

Comune di PORTOMAGGIORE
Provincia di FERRARA

IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI FERTILIZZANTI DA FANGHI DI DEPURAZIONE SITO IN VIA PORTONI BANDISSOLO LOCALITA' PORTOVERRARA

Autorizzazione unica di V.I.A.
ai sensi della L.R. N° 4/18 del 20/04/2018

PROGETTO DEFINITIVO

Spazio riservato all'Ufficio Tecnico

COMMITTENTE

CENTRO AGRICOLTURA AMBIENTE "G.NICOLI" s.r.l.
con sede in CREVALCORE (BO)
via Sant'Agata n° 835
C.F./P.Iva: 01529451203

PROGETTISTA E D.L.

Arch. GIANNI MAZZONI
C.F.: MZZGNN70MO5A944F

N° TAVOLA

RE08

Elaborato

RELAZIONE GEOLOGICA SCREENING 2018 RE08

Scala

Data

30/09/2022

Rev 01

Rev 02

Rev 03

Comune di PORTOMAGGIORE
 Provincia di FERRARA

IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI FERTILIZZANTI DA FANGHI DI DEPURAZIONE SITO IN VIA PORTONI BANDISSOLO LOCALITA' PORTOVERRARA

Verifica di Assoggettabilità a V.I.A. (Screening)

ai sensi della L.R. N° 4/18 del 20/04/2018

PROGETTO PRELIMINARE

Tavola RUE	Zona RUE AVP	Dati Catastali	Foglio 140	Mappali 114/132/113/117/119/122/125
------------	-----------------	----------------	---------------	--

Spazio riservato all'Ufficio Tecnico

COMMITTENTE

CENTRO AGRICOLTURA AMBIENTE "G.NICOLI" s.r.l.
 con sede in CREVALCORE (BO)
 via Argini Nord n° 3351
 C.F./P.Iva: 01529451203

PROGETTISTA E D.L.

Arch. GIANNI MAZZONI
 C.F.: MZZGNN70MO5A944F

N° TAVOLA

RE08

Elaborato

RELAZIONE GEOLOGICA

Scala	Data AGOSTO 2018	Rev 01	Rev 02	Rev 03
-------	---------------------	--------	--------	--------

Realizzazione di impianto di produzione di fertilizzanti

Elaborato:

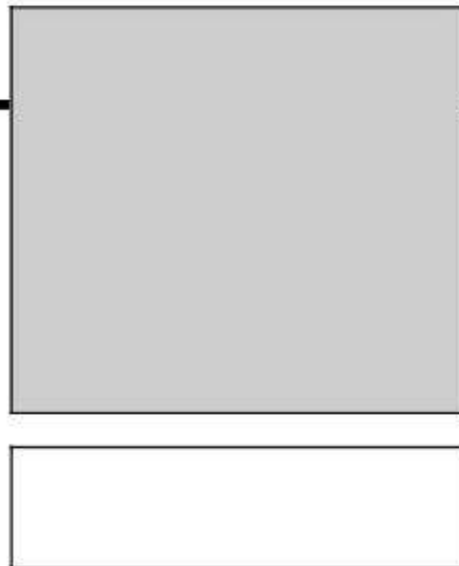
- 6.1 Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- 6.2 Relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno
- 6.3 Relazione sulla modellazione sismica concernente la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Località:

Via Portoni 46, Bandissolo (Portoverrara), Comune di Portomaggiore (FE)

Committente:

C.A.A. G. Nicoli



Studio Geologico
BRUNALDI RAFFAELE

Via A. Da Brescia 11
44011 Argenta (FE)
Tel. e Fax: 0532852858
Cell.: 3355373693 E-mail: rabrugeo@gmail.com



Figg. 1/2: Area in esame, ubicazione dei punti di indagini relativi all'oggetto della presente relazione. Scale libere e diverse la prima dalla seconda, su orto- foto aeree tratte da Google Earth ®. Si sono riportate le paleo forme divagative di cui si dirà in relazione e le tracce delle sezioni stratigrafiche locali che saranno illustrate più oltre in relazione.



Fig. 1/3: Area in esame, ubicazione dei punti di indagini relativi all'oggetto della presente relazione. Scala libera, su orto- foto aerea tratta da Google Earth ®. Si sono riportate le paleo forme divagative di cui si dirà in relazione e le tracce delle sezioni stratigrafiche locali che saranno illustrate più oltre in relazione.

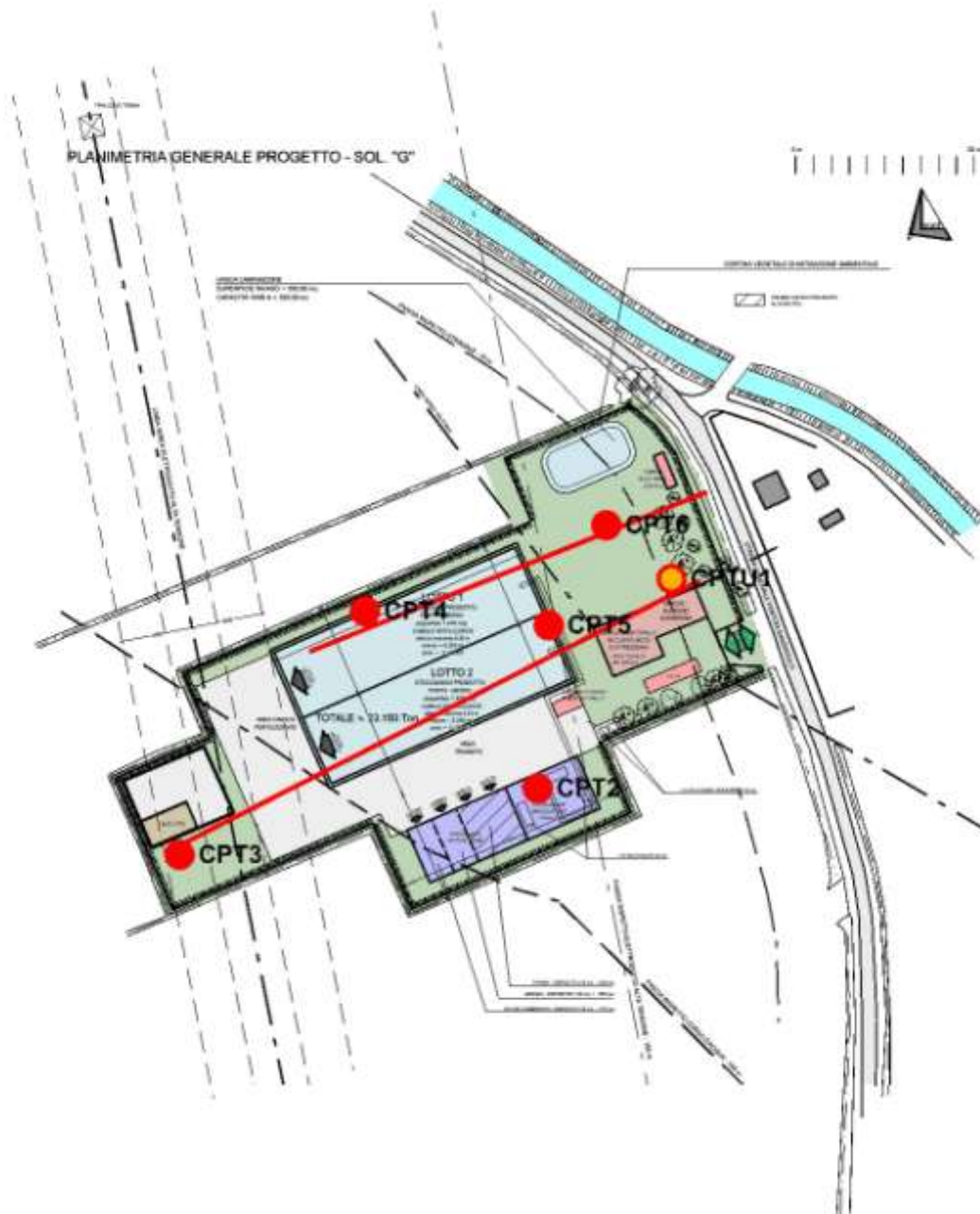


Fig. 1/4: Ubicazione dei punti di indagine, su progetto a Scala Libera, messo a disposizione dello scrivente dalla Committenza.



Fig. 1/5: Ubicazione punto di indagine C.P.T.U. 1.



Fig. 1/6: Ubicazione punto di indagine C.P.T. 2.



Fig. 1/7: Ubicazione punto di indagine C.P.T. 3.



Fig. 1/8: Ubicazione punto di indagine C.P.T. 4.



Fig. 1/9: Ubicazione punto di indagine C.P.T. 5.



Fig. 1/10: Ubicazione punto di indagine C.P.T. 6.

1.2 Scopo della presente documentazione:

La presente relazione di Modellazione Geologica è basata su di una campagna di indagini atte ad acquisire le necessarie conoscenze geologiche, litostratigrafiche, geotecniche e di caratterizzazione sismica dell'area in esame (anche sulla base di riscontri su dati relativi ad aree prossime ed assimilabili quella in esame, conoscenze in possesso dello scrivente e/o sulla base di dati di bibliografia tecnica messi a disposizione dalla Committenza e/o presenti in appositi database). La presente modellazione è stata condotta nello spirito del Decreto 17/01/2018: Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (di cui al D.M. 14/01/08).

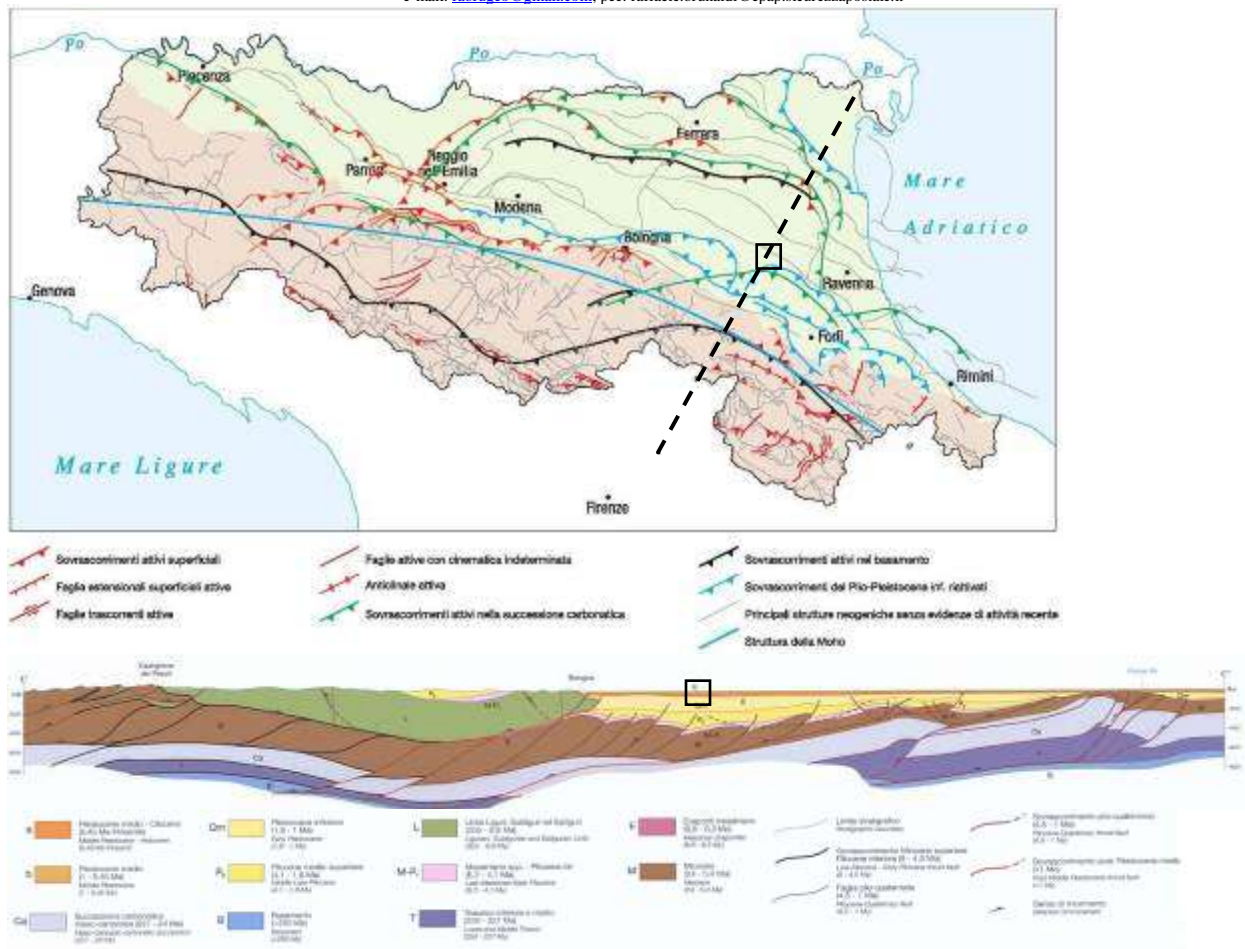
1.3 Indagini appositamente eseguite:

Per l'area riportata in relazione si è eseguita una indagine penetrometrica costituita dalle C.P.T. da 2 a 6 eseguite dallo scrivente e dalla C.P.T.U. 1 eseguita dalla Ditta GeoFE; si sono indagate profondità sino a 20 m dal p.c. Si è anche eseguita una indagine puntuale H/V (con strumentazione Tromino © Micromed, di proprietà dello scrivente), che ha potuto raggiungere profondità ampiamente maggiori di quanto richiesto dal D.M./N.T.C. Le indagini sono state elaborate con appositi software.

Ci si riferirà altresì ad altre indagini reperite all'apposito data- base regionale (ubicate come alle apposite immagini più oltre riportate).

2. GEOLOGIA DELL'AREA IN ESAME

L'assetto geologico complessivo dell'area in esame è legato all'evoluzione del grande bacino subsidente padano, di riempimento detritico ed all'evoluzione tettonica compressiva e convergente fra il dominio Sud- alpino ed il dominio appenninico. Normalmente si è in presenza di un notevole "pacco" di deposizioni alluvionali sciolte e/o fini, d'età Pleistocenica (dal Pleistocene Medio- Olocene: 0,45 Milioni di anni-presente, al Pliocene Medio- Superiore: 4,1- 1,8 Milioni di anni) che sovrastano le strutture appenniniche sepolte, d'età Miocenica (2,4- 5,4 Milioni di Anni fa). Vi è poi la presenza di un complesso sistema di pieghe compressive e faglie, orientate da NNO a SSE, ovvero da ONO a ESE o ancora Nord- Sud. Uno schema stratigrafico delle strutture profonde sarà riportato alle seguenti figure. Ricadute sismiche dei movimenti delle strutture sepolte sono registrabili nella storia sismica dell'area padana e dell'area in esame, e se ne darà rapido conto all'apposito capitolo (al quale si rimanda).



Figg. 2/1 e 2/2: Schema geologico profondo esemplificativo della Pianura Padana e relativa Sezione geologica esplicativa. Sono riportati gli andamenti delle pieghe e delle faglie del substrato e la traccia della medesima sezione.

2.1 Assetto geologico e geomorfologico dell'area in esame:

L'area in esame si sviluppa su terreni che la Cartografia Geologica della Regione Emilia-Romagna individua essere di natura Sabbioso- Limosa (SL). Tali deposizioni sono da ricondurre alla Piana Deltizia e sono correlate a divagazioni paleo fluviali. Per il caso in esame trattasi delle divagazioni dell'attuale Scolo Forcello, corpo idrico connesso al sistema divagativo compreso entro il Sandolo Persico ad Ovest e le antiche Valli di Argenta/Mezzano ad Est (come verrà riportato alle apposite figure presenti in relazione). In sostanza si dovrebbero rilevarsi Depositi di Argine Distributore, Canale e Rotta; ovvero deposizioni granulari, quali Sabbie da medie a fini od ancora Sabbie finissime e/o Sabbie- Limose e Limi. Tali deposizioni si dispongono in corpi lenticolari e/o nastriformi "annegati" nelle alluvioni fini- coesive (ovvero argillose) che sono invece retaggio degli ambienti depositivi di palude sui quali scorrevano i paleo corsi idrici. Come si potrà vedere nel prosieguo della presente relazione (dalle risultanze delle indagini penetrometriche localmente eseguite), per l'area in esame tale assetto è appunto confermato.

