	0.35
449.50	250.00	750	0.35
inf.	inf.	950	0.35

Vs_eq(0.0-30.0)=330m/s



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

Max. H/V at 10.41 ± 3.73 Hz (in the range 0.0 - 20.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	10.41 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	10406.3 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 500 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	4.594 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	2.31 > 2	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.35814 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	3.72695 < 0.52031		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.1526 < 1.58	OK	

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

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

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