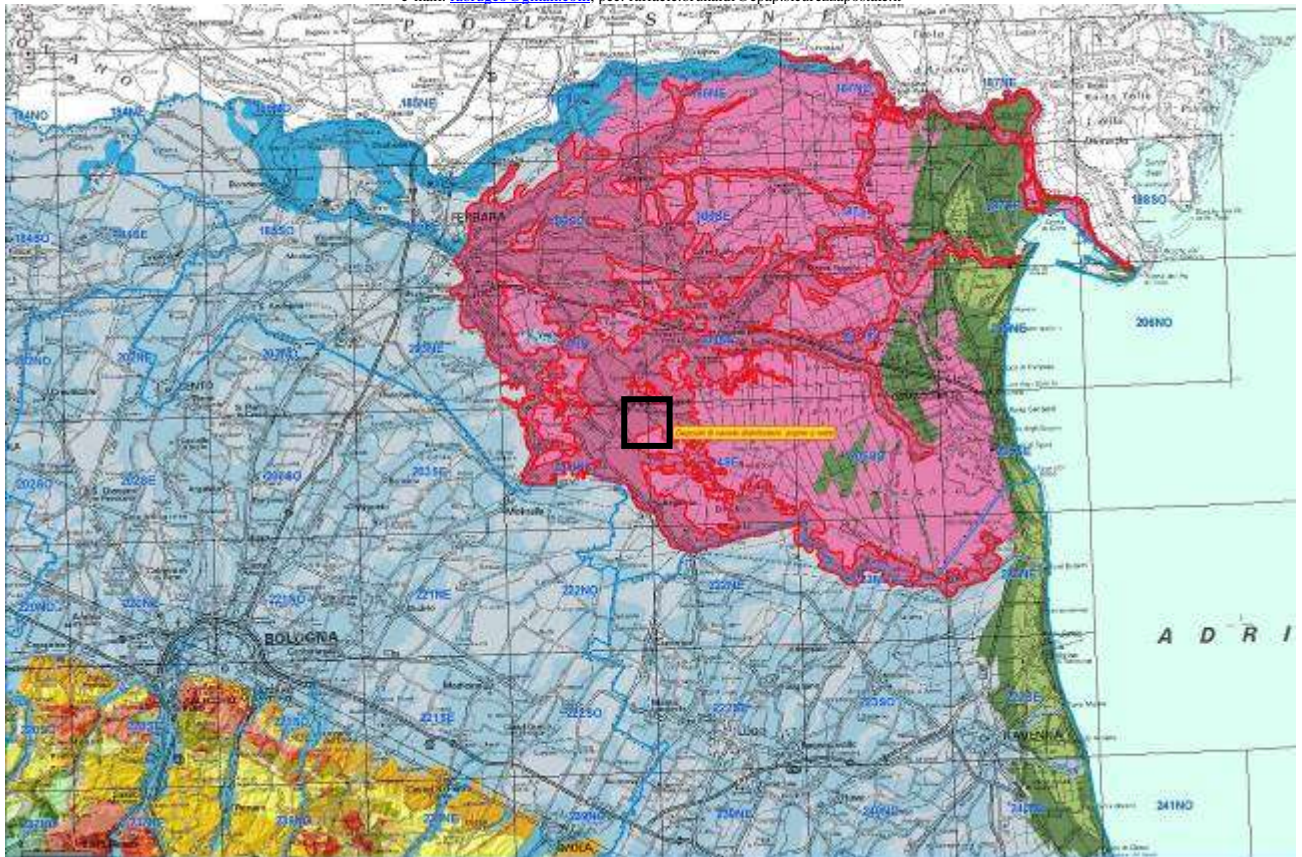


Fig. 3/1: Stralcio di Cartografia Geologica regionale (base al 250 000). Scala Libera. È chiara la derivazione alpina delle deposizioni locali, riconducibili al complesso sistema divagativi del grande edificio storico del Delta del Po (nella sua definizione più estesa).

La presenza dei litotipi fini che si rileva dall'esecuzione locale delle indagini penetrometriche precedentemente citate è comunque confermata anche dalla cartografia di riferimento che infatti individua negli immediati pressi dell'area in esame, le deposizioni di natura Limoso- Argillosa con Torba (LAT). La presenza delle deposizioni granulari è largamente minoritaria, questi terreni sono disposti in lenti.

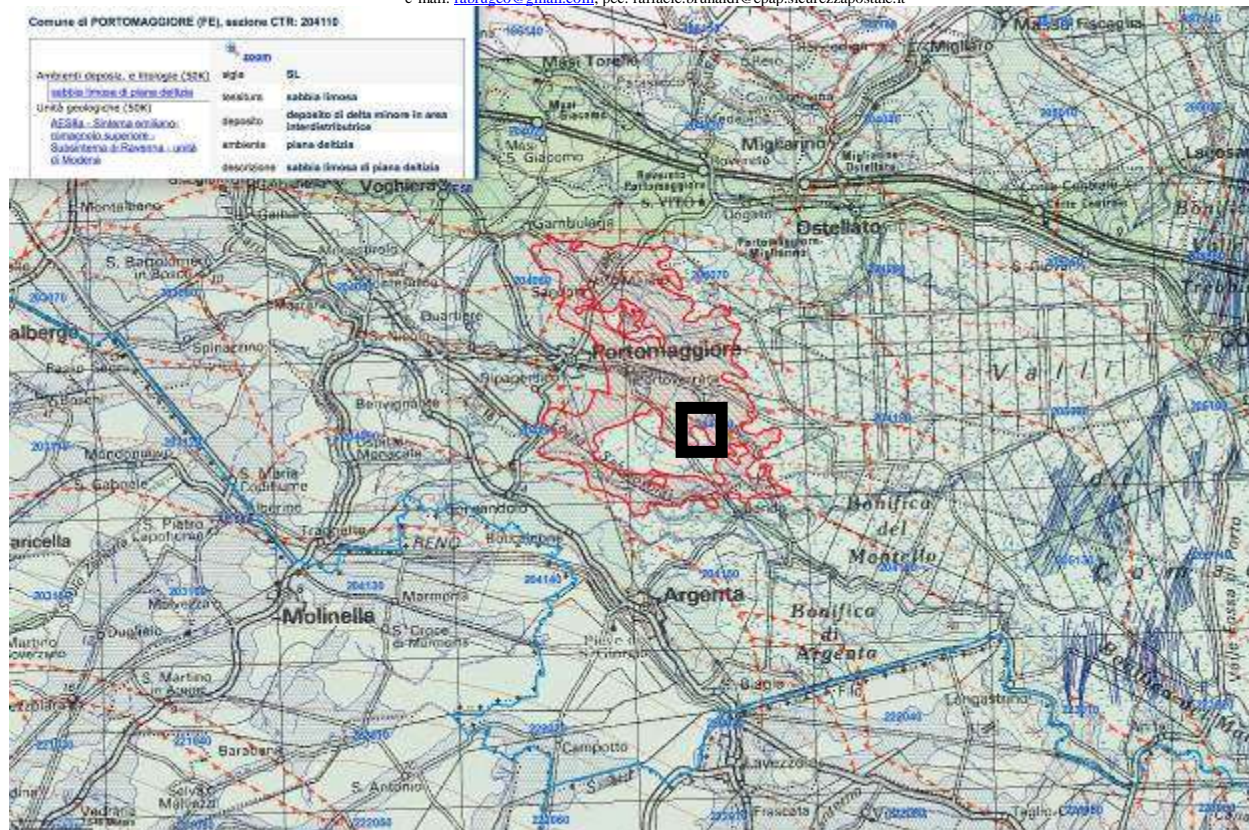


Fig. 3/2: Stralcio di Cartografia Geologica regionale (base al 100 000). Scala Libera. Sono riportate in rosso le Depositi di Canale Distributore, Argine e Rotta.

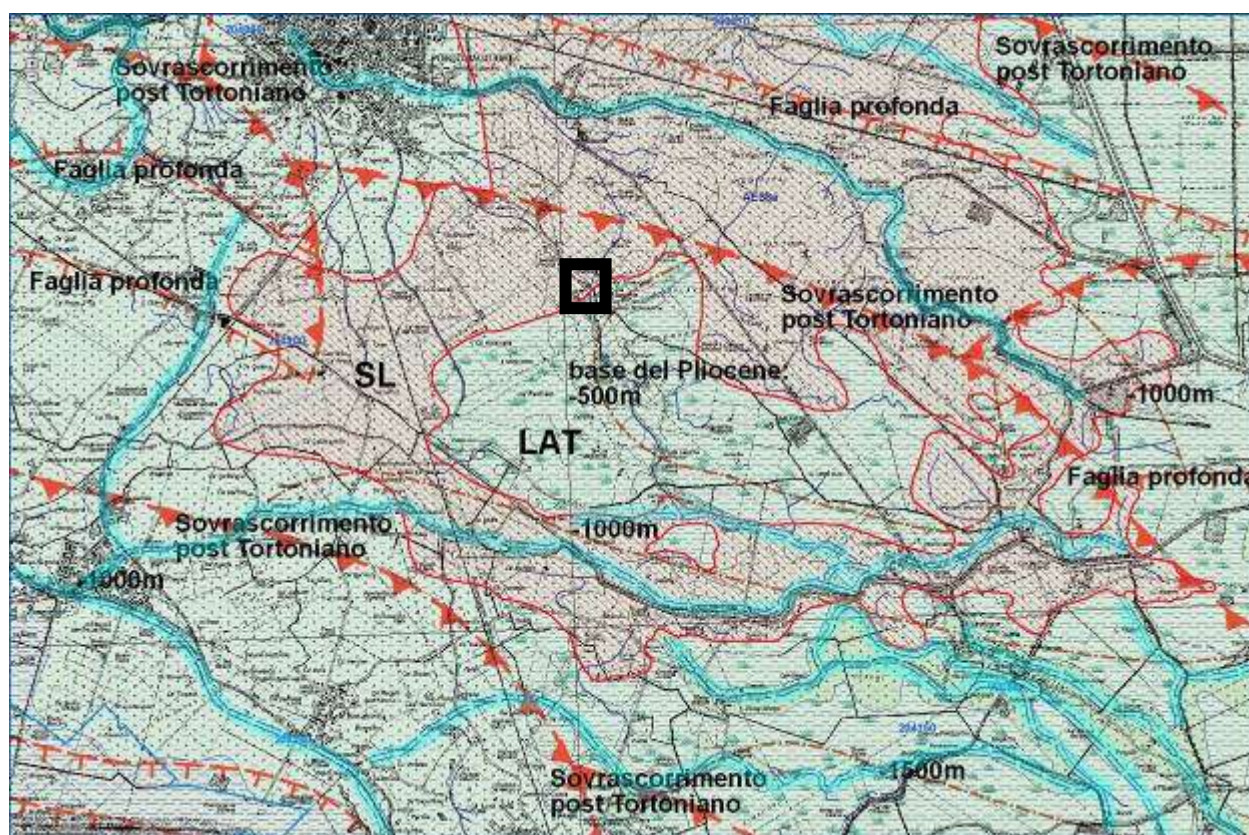
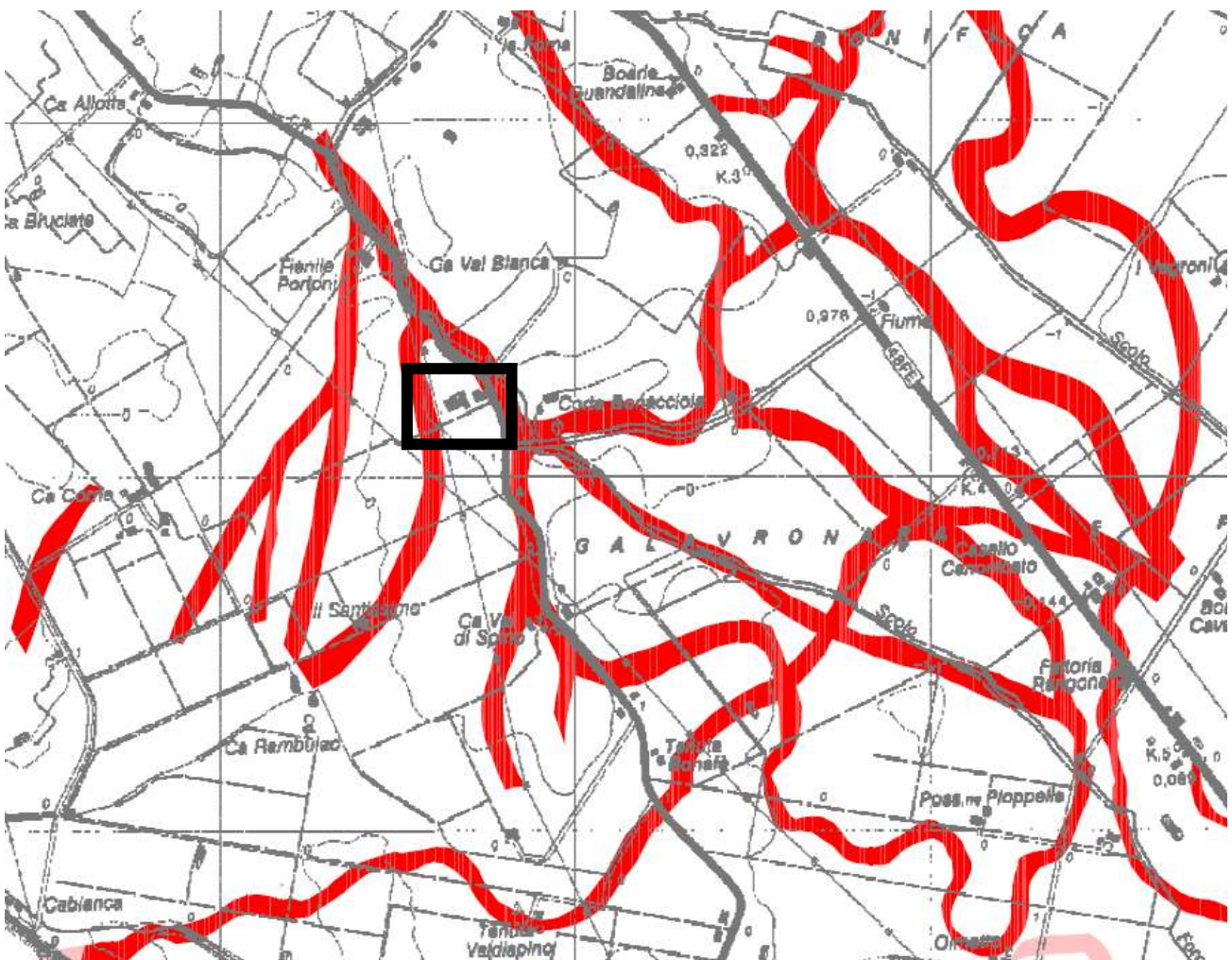
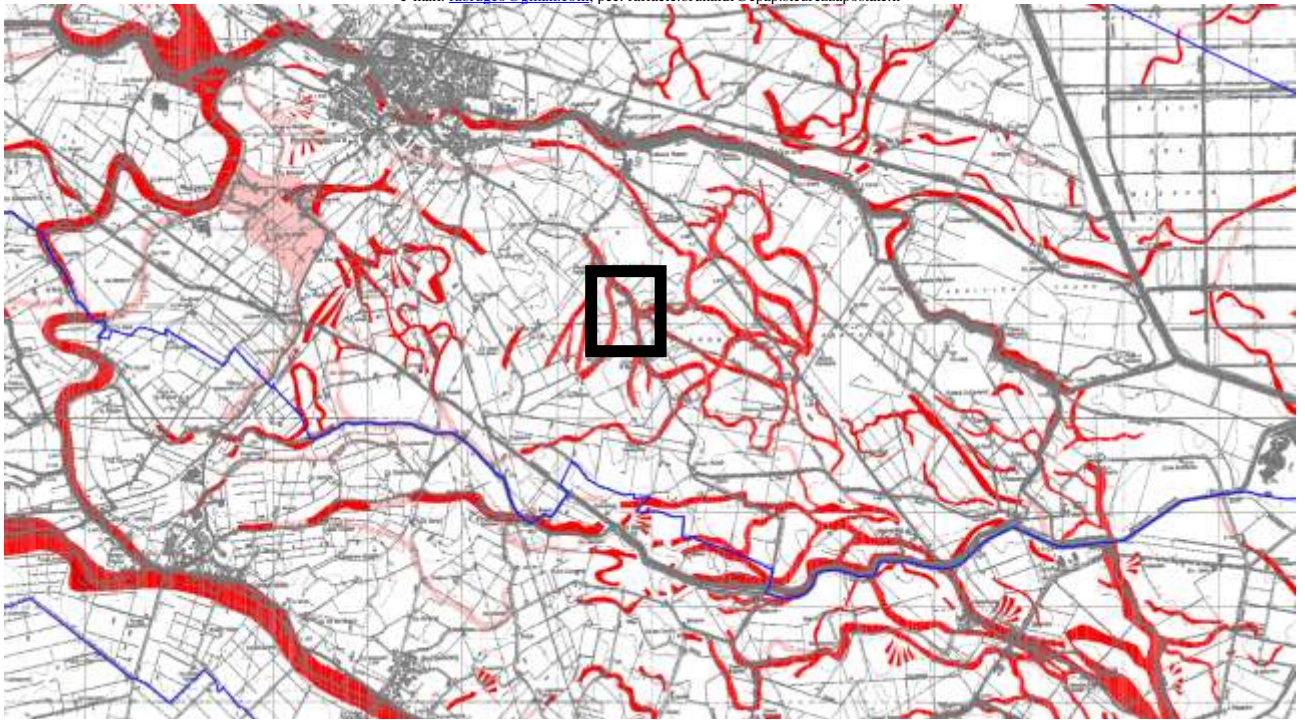



Fig. 3/3: Stralcio di Cartografia Geologica regionale (base al 25 000). Scala Libera. Sono riportate in rosso le Depositi di Canale Distributore, Argine e Rotta. Si è riportato il fitto reticolo divagativo locale. Si sono riportati anche elementi di geologia profonda di cui si dirà in relazione.



Figg. 3/4: Stralci a Scale Libere (e diverse) dell'apposita Cartografica Geomorfologica della Provincia di Ferrara, è evidente il fitto reticolo paleo divagativo locale (già precedentemente riportato alle Figg. 1/2 e 1/3).

In sostanza per l'area in esame, come si illustrerà meglio dalle risultanze delle indagini localmente eseguite (e che saranno riportate più oltre in relazione) si può localmente rilevare la presenza maggioritaria di terreni fini/coesivi, rappresentativi delle Aree Vallive Interfluviali e la presenza largamente minoritaria, di litotipi genericamente definibili come granulari, retaggio delle deposizioni paleo divagative. Le descrizioni di dette deposizioni sono riportate di seguito, come da cartografia regionale di riferimento.

Comune di PORTOMAGGIORE (FE), sezione CTR: 204110

Ambienti deposiz. e litologie (50K) sabbia limosa di piana deltizia	 zoom	
	sigla	AES8a
Unità geologiche (50K) AES8a - Sistema emiliano-romagnolo superiore - Subintema di Ravenna - unità di Modena	nome	unità di Modena
	nome completo	Sistema emiliano-romagnolo superiore - Subintema di Ravenna - unità di Modena
	tipo	unità
	descrizione	Unità costituita da ghiaie e ghiaie sabbiose o da sabbie con livelli e lenti di ghiaie ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, in contesti di conoide alluvionale, canale fluviale e piana alluvionale intravalliva; da argille e limi, in contesti di piana inondabile; da alternanze di sabbie, limi ed argille, in contesti di piana deltizia; da sabbie prevalenti passanti ad argille e limi e localmente a sabbie ghiaiose, in contesti di piana litorale. Al tetto l'unità presenta localmente un suolo calcareo poco sviluppato di colore grigio-giallastro
	legenda	AES8a - Sistema emiliano-romagnolo superiore - Subintema di Ravenna - unità di Modena
	etÀ	Olocene
	sigla tessitura	SL
	tessitura	sabbia limosa
	deposito	deposito di delta minore in area interdistributrice
	ambiente	piana deltizia

Comune di PORTOMAGGIORE (FE), sezione CTR: 204100

Ambienti deposiz. e litologie (10K) Limo Argilloso con Torba - Piana deltizia	 zoom	
	data di ultima modifica	Poligono non aggiornato rispetto al rilievo originale
Coperture quaternarie (10K) AES8a - Unità di Modena	sigla	AES8a
	legenda	AES8a - Unità di Modena
	nome	Unità di Modena
	tessitura	Limo Argilloso con Torba
	sigla tessitura	LAT
	ambiente	Piana deltizia
	deposito	Piana deltizia
	legenda tessitura	Limo Argilloso con Torba - Piana deltizia

Figg. 3/5: descrizione delle deposizioni locali (SL e LAT), come da cartografia regionale.

L'apposita cartografia di P.S.C. riporta la presenza di terreni costituiti da miscela ternaria di Argille Limi e Sabbie.

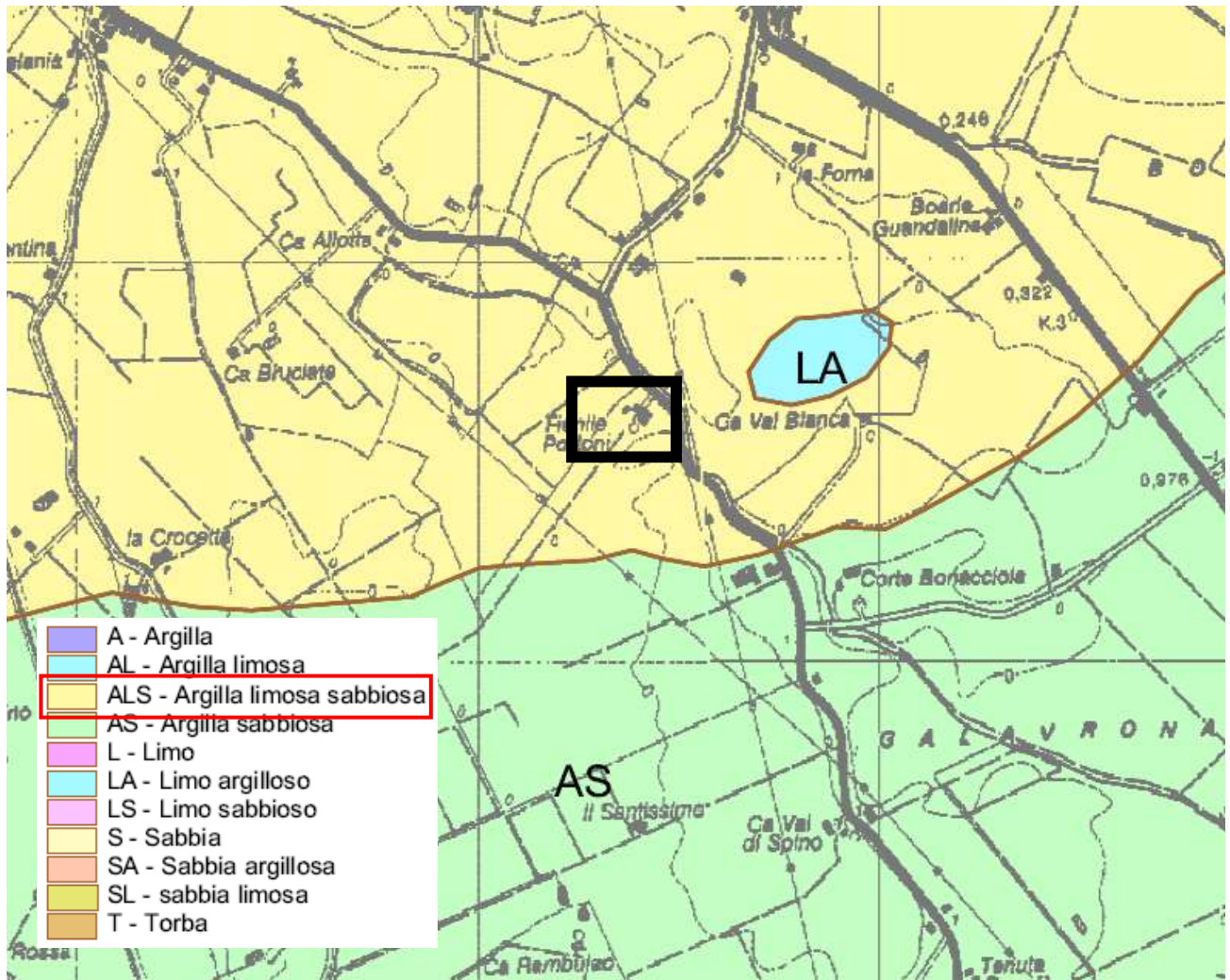


Fig. 3/6: stralcio a Scala Libera dell'apposita cartografia (Litologia di Superficie) che indica per l'area in esame la presenza di terreni di natura Argillo- Limosa con Sabbia.

2.2 Indagini di bibliografia tratte dal data- base della Regione Emilia- Romagna:

Di seguito si riportano le indagini di bibliografia reperite all'apposito data- base regionale, ubicate come alla seguente figura.

16

Regione Emilia-Romagna

→ Scheda da ritornare al Genio Civile

Pratica N°

1572

--	--	--

COMPENSORIO

COMUNE-Istat

204110 P606 DATO: P
QPC: -0,1 m PROFONDITA': 103 m
COMUNE: PORTOMAGGIORE

Ditta FIORINI INERE
residente a PORTOMAGGIORE in Via PORTONI 22
Pozzo ad uso ZOOTECNICO in Comune di Portomaggiore
Frazione Portomaggiore Località Portomaggiore Mapp. N° 34 IFg. 140
Data di ultimazione della perforazione: 20-9-81
Ditta perforatrice: CoViCeLi Gu25

CARATTERISTICHE DEL POZZO

*avanzamento (si o no) NO
*diametro interno tubi mm. 104
*profondità mt. 100

EQUIPAGGIAMENTO

*tipo della pompa Pomelli
*potenza $\frac{CV}{KW}$ 3 4300
*prevalenza mt. 60
*portata lt/sec. 3

*Livello statico mt. 9
*Portata pozzo: lt/sec. 5
*Superficie irrigata:
ha. _____ are _____ ca. _____
*Consumo giornaliero (24 ore):
metri cubi _____

La Ditta sottoscritta afferma, sotto la propria responsabilità, che la presente dichiarazione è completa e veritiera.

Data 20-12-81

Firma CoViCeLi Gu25

STRATIGRAFIA DEL TERRENO

Indicare la natura dei terreni e le FALDE ACQUIFERE attraversate

Paide
capite

-da mt. 0 a mt. 16
terre medio sabbie
-da mt. 16 a mt. 19
sabbie fine
-da mt. 19 a mt. 42
terre
-da mt. 42 a mt. 43
sabbie
-da mt. 43 a mt. 90
argille sabbiose
-da mt. 90 a mt. 103
sabbie
-da mt. _____ a mt. _____
-da mt. _____ a mt. _____



Localizzazione del pozzo

Long. 454 Lat. 098 Ha. 012
Quota piano campagna: m.s.l.m. _____

-76115-

ANNOTAZIONI: _____

Fig. 4/3: Pozzo per acqua P606, il pozzo è relativo all'area oggetto della presente relazione.

L'indagine CPTU 511 mal si accorda alle penetrometrie eseguite sull'area in esame (che verranno più oltre riportate).

2.3 Sezioni Litostratigrafiche dell'area in esame:

Di seguito si riporteranno sezioni relative all'area in esame ed ai suoi pressi più o meno allargati, derivanti dal data- base regionale, dal PSC di Argenta ed appositamente redatte dallo scrivente.

- Dall'apposito Data- base regionale:

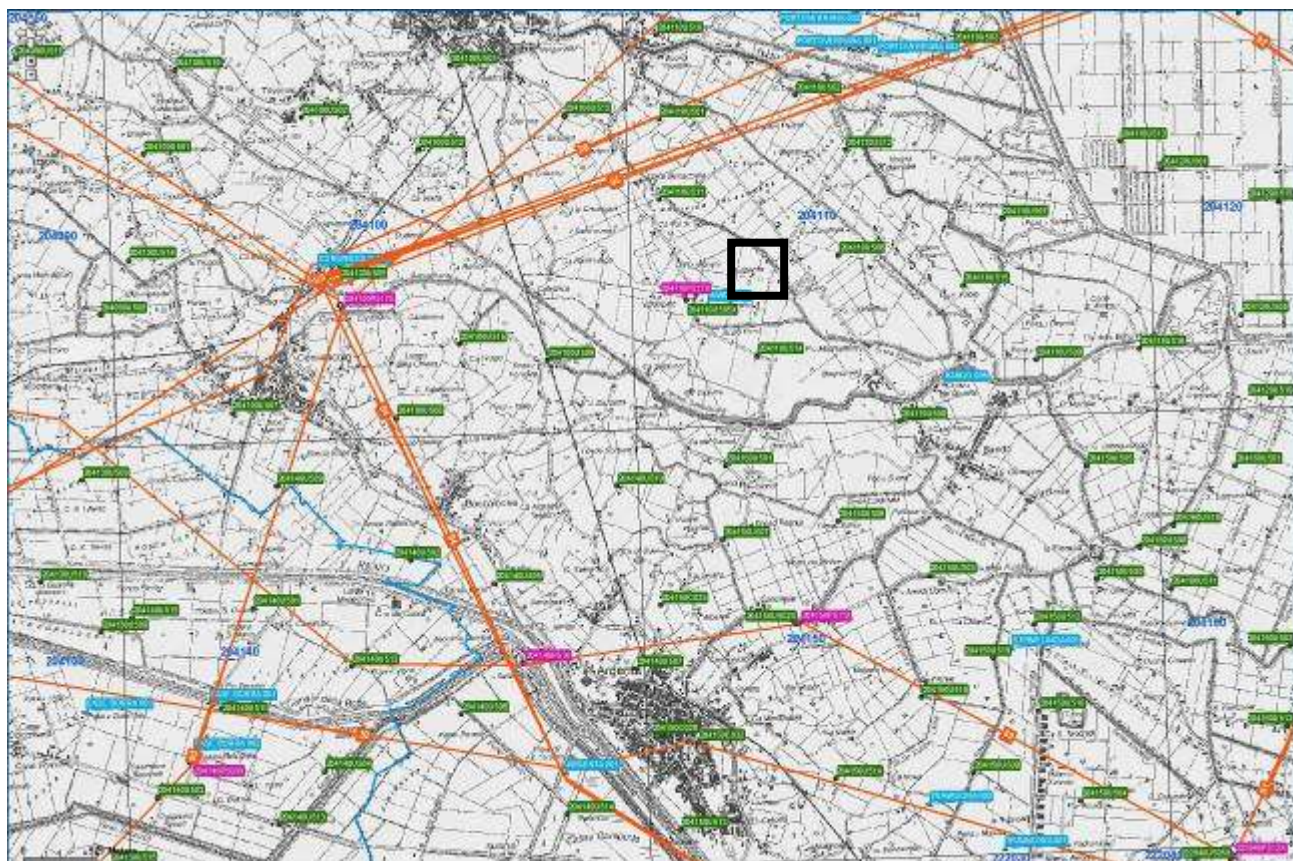


Fig. 4/4: Ubicazione delle sezioni 54, 69, 86 e 94 che saranno di seguito riportate. Scala libera, stralcio di cartografia alla scala 1: 35 000.

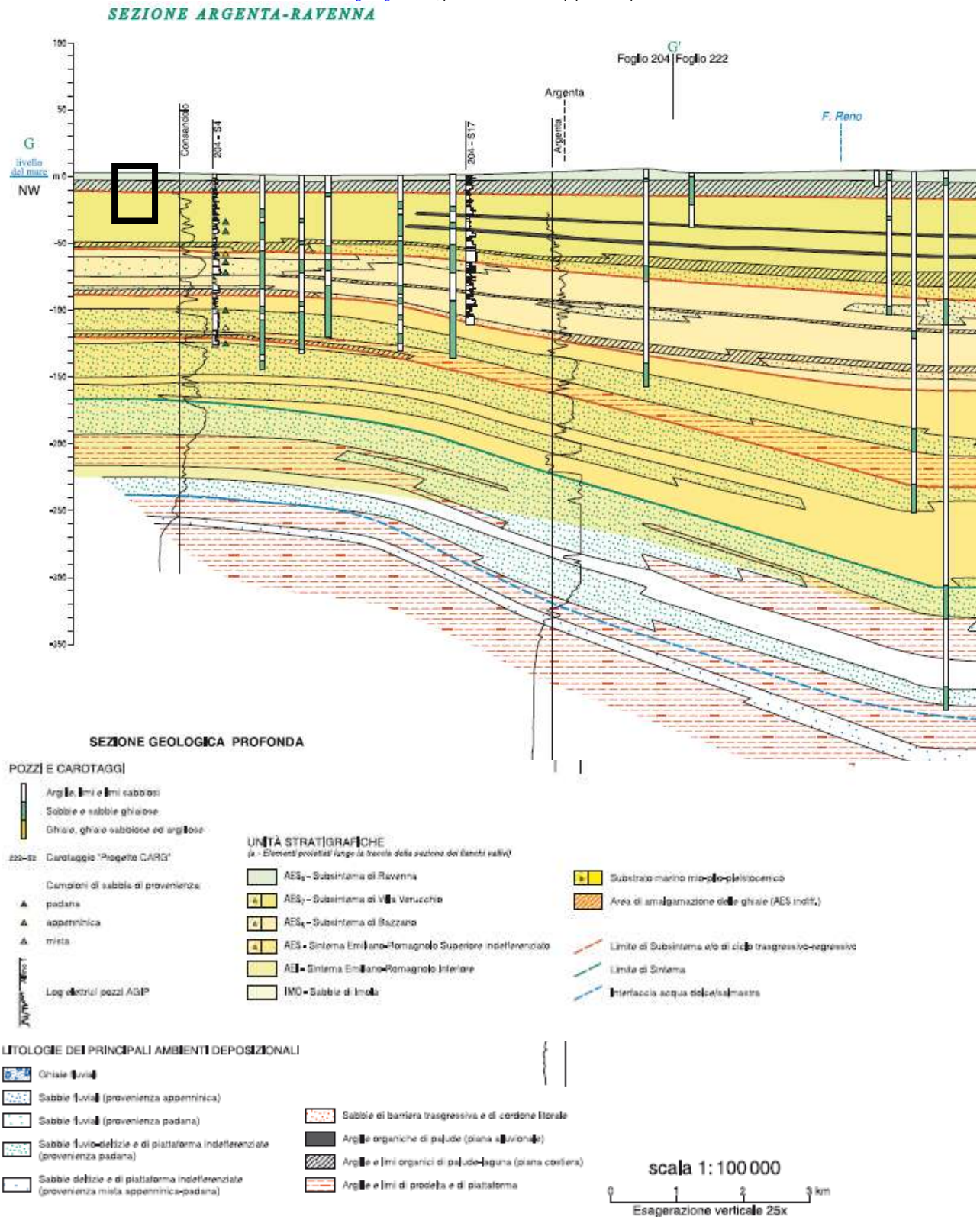
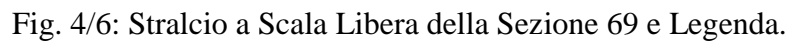


Fig. 4/5: Stralcio a Scala Libera della Sezione 54 e Legenda.



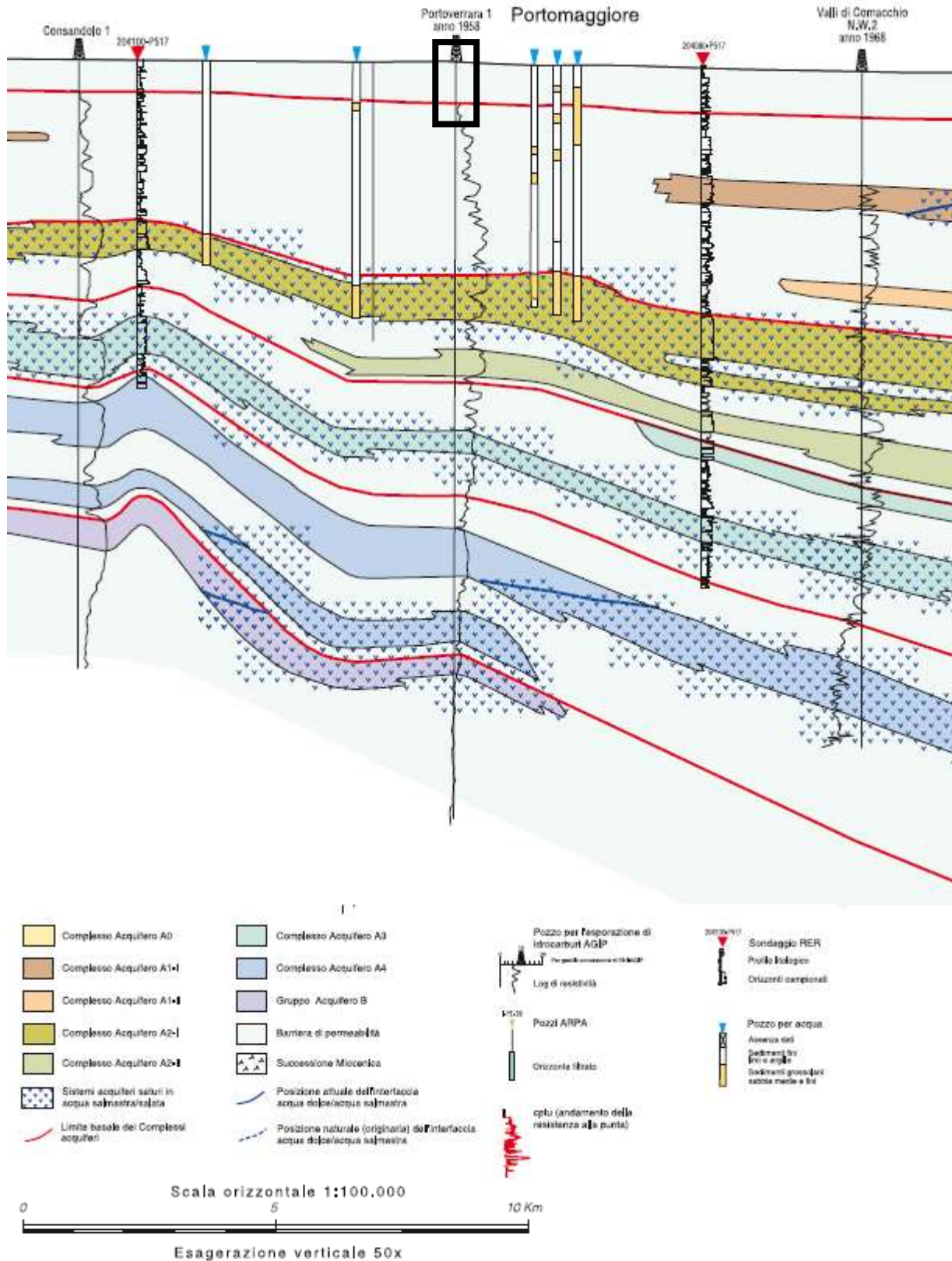


Fig. 4/7: Stralcio a Scala Libera della Sezione 86 e Legenda.

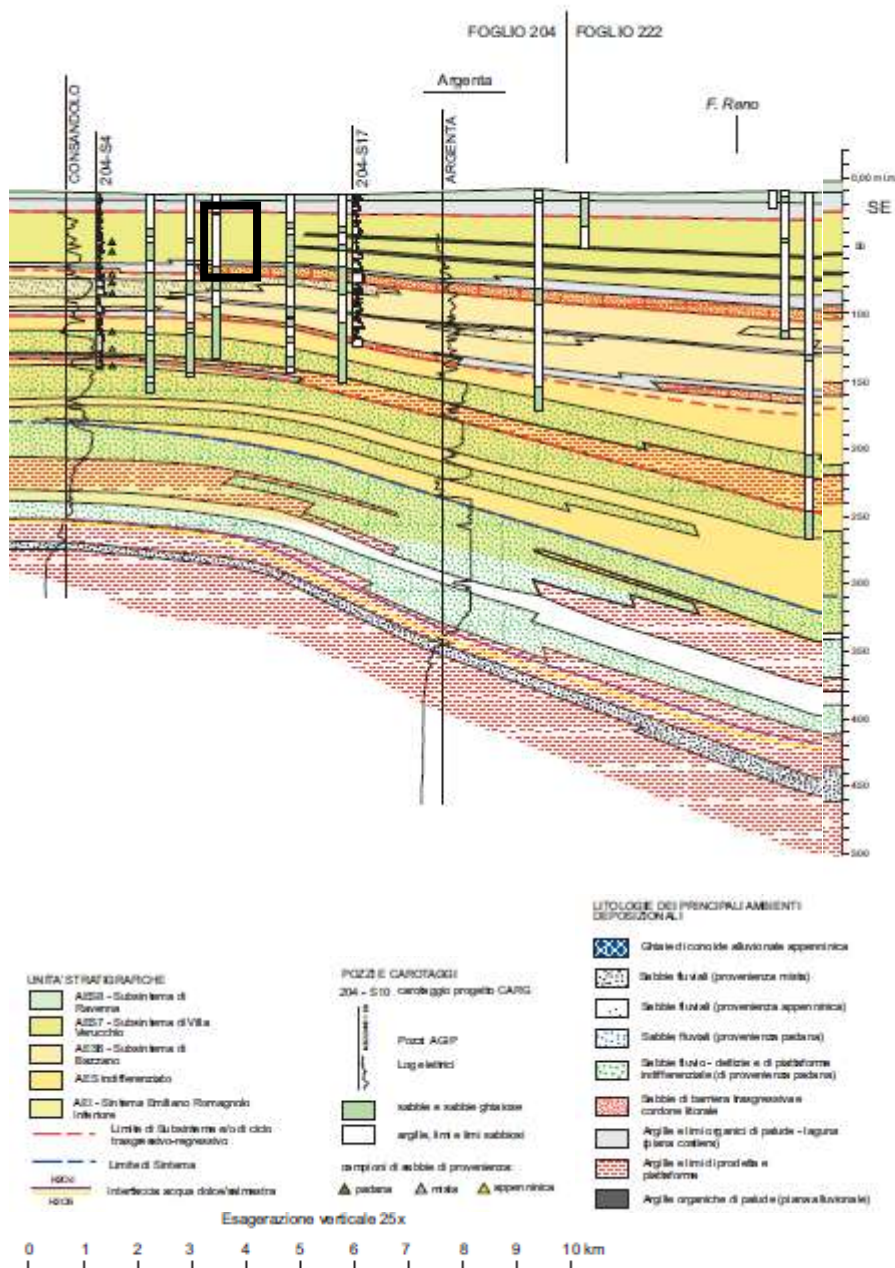


Fig. 4/8: Stralcio a Scala Libera della Sezione 94 e Legenda.

- Sezioni locali redatte dallo scrivente:

Ubicazione dei punti di indagine e traccia della sezione di seguito riportata sono indicate alle Figg. 1/3 e 1/4 alle quali si rimanda.

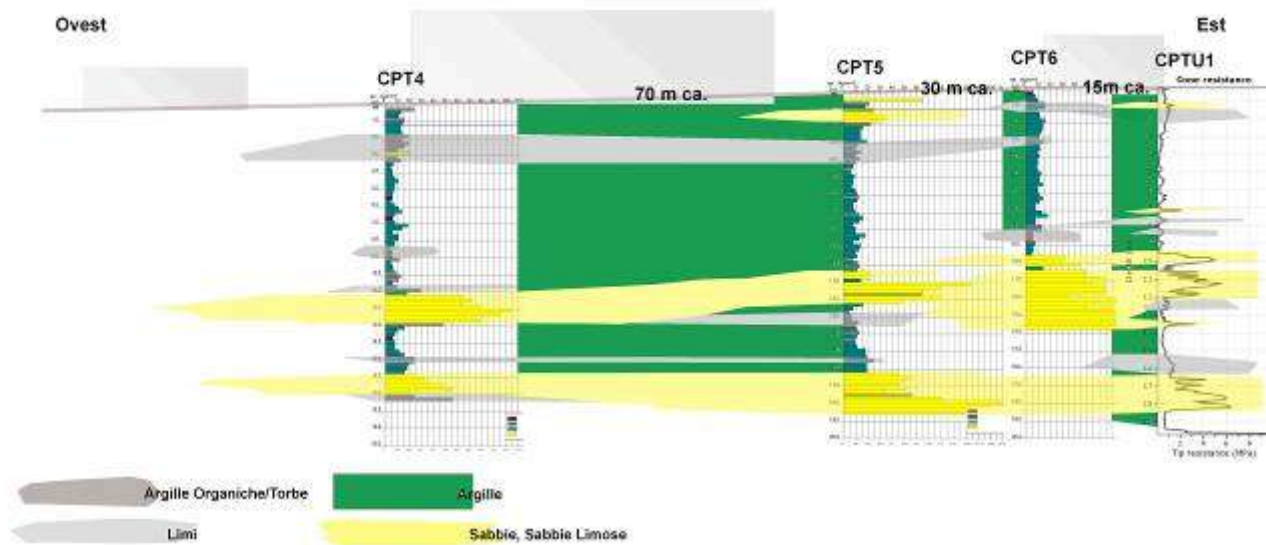


Fig. 4/9: Sezione 1 (NORD) dell'area in esame. Scala Libera, scala orizzontale diversa da quella verticale.

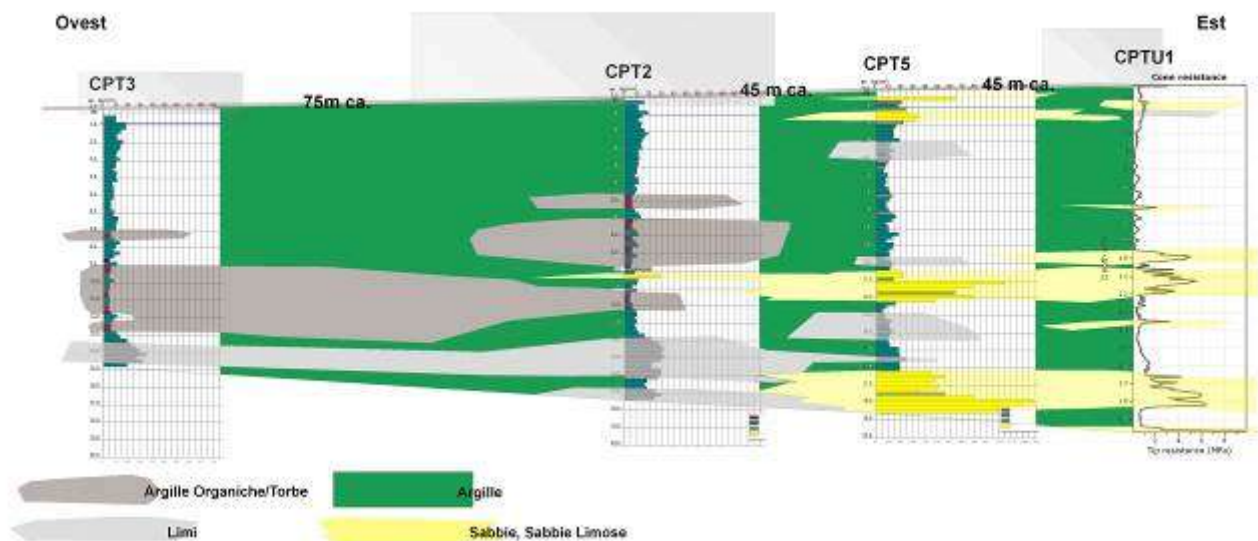


Fig. 4/10: Sezione 2 (SUD) dell'area in esame. Scala Libera, scala orizzontale diversa da quella verticale.

Le riportate sezioni locali evidenziano la presenza di corpi granulari (lenticolari/festonati) di natura da Sabbiosa a Sabbioso- Limosa, interdigitati (con terminazioni a pinch- out) con circostanti materiali Limosi e Argillosi. La Sezione SUD rileva anche la presenza di materiali Argillosi Organici e/o Torbosi soprattutto nelle fasi distali rispetto al dosso del paleo Forcello. Detti materiali non si rilevano in misura comparabile per quanto riguarda la Sezione NORD. Dovendo osservare che le due sezioni sono tracciate a poche decine di metri di distanza l'una dall'altra e considerando che la presenza dei suddetti materiali organico/torbosi è coerente all'ubicazione distale rispetto al paleo corso ed ai paleo argini del Forcello, dovrà ritenersi comunque chiaro che le deposizioni Argillose debbono comunque essere comparate (anche dal punto di vista geotecnico, come si vedrà

più oltre) alle già più volte citate deposizioni organico/torbose. Nel complesso è comunque evidente come l'area in esame sia ubicata su di un ambiente deposizionale di transizione fra il paleo corso idrico e le paleo valli/paludi a questo circostanti e sulle quali il corpo idrico stesso appunto scorreva/divagava.

3. INDAGINI PENETROMETRICHE APPOSITAMENTE ESEGUITE

Di seguito si riporteranno stratigrafie e risultanze indirettamente derivate dall'esecuzione delle indagini C.P.T.U. 1 e C.P.T. da 2 a 6 (ubicate come da figure già in precedenza riportate). Le risultanze delle prove C.P.T. saranno utilizzate in relazione per la Caratterizzazione Geotecnica della stratigrafia localmente rilevata, le risultanze della prova C.P.T.U. saranno invece utilizzate per una corretta valutazione dell'eventuale suscettibilità al fenomeno della liquefazione delle deposizioni granulari localmente rilevate (di cui si dirà all'apposito punto al quale si rimanda). Lo scrivente ritiene che date le proprie esperienze circa le due tipologie penetrometriche, quello proposto sia l'utilizzo migliore delle due tipologie e l'indagine eseguita è stata appositamente realizzata sulla base di tali considerazioni.

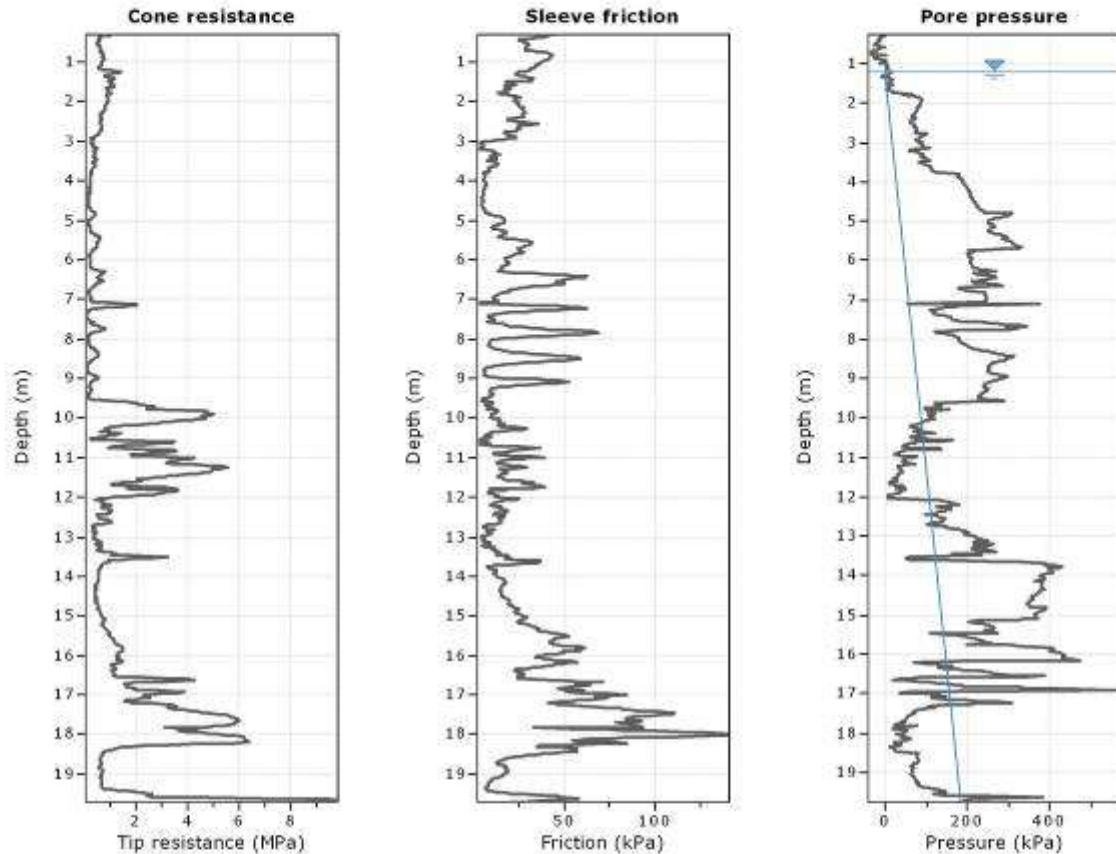


GeoLogismiki
Geotechnical Engineers
Merarhias 56
<http://www.geologismiki.gr>

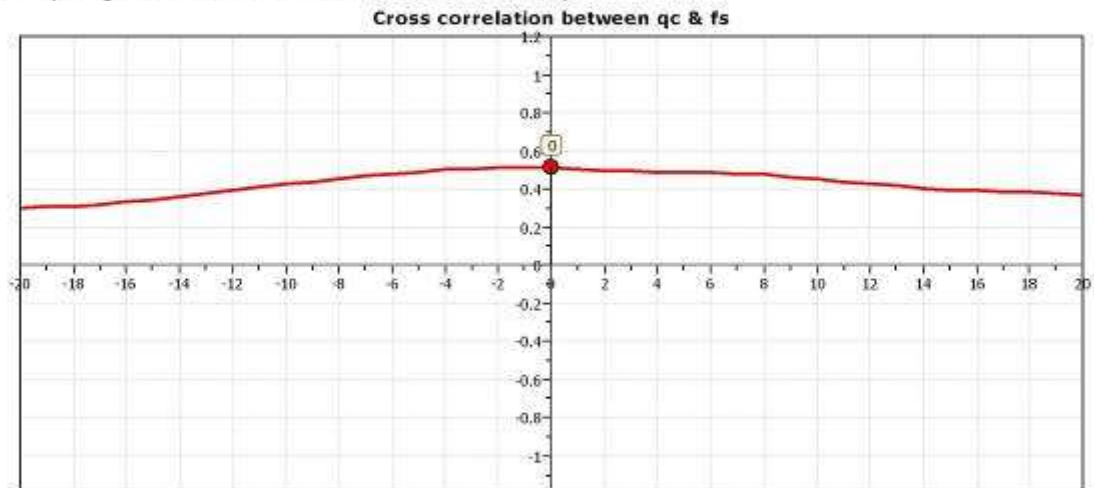
Project: Costruzione Impianto Produzione Fertilizzanti
Location: Via Portoni 46, Bandissolo- PortoVerrara

CPT: CPTU1

Total depth: 19.71 m, Date: 03/04/2018
Surface Elevation: 0.00 m
Coords: X:0.00, Y:0.00
Cone Type: Unknown
Cone Operator: Unknown



The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw qc and fs values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).



TRANSITION LAYER DETECTION ALGORITHM REPORT

Summary Details & Plots

Short description

The software will delete data when the cone is in transition from either clay to sand or vice-versa. To do this the software requires a range of I_c values over which the transition will be defined (typically somewhere between $1.80 < I_c < 3.0$) and a rate of change of I_c . Transitions typically occur when the rate of change of I_c is fast (i.e. ΔI_c is small).

The SBT_n plot below, displays in red the detected transition layers based on the parameters listed below the graphs.

Strato/Orizzonte:

1: Argille e Limi

2: Argille

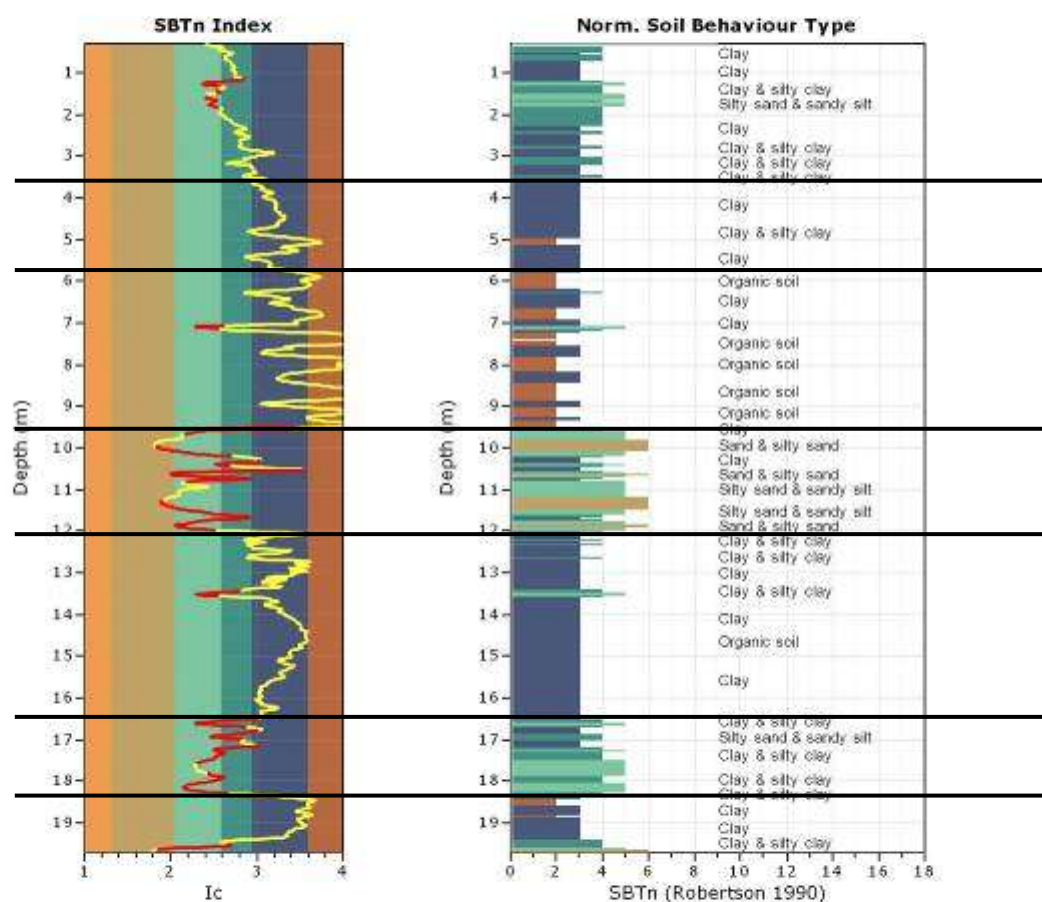
3: Argille, Argille
Organiche/Torbose

4: Sabbie, Sabbie
Limose

5: Argille

6: Limi

7: Argille

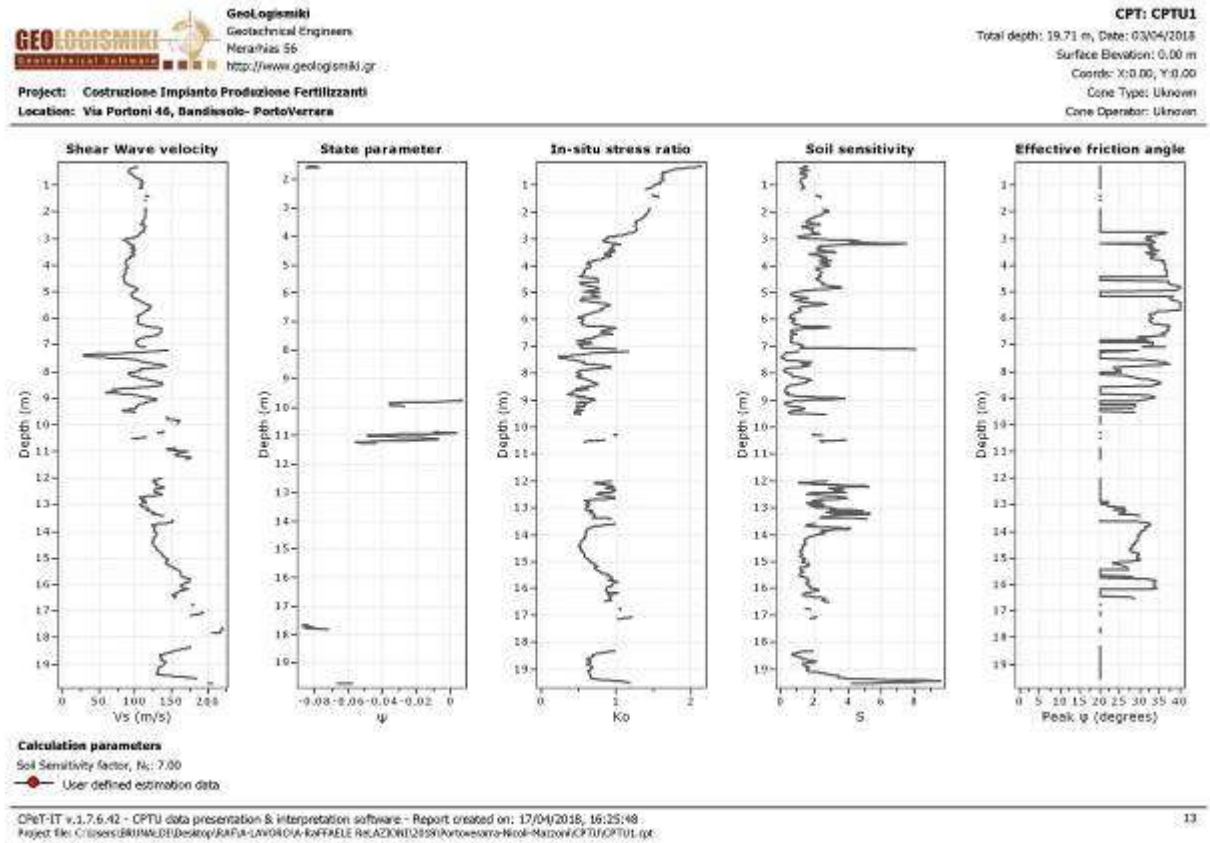


Transition layer algorithm properties

I_c minimum check value: 1.70
 I_c maximum check value: 3.00
 I_c change ratio value: 0.0010
Minimum number of points in layer: 4

General statistics

Total points in CPT file: 972
Total points excluded: 212
Exclusion percentage: 21.81%
Number of layers detected: 30



Figg. 5/1: restituzioni grafiche dell'indagine C.P.T.U. 1.

This software is licensed to: Studio Geologia

Presented below is a list of formulas used for the estimation of various soil properties. The formulas are presented in SI unit system and assume that all components are expressed in the same units.

:: Unit Weight, g (kN/m³) ::

$$g = g_w \cdot \left(0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1.236 \right)$$

where g_w = water unit weight

:: Permeability, k (m/s) ::

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952 - 3.04 I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52 - 1.37 I_c}$$

:: N_{SPT} (blows per 30 cm) ::

$$N_{50} = \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 I_c}}$$

$$N_{(50)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 I_c}}$$

:: Young's Modulus, E_s (MPa) ::

$$(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 I_c - 1.68}$$

(applicable only to $I_c < I_{c_cutoff}$)

:: Relative Density, D_r (%) ::

$$100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 5, 6, 7 and 8 or } I_c < I_{c_cutoff}\text{)}$$

:: State Parameter, ψ ::

$$\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn,cs})$$

:: Peak drained friction angle, ϕ (°) ::

$$\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{tn})$$

(applicable only to SBT_n: 5, 6, 7 and 8)

:: 1-D constrained modulus, M (MPa) ::

$$\text{If } I_c > 2.20$$

$$\alpha = 14 \text{ for } Q_{tn} > 14$$

$$\alpha = Q_{tn} \text{ for } Q_{tn} \leq 14$$

$$M_{CPT} = \alpha \cdot (q_t - \sigma_v)$$

$$\text{If } I_c \leq 2.20$$

$$M_{CPT} = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 I_c - 1.68}$$

:: Small strain shear Modulus, G_0 (MPa) ::

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 I_c - 1.68}$$

:: Shear Wave Velocity, V_s (m/s) ::

$$V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$$

:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) ::

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Remolded undrained shear strength, $S_u(rem)$ (kPa) ::

$$S_{u(rem)} = f_s \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 1, 2, 3, 4 and 9 or } I_c > I_{c_cutoff}\text{)}$$

:: Overconsolidation Ratio, OCR ::

$$k_{OCR} = \left[\frac{Q_{tn}^{0.25}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \text{ or user defined}$$

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: In situ Stress Ratio, K_0 ::

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{0.667}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Soil Sensitivity, S_t ::

$$S_t = \frac{N_s}{F_r}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Effective Stress Friction Angle, ϕ' (°) ::

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_s^{0.123} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

(applicable for $0.10 < B_s < 1.00$)

References

- Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 5th Edition, November 2012
- Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11): 1337-1355 (2009)

Figg. 5/2: illustrazione del metodo di indagine C.P.T.U.

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)

tel. e fax: 0532852858 cell. 3355373693 e-mail: rabruego@libero.it

Riferimento: 443-18

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI**

CPT 2

2.0105-001

- committente : CAA NICOLI
- lavoro : Costruzione di centro produzione
- località : Portoverrara (Bandissolo)
- assist. cantiere :

- data : 10/04/2018
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : 1,00 da quota inizio

Strato/Orizzonte:

1: Argille

2: Argille
Organiche/Torbose

3: Limi, Limi
Sabbiosi/Argillosi

4: Argille, Argille
Organiche/Torbose

5: Limi, Limi
Argillosi

NATURA COESIVA										NATURA GRANULARE											
Prof. m.	q ₀ kg/cm ²	q ₀ fs (-)	Natura Litol.	Y ¹ t/m ³	p/v ⁰ kg/cm ²	Cu kg/cm ²	OCR (-)	Eu60 kg/cm ²	Eu25 kg/cm ²	Mo kg/cm ²	Dr %	a1s (°)	a2s (°)	a3s (°)	a4s (°)	adm (°)	any (°)	Amalg I-1	E50 kg/cm ²	E'55 kg/cm ²	Mo kg/cm ²
0,20	—	—	???	1,85	0,04	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,40	16	14	2W	1,85	0,07	0,70	99,9	118	177	52	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,60	11	9	2W	1,85	0,11	0,54	45,0	91	137	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,80	11	11	2W	1,85	0,15	0,54	31,4	91	137	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,00	19	18	2W	0,90	0,17	0,78	42,5	132	198	58	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,20	14	12	2W	0,94	0,19	0,64	29,1	108	162	48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,40	11	13	2W	0,91	0,20	0,54	—	91	137	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,60	14	15	2W	0,94	0,22	0,64	23,2	108	162	48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,80	13	12	2W	0,93	0,24	0,60	19,7	103	154	47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,00	16	17	2W	0,98	0,26	0,70	21,3	118	177	52	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,20	19	22	2W	0,99	0,28	0,78	22,3	132	198	58	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,40	16	17	2W	0,96	0,30	0,70	17,9	118	177	52	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,60	14	16	2W	0,94	0,32	0,64	14,9	108	162	48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,80	13	12	2W	0,93	0,34	0,60	13,0	103	154	47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,00	14	16	2W	0,94	0,36	0,64	12,9	108	162	48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,20	11	15	2W	0,91	0,37	0,54	8,8	91	137	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,40	11	19	2W	0,91	0,39	0,54	9,3	94	140	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,60	12	22	2W	0,92	0,41	0,57	9,5	99	146	45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,80	11	17	2W	0,91	0,43	0,54	8,3	102	154	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,00	11	21	2W	0,91	0,45	0,54	7,9	100	162	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,20	10	23	2W	0,90	0,47	0,50	6,9	118	177	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,40	10	23	2W	0,90	0,48	0,50	6,5	124	197	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,60	8	19	2W	0,88	0,50	0,40	4,7	139	209	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,80	11	17	2W	0,91	0,52	0,54	8,5	134	200	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5,00	11	21	2W	0,91	0,54	0,54	8,3	140	210	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5,20	8	19	2W	0,86	0,55	0,40	4,2	155	232	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5,40	10	23	2W	0,90	0,57	0,50	5,3	156	235	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5,60	8	19	2W	0,86	0,58	0,40	3,9	169	249	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5,80	8	13	1***	0,46	0,60	0,30	2,6	33	49	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,00	8	13	1***	0,46	0,61	0,30	2,8	33	49	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,20	8	14	1***	0,46	0,62	0,30	2,5	33	50	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,40	6	15	1***	0,46	0,63	0,30	2,5	33	50	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,60	8	19	2W	0,86	0,64	0,40	3,5	161	212	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,80	11	17	2W	0,91	0,66	0,54	4,8	184	275	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,00	13	19	2W	0,93	0,68	0,60	5,4	185	278	47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,20	7	13	1***	0,46	0,69	0,35	2,7	30	50	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,40	8	11	1***	0,46	0,70	0,30	2,2	35	53	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,60	6	13	1***	0,46	0,71	0,30	2,1	35	53	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,80	9	14	2W	0,88	0,73	0,45	3,5	204	307	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8,00	11	17	2W	0,91	0,74	0,54	4,2	208	312	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8,20	8	14	1***	0,46	0,75	0,30	2,0	38	54	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8,40	8	19	2W	0,86	0,77	0,40	2,8	204	307	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8,60	11	16	2W	0,91	0,79	0,54	3,8	221	332	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8,80	6	11	1***	0,46	0,80	0,30	1,8	37	55	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9,00	8	14	1***	0,46	0,81	0,30	1,8	37	55	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9,20	10	17	2W	0,90	0,82	0,50	3,4	232	347	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9,40	8	19	2W	0,82	0,84	0,30	1,7	172	258	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9,60	6	28	2W	0,82	0,86	0,30	1,7	173	259	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9,80	6	13	1***	0,46	0,87	0,35	1,8	37	55	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10,00	22	17	4//	0,93	0,89	0,85	5,9	235	353	66	25	31	34	37	40	20	28	0,044	57	55	66
10,20	8	11	2W	0,86	0,90	0,40	2,3	218	327	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10,40	29	39	3...	0,87	0,92	—	—	—	—	—	31	32	35	38	41	31	29	0,061	48	73	87
10,60	11	103	4//	0,87	0,94	0,54	3,1	259	389	42	—	20	37	35	30	29	20	—	10	20	33
10,80	10	23	2W	0,90	0,96	0,50	2,8	255	382	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11,00	8	29	2W	0,82	0,97	0,30	1,4	176	263	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11,20	10	47	4//	0,88	0,99	0,50	2,7	259	388	40	—	28	31	35	38	25	26	—	17	25	30
11,40	5	19	2W	0,80	1,00	0,25	1,1	149	204	25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11,60	4	15	1***	0,46	1,01	0,20	0,8	26	39	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11,80	4	13	1***	0,46	1,02	0,20	0,8	26	39	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12,00	6	19	4//	0,82	1,04	0,30	1,3	177	265	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12,20	6	14	1***	0,46	1,05	0,30	1,3	30	58	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12,40	9	17	2W	0,88	1,07	0,45	2,1	249	373	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12,60	10	23	2W	0,90	1,08	0,50	2,4	269	403	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12,80	8	13	2W	0,88	1,10	0,40	1,8	229	343	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13,00	10	19	2W	0,90	1,12	0,50	2,2	272	408	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13,20	8	17	2W	0,86	1,14	0,40	1,7	230	345	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13,40	9	14	2W	0,88	1,15	0,45	1,9	254	380	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13,60	11	15	2W	0,91	1,17	0,54	2,4	289	434	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13,80	18	15	2W	0,95	1,19	0,70	3,7	337	507	55	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14,00	22	15	4//																		

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
tel. e fax: 0532852858 cell.: 3355373693 e-mail: rabrugeo@libero.it

Riferimento: 443-18

PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 3

2.0105-001

- committente : CAA NICOLI
- lavoro : Costruzione di centro produzione
- località : Portoverrara (Bandissolo)
- assist. cantiere :

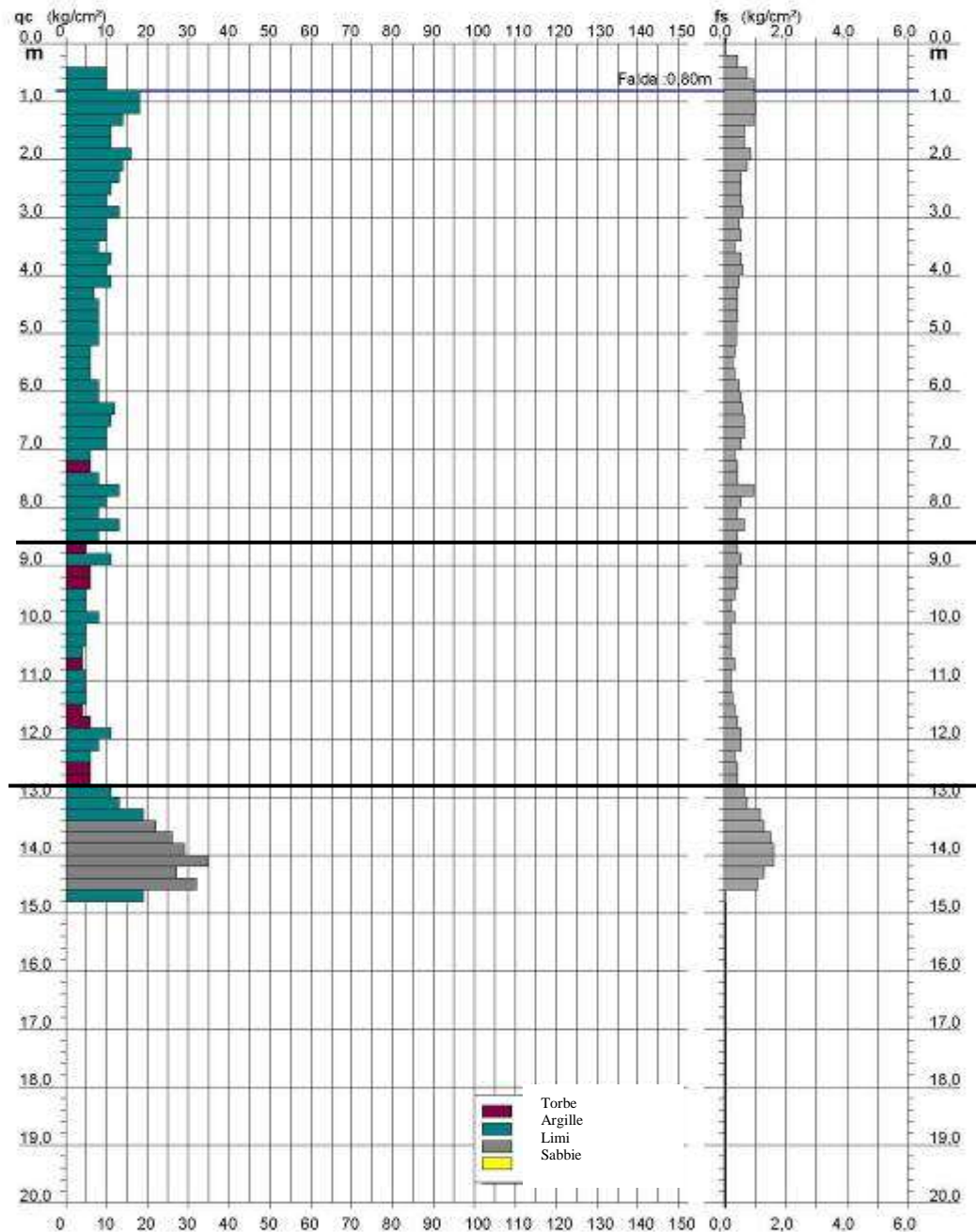
- data : 10/04/2018
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : 0,80 da quota inizio

Strato/Orizzonte:

1: Argille

2: Argille
Organiche/Torbo
se

3: Limi, Limi
Argillosi



Software by: Dr.D. Merini - 0425/940820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
tel. e fax: 0532852858 cell.: 3355373693 e-mail: rabugeo@libero.it

Riferimento: 443-18

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 4

2.0105-001

- committente : CAA NICOLI
- lavoro : Costruzione di centro produzione
- località : Portoverrara (Bandissolo)
- assist. cantiere :

- data : 10/04/2018
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : 1,20 da quota inizio

Strato/Orizzonte:
1: Argille

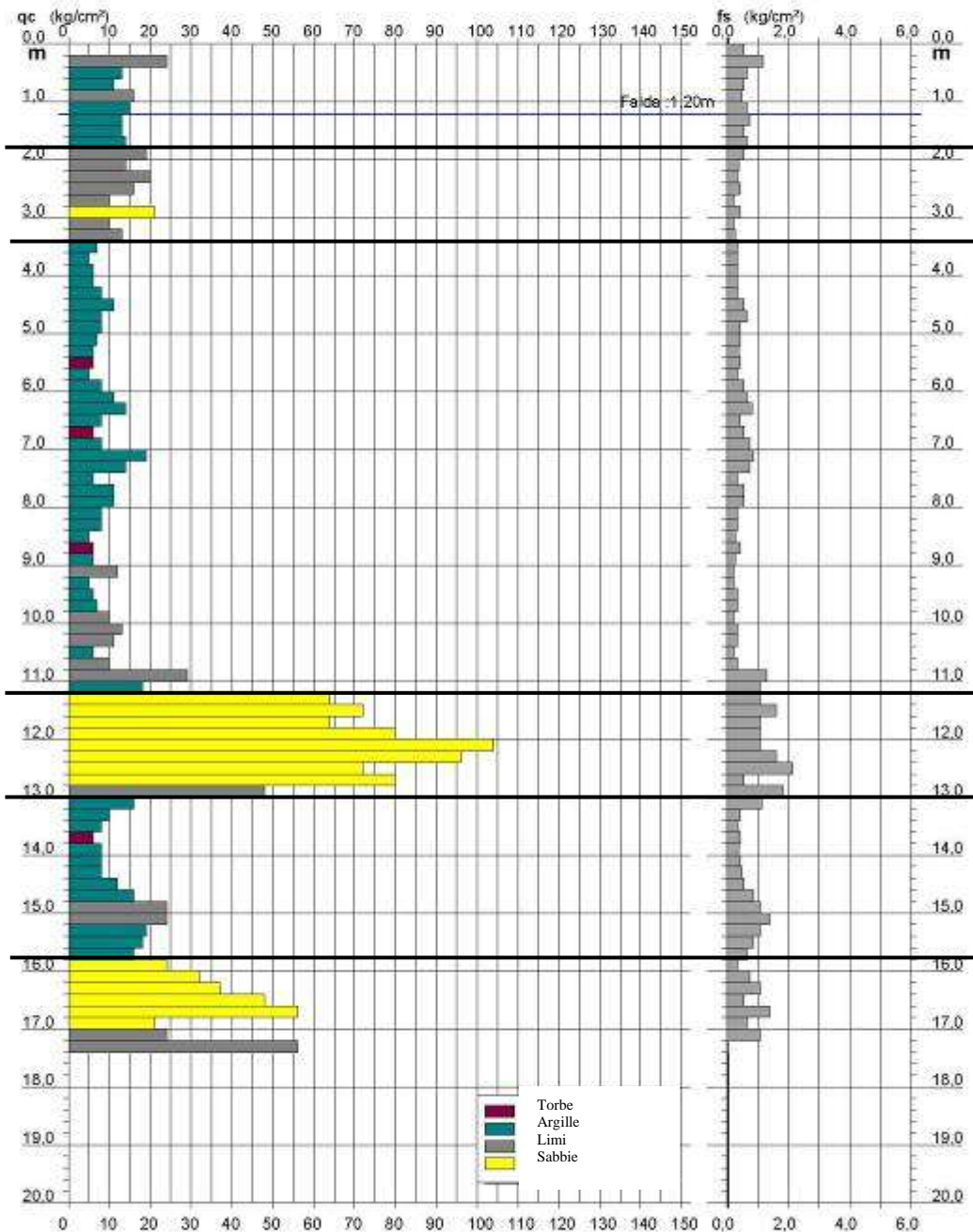
2: Limi, Limi
Sabbiosi

3: Argille,
Argille
Organiche/
Torbose

4: Sabbie

5: Argille,
Argille Limose

6: Sabbie, Sabbie
Limose



Software by: Dr.D. Merini - 0425/940820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
tel. e fax: 0532852858 cell.: 3355373693 e-mail: rabugeo@libero.it

Riferimento: 443-18

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 5

2.0105-001

- committente : CAA NICOLI
- lavoro : Costruzione di centro produzione
- località : Portoverrara (Bandissolo)
- assist. cantiere :

- data : 10/04/2018
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : 1,00 da quota inizio

Strato/Orizzonte:

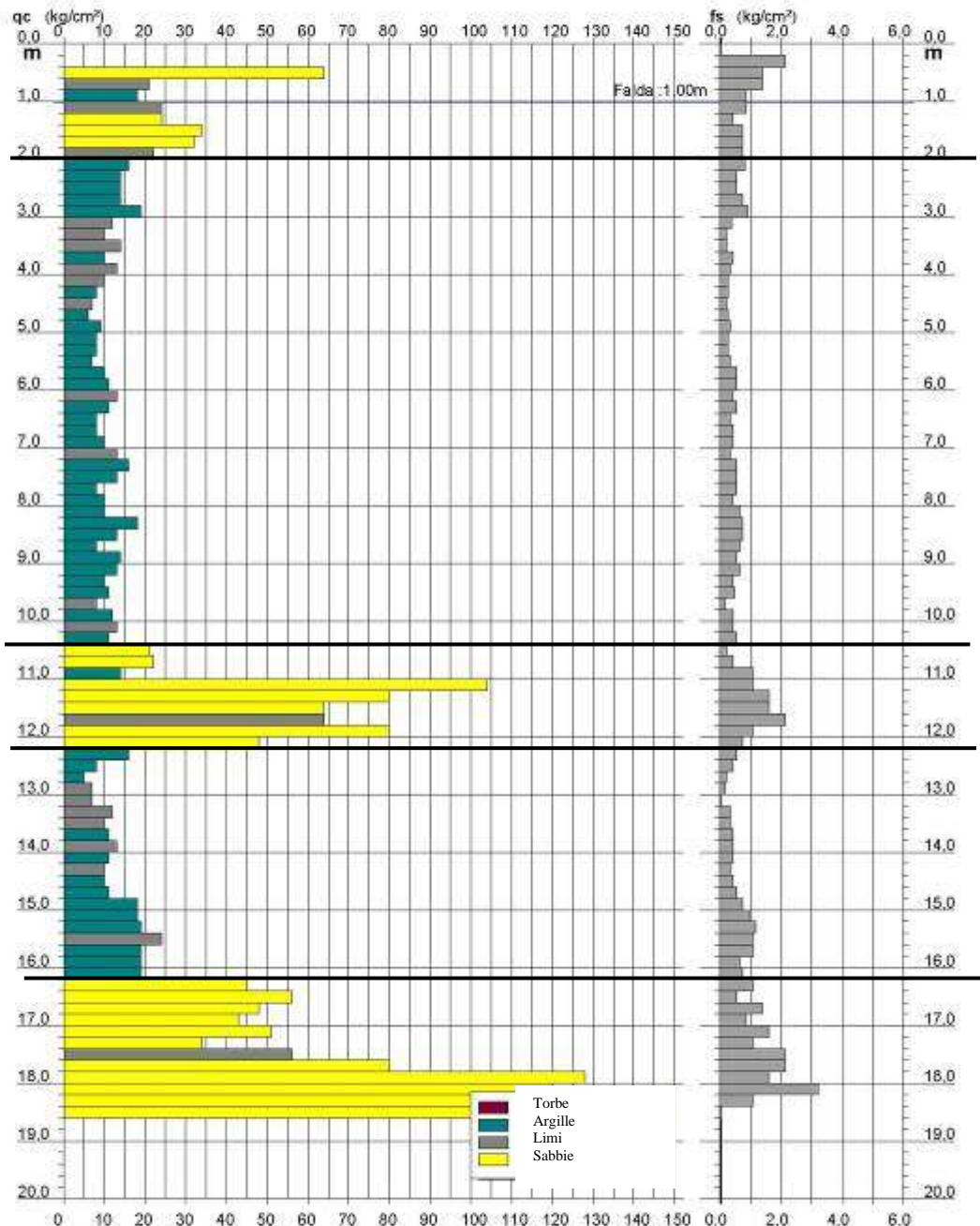
1: Limi, Limi
Sabbiosi-
Argillosi

2: Argille,
Argille Limose

3: Sabbie, Sabbie
Limose

4: Argille,
Argille Limose

5: Sabbie, Sabbie
Limose



Software by: Dr.D. Merini - 0425/940820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Studio di Geologia Raffaele Brunaldi
44011 Argenta (FE) Via A. Da Brescia 5/B,
tel. 0532/852858 fax 0532/1867152 – cell.3355373693

2

ELABORAZIONE DATI PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

Oltre all'elaborazione dei valori di resistenza del sottosuolo, vengono fornite utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati, in base al rapporto R_p/RL fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro (Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977), ovvero in base ai valori di R_p e del rapporto $FR = (RL/R_p) \%$ (esperienze di Schmertmann - 1978).

Sempre con riferimento alle prove penetrometriche statiche CPT, nelle tavole allegate sono riportate indicazioni concernenti i principali parametri geotecnici (coesione non drenata C_u , angolo di attrito interno efficace ϕ' , densità relativa D_r , modulo edometrico M_o , moduli di deformazione non drenato E_u e drenato E' , peso di volume Y , ecc.), nonché valutazioni riguardanti la capacità portante e i cedimenti di fondazioni di forma e tipo diversi.

I cedimenti vengono valutati in via approssimata con il metodo edometrico nella ipotesi di consolidazione monodimensionale del sottosuolo, sulla scorta di opportune correlazioni fra la resistenza alla punta R_p e il modulo di deformazione edometrico M_o .

Le elaborazioni sopra citate (effettuate mediante un programma di calcolo automatico) fanno riferimento a esperienze e ricerche condotte in vari Paesi da diversi Autori (vedi bibliografia in allegato), nonché a conoscenze personali da parte di chi scrive.

In assenza di prove geotecniche di laboratorio (su campioni indisturbati di terreno), le suddette correlazioni hanno ovviamente validità orientativa.

Studio di Geologia Raffaele Brunaldi
44011 Argenta (FE) Via A. Da Brescia 5/B,
tel. 0532/852858 fax 0532/1867152 – cell.3355373693

3

LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

Valutazioni in base al rapporto: $F = (R_p / R_L)$

(Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977)

valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

$F = R_p / R_L$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F < 15$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$15 < F \leq 30$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$30 < F \leq 60$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 60$	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di R_p e di $FR = (R_L / R_p) \%$:

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$ di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato (inalterato) , per depositi coesivi.

Studio di Geologia Raffaele Brunaldi
44011 Argenta (FE) Via A. Da Brescia 5/B,
tel. 0532/852858 fax 0532/1867152 – cell. 3355373693

4

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA

Strumento utilizzato:

PENETROMETRO STATICO OLANDESE tipo GOUDA (tipo meccanico).

Caratteristiche:

- punta conica meccanica \varnothing 35.7 mm, angolo di apertura $\alpha = 60^\circ$ - (area punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$)
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' (\varnothing 35.7 mm - h 133 mm - sup. lat. $A_m = 150 \text{ cm}^2$)
- velocità di avanzamento costante $V = 2 \text{ cm / sec } (\pm 0,5 \text{ cm / sec})$
- spinta max nominale dello strumento S_{max} variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione (lett. \Rightarrow Spinta) $C_t = \text{SPINTA (Kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA}$

fase 1 - resistenza alla punta $R_p \text{ (Kg / cm}^2\text{)} = (L. \text{ punta}) C_t / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale $R_L \text{ (Kg / cm}^2\text{)} = [(L. \text{ laterale}) - (L. \text{ punta})] C_t / 150$

fase 3 - resistenza totale $R_t \text{ (Kg)} = (L. \text{ totale}) C_t$

$R_p / R_L = \text{'rapporto Begemann'}$

- L. punta = lettura di campagna durante l'infissione della sola punta (fase 1)
- L. laterale = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)
- L. totale = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)

N.B. : la spinta $S \text{ (Kg)}$, corrispondente a ciascuna fase, si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna L per la costante di trasformazione C_t .

N.B. : causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il manicotto laterale e la punta conica del penetrometro, la resistenza laterale locale R_L viene computata 20 cm sopra la punta.

CONVERSIONI

1 kN (kiloNewton) = 1000 N \approx 100 kg = 0,1 t - 1MN (megaNewton) = 1000 kN = 1000000 N \approx 100 t

1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m² = 0,001 MN/m² = 0,001 MPa \approx 0,1 t/m² = 0,01 kg/cm²

1 MPa (MegaPascal) = 1 MN/m² = 1000 kN/m² = 1000 kPa \approx 100 t/m² = 10 kg/cm²

kg/cm² = 10 t/m² \approx 100 kN/m² = 100 kPa = 0,1 MN/m² = 0,1 Mpa

1 t = 1000 kg \approx 10 kN

Studio di Geologia Raffaele Brunaldi
44011 Argenta (FE) Via A. Da Brescia 5/B.
tel. 0532/852858 fax 0532/1867152 – cell.3355373693

5

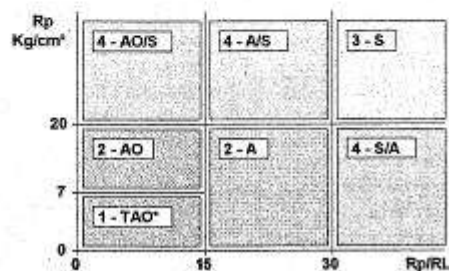
LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI

SCELTE LITOLOGICHE (validità orientativa)

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al rapporto R_p / R_L
(Begemann 1965 -Raccomandazioni A.G.I. 1977), prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

$R_p \leq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni COESIVI anche se $(R_p / R_L) > 30$

$R_p \geq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni GRANULARI anche se $(R_p / R_L) < 30$



NATURA LITOLOGICA

- 1 - COESIVA (TORBOSA) ALTA COMPRIMIBILITA'
- 2 - COESIVA IN GENERE
- 3 - GRANULARE
- 4 - COESIVA / GRANULARE

PARAMETRI GEOTECNICI (validità orientativa) - simboli - correlazioni - bibliografia

- γ' = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : γ' - R_p - natura]
(Terzaghi & Peck 1967 -Bowles 1982)
- σ'_{vo} = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')
- C_u = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : C_u - R_p]
- OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - C_u - σ'_{vo}]
(Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983)
- E_u = modulo di deformazione non drenato (terr.coes.) [correl. : E_u - C_u - OCR - lp lp = ind.plast.]
 E_{u50} - E_{u25} corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (Duncan & Buchigani 1976)
- E' = modulo di deformazione drenato (terreni granulari) [correlazioni : E' - R_p]
 E'_{50} - E'_{25} corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (coeff. di sicurezza $F = 2 - 4$ rispettivamente)
(Schmertmann 1970 / 1978 - Jamiolkowski et al. 1983)
- Mo = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [correl. : Mo - R_p - natura]
(Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973)
- Dr = densità relativa (terreni gran. N. C. - normalmente consolidati)
[correlazioni : Dr - R_p - σ'_{vo}] (Schmertmann 1976)
- ϕ' = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C.) [correl. : ϕ' - Dr - R_p - σ'_{vo}]
(Schmertmann 1976 - Durgunoglu & Mitchell 1975 - Meyerhof 1956 / 1976)
 ϕ'_{1s} - (Schmertmann) sabbia fine uniforme ϕ'_{2s} - sabbia media unif./ fine ben gradata
 ϕ'_{3s} - sabbia grossa unif./ media ben gradata ϕ'_{4s} - sabbia-ghiaia poco lim./ ghiaietto unif.
 ϕ'_{dm} - (Durgunoglu & Mitchell) sabbie N.C. ϕ'_{my} - (Meyerhof) sabbie limose
- A_{max} = accelerazione al suolo che può causare liquefazione (terreni granulari)
(g = acc.gravità)(Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : (A_{max}/g) - Dr]

Software by: Dr.D.Merlin - 0425/840620

e-mail: rbruggeo@libero.it

Figg. 5/8: illustrazione del metodo di indagine C.P.T.

3.1 Considerazioni geotecniche:

L'individuazione delle "performances" geotecniche di interazione fra i carichi trasmessi dalle strutture da realizzare ai terreni di fondazione sarà condizionata dalla presenza (se non dalla prevalenza) dei terreni sostanzialmente considerabili, dal punto di vista geotecnico, come Argillosi. Sulla base delle indicazioni derivanti dalle indagini penetrometriche localmente eseguite e considerando anche l'assetto stratigrafico locale (già ampiamente riportato), si riporteranno alcune considerazioni geotecniche di massima/indicative/"qualitative" inerenti le peculiarità dell'area in esame. In sostanza per la stratigrafia locale si potrà osservare quanto segue:

- La compressibilità/cedevolezza non può essere trascurata.
- I terreni sono in condizioni NON drenate, la profondità della falda è variabile. Condizioni drenate non sono rappresentative per l'area in esame.
- La maturazione dei cedimenti (all'assunzione dei carichi) è presumibile che si possa prolungare lungamente nel tempo. Le condizioni non drenate, connesse alla natura prevalentemente argillosa dei terreni di fondazione, non consentono infatti la rapida dissipazione dei sovraccarichi derivanti dall'edificazione delle strutture.
- La presenza di torbe/argille organiche dovrebbe essere ridotta.
- Le naturali/normali oscillazioni della falda freatica possono far variare il volume dei terreni di fondazione (interessati appunto alla variazione della falda) e far anche sensibilmente variare le caratteristiche geotecniche dei terreni che subiranno tali oscillazioni. Si potranno instaurare fenomeni di rigonfiamento/ritiro, con modalità più o meno cicliche (in connessione alla variabilità/stagionalità delle condizioni climatiche), ovvero con modalità poco prevedibili. La presenza di Argille Organiche/Torbe potrebbe aggravare tale peculiarità.
- Circa la presenza di deposizioni genericamente definibili come granulari e la loro potenziale suscettibilità alla liquefazione all'atto di un evento sismico, occorrerà produrre specifiche considerazioni ed eventuali apposite verifiche numeriche, per le quali si rimanda all'apposito punto della presente relazione.

L'assunzione da parte dei terreni di fondazione dei vari carichi strutturali (in elevazione, fondali ecc.) necessiterà di una attenta valutazione circa l'entità dei connessi cedimenti e la loro relativa maturazione (in pratica occorrerà valutare le performances geotecniche dei terreni di fondazione in relazione alle strutture da realizzare). Si dovranno cioè eseguire apposite verifiche, come specificato dal D.M./N.T.C.

3.3 Caratterizzazione geotecnica discendente dalle risultanze delle C.P.T. localmente eseguite. Individuazione dei parametri geotecnici caratteristici:

Per la caratterizzazione Geotecnica sulle Indagini, ci si riferirà alle C.P.T. dalla 2 alla 6, la cui restituzione dei parametri geotecnici è avvenuta tramite trattazione statistica (di cui si dirà più oltre). Si possono individuare gli Strati/Orizzonti già precedentemente descritti, le cui caratteristiche geotecniche saranno riepilogate nelle seguenti tabelle.

C.P.T. 2: Valori minimi, massimi, medi e VALORI CARATTERISTICI:

ORIZZONTE/STRATO	Profondità del tetto e del letto dello strato (in m da p.c.)	Dato: Cu in Kg/cm ² ; Φ in °	Dato: Mo in Kg/cm ² ;	γ medio in T/m ³
1: ARGILLE	p.c. 5.60	Cu compreso fra 0.40 e 0.78 Cu _{medio} = 0.57 Cu _K = 0.54	Mo compreso fra 35 e 58 Mo _{medio} = 46 Mo _K = 45	1.85 sino al livello della falda. 0.90 dal livello della falda. si ricorda che il livello della falda è variabile. Si veda l'apposito punto della Relazione di Modellazione Geologica
2: ARGILLE ORGANICHE/TORBOSE	5.60 9.80	Cu compreso fra 0.25 e 0.60 Cu _{medio} = 0.38 Cu _K = 0.35	Mo compreso fra 8 e 47 Mo _{medio} = 22 Mo _K = 16	0.80
3: LENTE LIMOSO- SABBIOSA È presente sia la componente coesiva che la componente granulare.	9.80 11.20	Cu compreso fra 0.30 e 0.85 Cu _{medio} = 0.52 Cu _K = 0.41 Φ compreso fra 26 e 29 Φ _{medio} = 27 Φ _K = 26	Mo compreso fra 29 e 87 Mo _{medio} = 48 Mo _K = 38	0.86
4: ARGILLE ORGANICHE/TORBOSE	11.20 13.80	Cu compreso fra 0.20 e 0.70 Cu _{medio} = 0.40 Cu _K = 0.33	Mo compreso fra 6 e 52 Mo _{medio} = 30 Mo _K = 22	0.80
5: ARGILLE, ARGILLE LIMOSE È presente sia la componente coesiva che la componente granulare.	13.80 Profondità massima di 17,40 m.	Cu compreso fra 0.70 e 1.07 Cu _{medio} = 0.92 Cu _K = 0.88 Φ compreso fra 28 e 29 Φ _{medio} = 28 Φ _K = 28	Mo compreso fra 52 e 96 Mo _{medio} = 78 Mo _K = 72	0.94

Tab. 1: 5° Percentile di distribuzione della media, adottando il metodo conservativo di Angus per un volume di rottura grande e con una distribuzione lognormale. Da Zhou & Gao: "Confidence intervals for the log-normal mean", statistics in medicine, Vol. 16, 783-790 (1997).

C.P.T. 3: Valori minimi, massimi, medi e VALORI CARATTERISTICI:

ORIZZONTE/STRATO	Profondità del tetto e del letto dello strato (in m da p.c.)	Dato: Cu in Kg/cm ² ; Φ in °	Dato: Mo in Kg/cm ² ;	γ medio in T/m ³
1: ARGILLE	p.c. 9.00	Cu compreso fra 0.25 e 0.75 Cu _{medio} = 0.48 Cu _K = 0.45	Mo compreso fra 35 e 58 Mo _{medio} = 46 Mo _K = 45	1.85 sino al livello della falda. 0.86 dal livello della falda. si ricorda che il livello della falda è variabile. Si veda l'apposito punto della Relazione di Modellazione Geologica
2: ARGILLE ORGANICHE/TORBOSE	9.00 13.40	Cu compreso fra 0.20 e 0.78 Cu _{medio} = 0.34 Cu _K = 0.29	Mo compreso fra 6 e 58 Mo _{medio} = 24 Mo _K = 19	0.80
3: ARGILLE, ARGILLE LIMOSE È presente sia la componente coesiva che la componente granulare .	13.40 Profondità massima di 14,80 m.	Cu compreso fra 0.78 e 1.17 Cu _{medio} = 0.96 Cu _K = 0.88 Φ compreso fra 27 e 29 Φ _{medio} = 28 Φ _K = 28	Mo compreso fra 57 e 105 Mo _{medio} = 81 Mo _K = 72	0.95

Tab. 2: 5° Percentile di distribuzione della media, adottando il metodo conservativo di Angus per un volume di rottura grande e con una distribuzione lognormale. Da Zhou & Gao: "Confidence intervals for the log-normal mean", statistics in medicine, Vol. 16, 783-790 (1997).

C.P.T. 4: Valori minimi, massimi, medi e VALORI CARATTERISTICI:

ORIZZONTE/STRATO	Profondità del tetto e del letto dello strato (in m da p.c.)	Dato: Cu in Kg/cm ² ; Φ in °	Dato: Mo in Kg/cm ² ;	γ medio in T/m ³
1: ARGILLE	p.c. 1.80	Cu compreso fra 0.54 e 0.89 Cu _{medio} = 0.66 Cu _K = 0.60	Mo compreso fra 42 e 72 Mo _{medio} = 51 Mo _K = 46	1.85 sino al livello della falda. 0.92 dal livello della falda. si ricorda che il livello della falda è variabile. Si veda l'apposito punto della Relazione di Modellazione Geologica
2: LENTE LIMOSO- SABBIOSA È presente sia la componente coesiva che la componente granulare.	1.80 3.40	Cu compreso fra 0.50 e 0.80 Cu _{medio} = 0.65 Cu _K = 0.57 Φ compreso fra 26 e 27 Φ _{medio} = 26 Φ _K = 26	Mo compreso fra 40 e 63 Mo _{medio} = 51 Mo _K = 46	1.85 sino al livello della falda, 0.86 dal livello della falda. si ricorda che il livello della falda è variabile. Si veda l'apposito punto della Relazione di Modellazione Geologica
3: ARGILLE ORGANICHE/TORBOSE Si trascurerà la modesta componente limosa compresa fra 10,00 e 11,20	3.40 11.20	Cu compreso fra 0.30 e 0.89 Cu _{medio} = 0.60 Cu _K = 0.51	Mo compreso fra 9 e 87 Mo _{medio} = 35 Mo _K = 32	0.80
4: LENTE SABBIOSA È presente sia la componente coesiva che la componente	11.20 13.00	Φ compreso fra 31 e 34 Φ _{medio} = 33 Φ _K = 32	Mo compreso fra 144 e 312 Mo _{medio} = 227 Mo _K = 200	0.94
5: ARGILLE, ARGILLE DEBOLMENTE LIMOSE Si trascurerà la modesta componente limosa	13.00 15.80	Cu compreso fra 0.20 e 0.70 Cu _{medio} = 0.40 Cu _K = 0.33	Mo compreso fra 9 e 72 Mo _{medio} = 46 Mo _K = 38	0.84
6: LENTE SABBIOSA (DEBOLMENTE LIMOSA)	15.80 Profondità massima di 17,40 m.	Φ compreso fra 27 e 31 Φ _{medio} = 29 Φ _K = 28	Mo compreso fra 63 e 168 Mo _{medio} = 112 Mo _K = 89	0.88

Tab. 3: 5° Percentile di distribuzione della media, adottando il metodo conservativo di Angus per un volume di rottura grande e con una distribuzione lognormale. Da Zhou & Gao: "Confidence intervals for the log-normal mean", statistics in medicine, Vol. 16, 783-790 (1997).

C.P.T. 5: Valori minimi, massimi, medi e VALORI CARATTERISTICI:

ORIZZONTE/STRATO	Profondità del tetto e del letto dello strato (in m da p.c.)	Dato: Cu in Kg/cm ² ; Φ in °	Dato: Mo in Kg/cm ² ;	γ medio in T/m ³
1: LIMI SABBIOSI Si trascurerà la modesta componente argillosa	p.c. 2.00	Φ compreso fra 27 e 32 Φ _{medio} = 29 Φ _K = 28	Mo compreso fra 56 e 192 Mo _{medio} = 90 Mo _K = 71	1.85 sino al livello della falda. 0.88 dal livello della falda. si ricorda che il livello della falda è variabile. Si veda l'apposito punto della Relazione di Modellazione Geologica
2: ARGILLE DEBOLMENTE LIMOSE Si trascurerà la componente limosa	2.00 11.00	Cu compreso fra 0.30 e 0.78 Cu _{medio} = 0.54 Cu _K = 0.51	Mo compreso fra 29 e 66 Mo _{medio} = 43 Mo _K = 41	1.85 sino al livello della falda, 0.90 dal livello della falda. si ricorda che il livello della falda è variabile. Si veda l'apposito punto della Relazione di Modellazione Geologica
3: LENTE SABBIOSA DEBOLMENTE LIMOSA Si trascurerà la modesta componente limosa	11.00 12.40	Φ compreso fra 27 e 34 Φ _{medio} = 32 Φ _K = 30	Mo compreso fra 48 e 312 Mo _{medio} = 195 Mo _K = 137	0.95
4: ARGILLE, ARGILLE DEBOLMENTE LIMOSE Si trascurerà la modesta componente limosa	12.40 16.20	Cu compreso fra 0.25 e 0.89 Cu _{medio} = 0.58 Cu _K = 0.51	Mo compreso fra 25 e 72 Mo _{medio} = 46 Mo _K = 42	0.90
5: LENTE SABBIOSA (DEBOLMENTE LIMOSA)	15.80 Profondità massima di 18,60 m.	Φ compreso fra 29 e 36 Φ _{medio} = 32 Φ _K = 31	Mo compreso fra 102 e 456 Mo _{medio} = 235 Mo _K = 182	0.95

Tab. 4: 5° Percentile di distribuzione della media, adottando il metodo conservativo di Angus per un volume di rottura grande e con una distribuzione lognormale. Da Zhou & Gao: "Confidence intervals for the log-normal mean", statistics in medicine, Vol. 16, 783-790 (1997).

C.P.T. 6: Valori minimi, massimi, medi e VALORI CARATTERISTICI:

ORIZZONTE/STRATO	Profondità del tetto e del letto dello strato (in m da p.c.)	Dato: Cu in Kg/cm ² ; Φ in °	Dato: Mo in Kg/cm ² ;	γ medio in T/m ³
1: ARGILLE	p.c. 8.20	Cu compreso fra 0.30 e 0.75 Cu _{medio} = 0.54 Cu _K = 0.52	Mo compreso fra 9 e 56 Mo _{medio} = 42 Mo _K = 40	1.85 sino al livello della falda. 0.90 dal livello della falda. si ricorda che il livello della falda è variabile. Si veda l'apposito punto della Relazione di Modellazione Geologica
2: ARGILLE ORGANICHE/TORBOSE	8.20 9.60	Cu compreso fra 0.25 e 0.40 Cu _{medio} = 0.31 Cu _K = 0.28	Mo compreso fra 9 e 35 Mo _{medio} = 21 Mo _K = 14	0.80
3: SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE Si trascurerà la modestissima componente limosa.	9.60 Profondità massima di 13,80 m.	Φ compreso fra 29 e 36 Φ _{medio} = 33 Φ _K = 32	Mo compreso fra 90 e 336 Mo _{medio} = 188 Mo _K = 167	0.92

Tab. 2: 5° Percentile di distribuzione della media, adottando il metodo conservativo di Angus per un volume di rottura grande e con una distribuzione lognormale. Da Zhou & Gao: "Confidence intervals for the log-normal mean", statistics in medicine, Vol. 16, 783-790 (1997).

La caratterizzazione geotecnica locale rileva la difformità stratigrafica già individuata dalle sezioni in precedenza riportate. Dal punto di vista pratico- progettuale occorrerà quindi mettere in conto l'insorgere di cedimenti differenziali, i quali potranno originare distorsioni dei manufatti da realizzare. Occorrerà quindi dotare le strutture (non solo fondali) della necessaria rigidità e dei necessari accorgimenti atti a far sì che dette distorsioni non inficino la funzionalità dei manufatti stessi.

Dall'analisi dell'apposita cartografia di P.S.C. (di seguito riportata) si dovrebbe rilevare che le caratteristiche geotecniche localmente attese siano da considerarsi "Medie". Tale descrizione meramente qualitativa dovrà più convenientemente essere ricondotta alle indicazioni riportate in precedenza che, a dettaglio locale individuano difformità stratigrafiche locali che possono condizionare le performances di interazione locale fra i terreni di fondazione e le strutture da realizzare. Fra tali performances occorrerà tenere debito conto dei cedimenti e dell'insorgenza di cedimenti differenziali che possono avere dimensioni sensibili/rilevanti ovvero da tenere in debita considerazione.

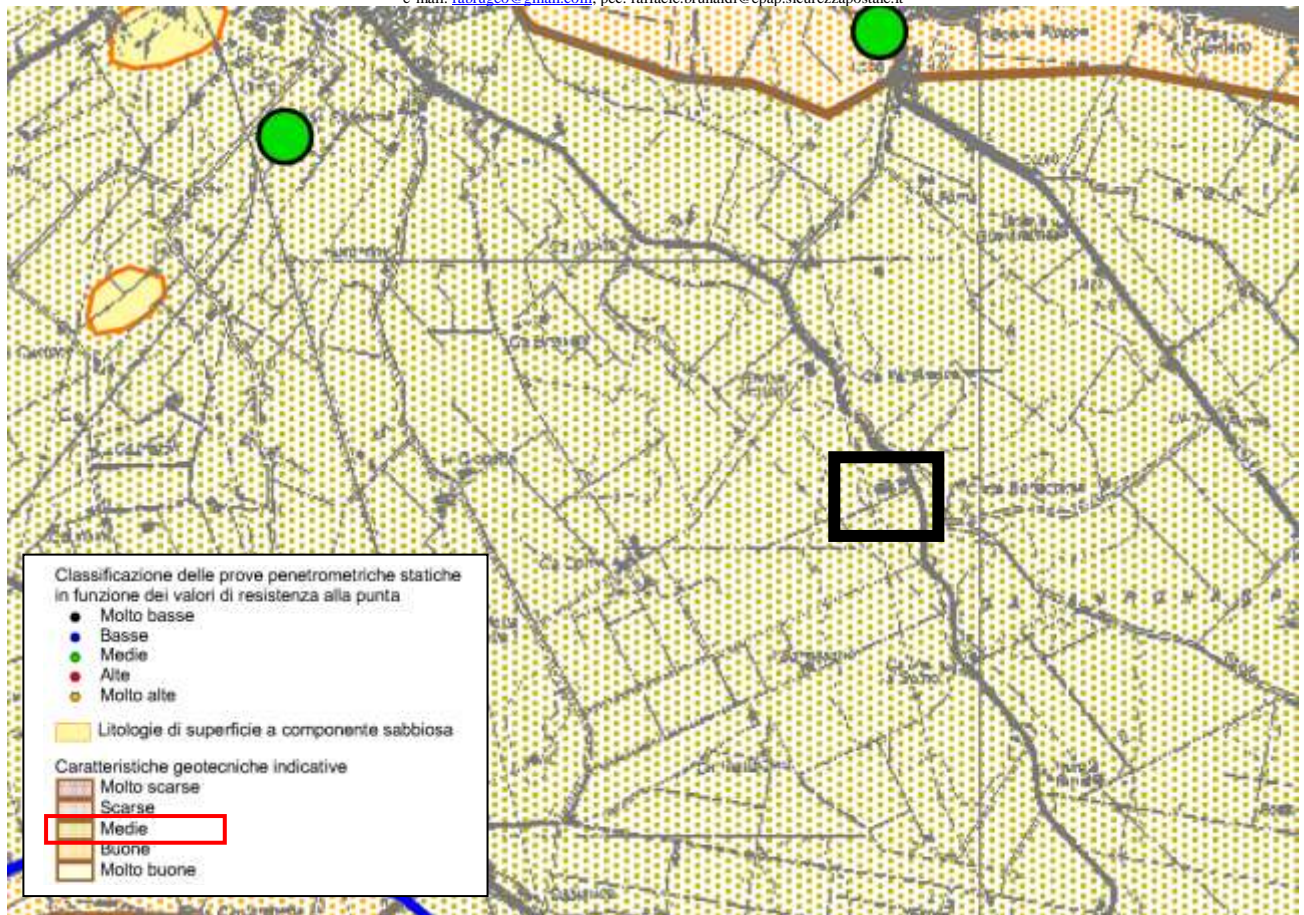


Fig. 5/9: Stralcio a Scala Libera e Legenda dell'apposita Cartografia di P.S.C. (Carta delle Qualità Geotecniche).

4. ASSETTO IDROGEOLOGICO LOCALE

La profondità della falda è stata misurata in data 10/04/2018, direttamente nei fori di esecuzione delle indagini alle seguenti profondità:

- C.P.T.U. 1: 1,20 m dal p.c.;
- C.P.T. 2: 1,00 m dal p.c.;
- C.P.T. 3: 0,80 m dal p.c.;
- C.P.T. 4: 1,20 m dal p.c.;
- C.P.T. 5: 1,00 m dal p.c.;
- C.P.T. 6: 1,30 m dal p.c.

Tali misure sono sufficientemente congrue con l'assetto delineato dal P.S.C. (di seguito riportato), che risale a più di dieci anni fa, a delineare quindi una stabilità complessiva della falda freatica locale.

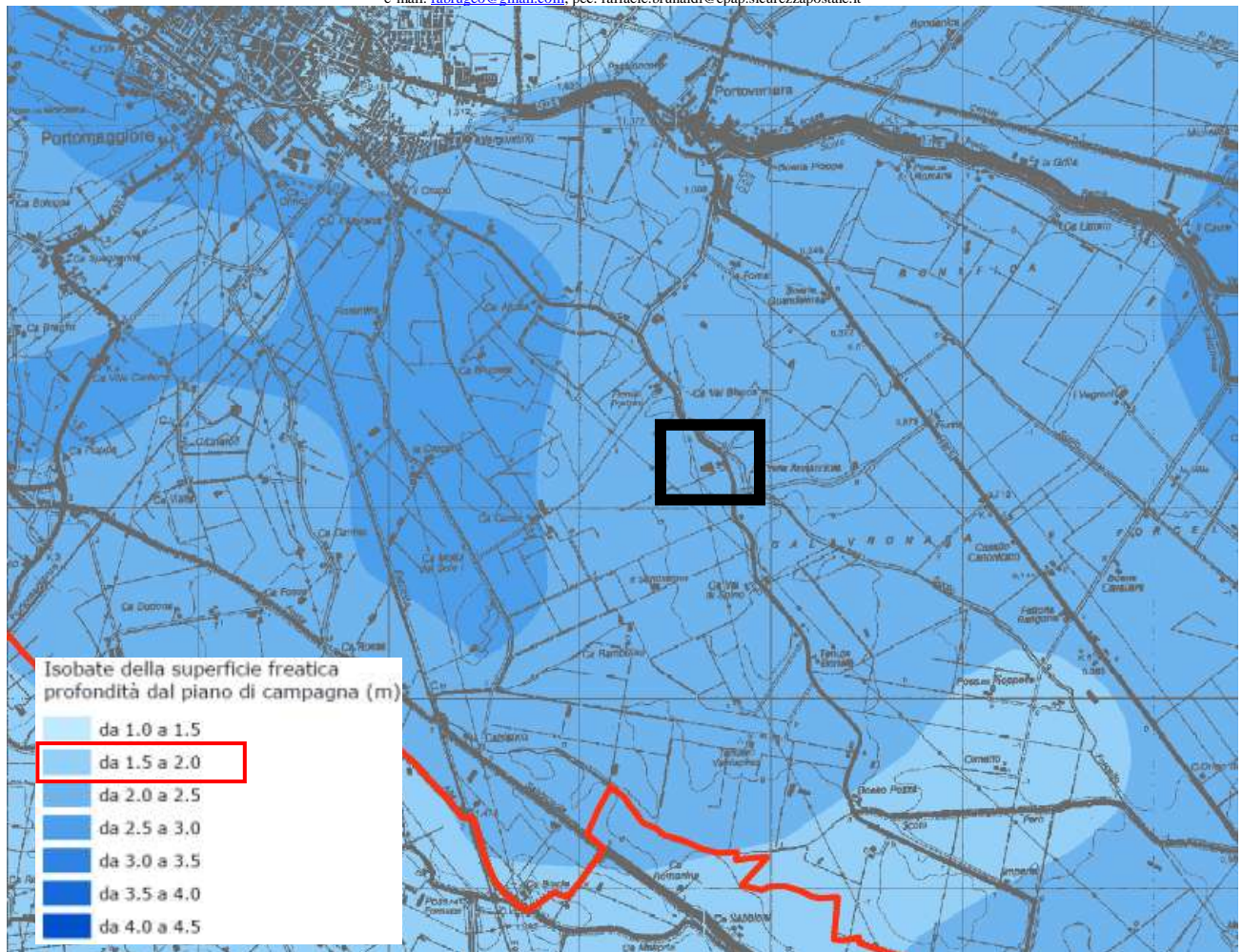


Fig. 6/1: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. B.2.13. Carta delle Isobate del P.S.C.

Indagini e misure sono state realizzate a seguito di un inverno sufficientemente piovoso. Il piano di campagna presenta irregolarità plani- altimetriche dell'ordine circa metrico: la Via Portoni è posta alla quota di circa 0,20 m s.l.m.m. mentre le porzioni dell'area site ad Est riportano quote di circa - 0,70 m s.l.m.m. (sulla base del rilievo trasmesso allo scrivente dai Progettisti), ciò riconduce le misure di cui sopra ad un assetto della falda freatica, ossia della prima falda sospesa, ovvero della prima frangia capillare, come di seguito riportato.



Fig. 6/2: Carta a Scala Libere delle Isobate: sono riportate le profondità della falda in m s.l.m.m. e sono riportate le direzioni di drenaggio/deflusso sotterraneo della falda. redatta dallo scrivente su orto- foto tratta da Google Earth (C).

Lo Scolo Forcello appare alimentare i terreni circostanti. L'assetto è congruo alla genesi geomorfologica deposizionale locale ed altresì all'assetto della vena fossile del Forcello che sostanzialmente è pensile sulle campagne circostanti e che quindi normalmente le alimenta. La direzione di drenaggio complessiva appare invece non congrua in quanto in contrasto con il corso di deflusso del Forcello stesso. E' possibile che condizioni locali modifichino sensibilmente la situazione che normalmente ci si dovrebbe attendere. Fra queste condizioni come non considerare l'intricato reticolo delle paleo- divagazioni presenti attorno all'area in esame e ampiamente riportate alle Figg. 1/2 e 1/3 alle quali si rimanda.

Dalla situazione sopra descritta non si potranno certamente escludere le naturali/normali variazioni di profondità dal p.c. della falda freatica o meglio della prima frangia capillare sospesa che potrà seguire le variazioni di umidità/precipitazioni e di temperatura atmosferica. Sulla base di esperienze maturate dallo scrivente per terreni prossimi a quelli dell'area in esame è possibile indicare, in maniera qualitativa una fascia di oscillazione compresa fra 1,00 e 3,00 m circa dal p.c. Normalmente le variazioni di umidità/acqua contenuta posso far variare il volume dei terreni stessi e

le loro caratteristiche geotecniche, ciò che normalmente mette al riparo gli edifici da tali variazioni sono una sufficiente rigidità delle strutture fondali ed una apposita progettazione e realizzazione delle strutture in elevazione, degli impianti e delle finiture. Allo stato attuale delle conoscenze non è possibile essere maggiormente precisi circa l'entità delle variazioni di volume e delle variazioni delle caratteristiche geotecniche.

Circa l'assetto idraulico dell'area in esame si può rilevare che tale area ed i suoi pressi, non presentino sostanziali criticità idrauliche, come riportato infatti, i pressi dell'area in esame non sono caratterizzati da alluvionamenti storici né da particolari penalizzazioni idrauliche. Chiaramente un blocco sostanziale o assoluto del funzionamento del complesso reticolo idraulico locale non potrà che ripercuotere pesanti conseguenze su di una molto estesa fascia di territorio. Ma in tal caso la realizzazione o meno dell'intervento oggetto della presente relazione non costituirebbe alcun sensibile aggravio.

Occorre poi considerare l'assetto altimetrico dell'area in esame: le porzioni prossime a Via Portoni sono rilevate rispetto alle porzioni più occidentali, si passa (come già riportato in relazione) da + 0,20 a - 0,70 m circa s.l.m.m. La realizzazione prevederà (come comunicato allo scrivente dai Progettisti) la realizzazione di un piano posto ad una quota indicativamente pari a + 0,50 rispetto al piano di campagna attuale (e/o dei terreni circostanti), ciò dovrebbe mettere al riparo dall'assetto indicato dalla più oltre riportata Fig. 6/6 (che indica come le porzioni occidentali dell'area o meglio i suoi pressi siano sostanzialmente prossimi ad un'area di bacino). Si osservi che l'individuazione di tale livello non è oggetto della presente relazione (similmente dicasi di qualsiasi altra progettazione idraulica/idrogeologica locale).

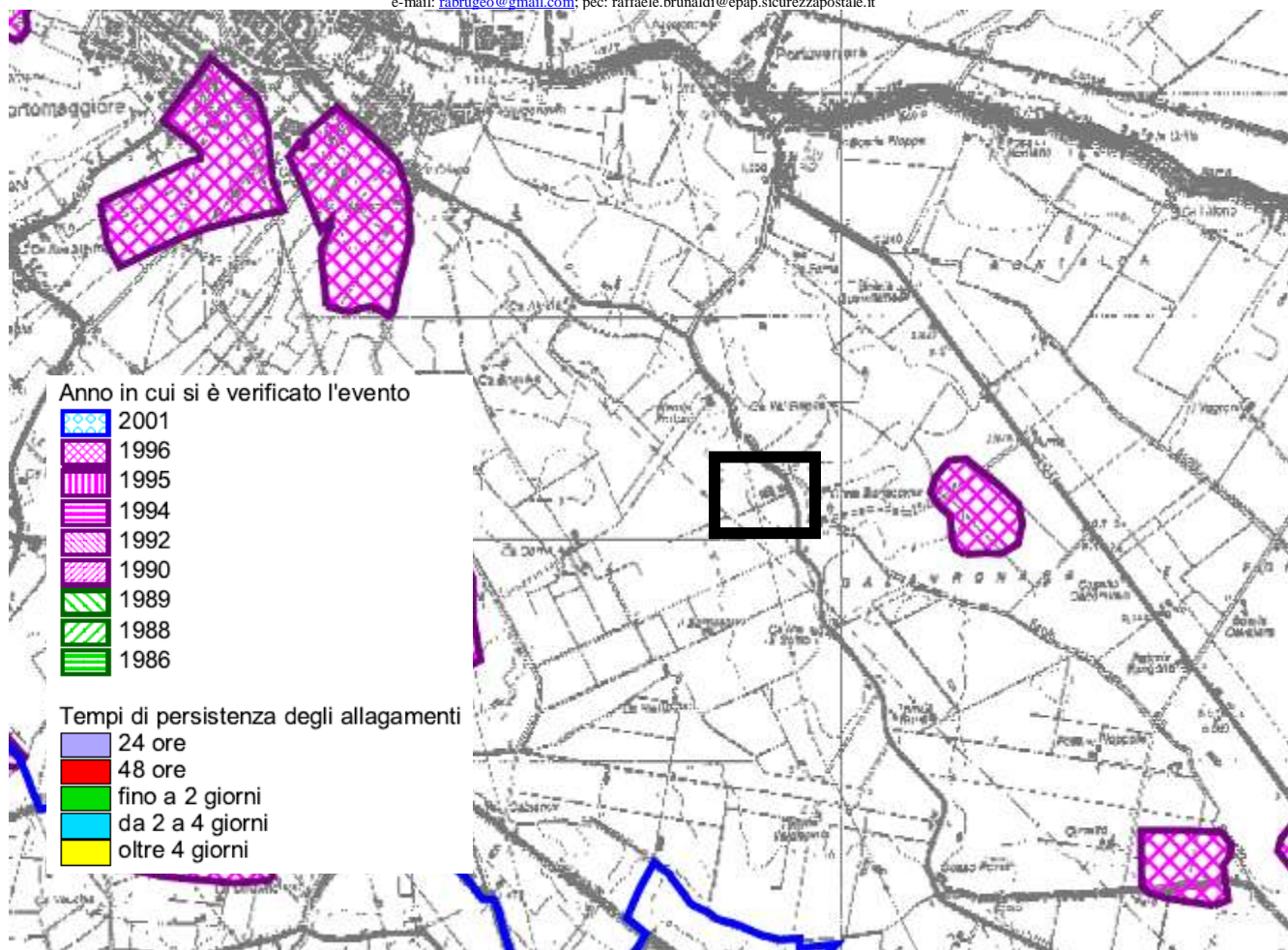


Fig. 6/3: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. B.2.6. Carta delle Aree Storicamente Allagate del P.S.C.

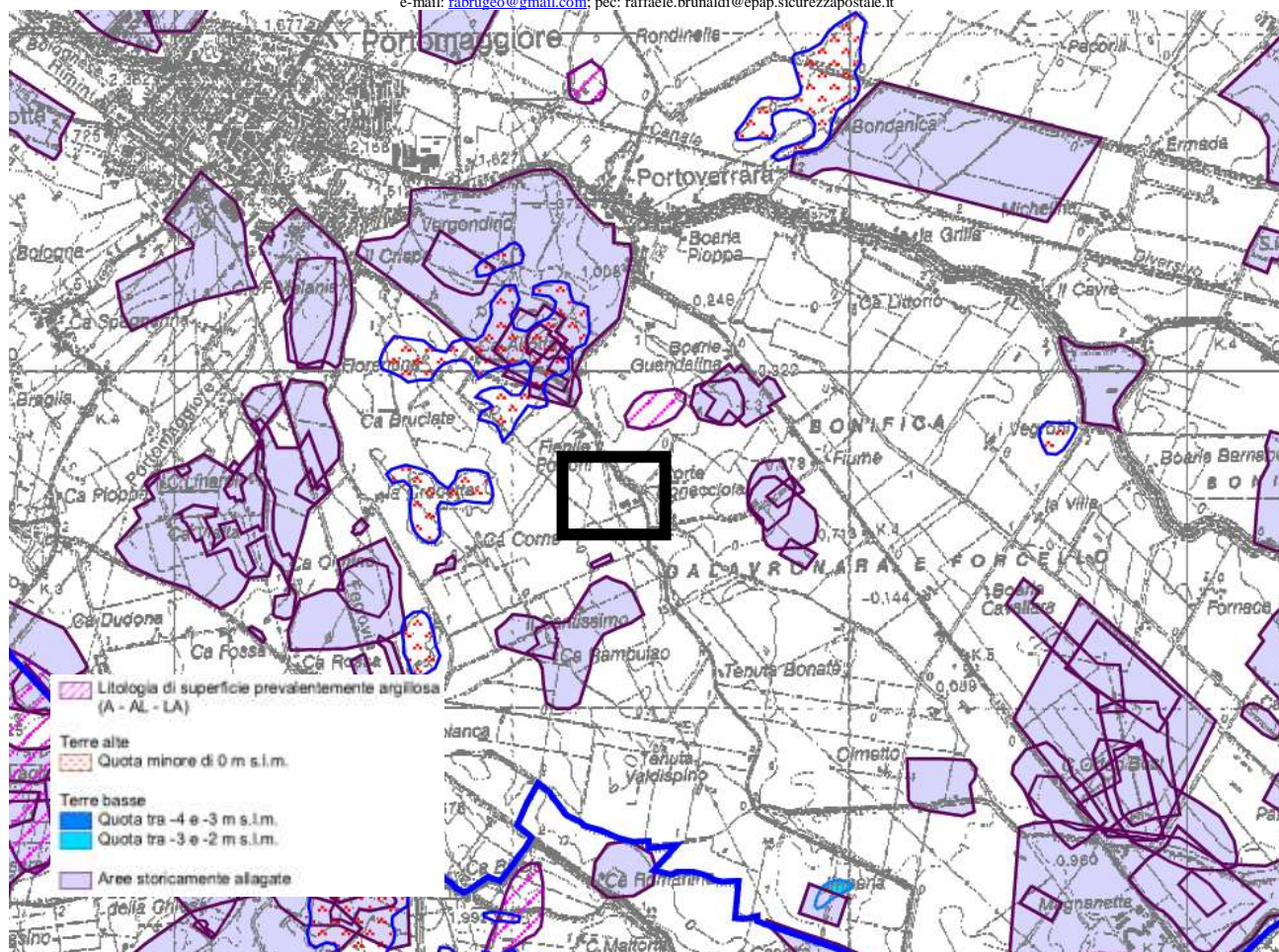


Fig. 6/4: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. B.2.10. Carta delle Criticità Idrauliche del P.S.C.

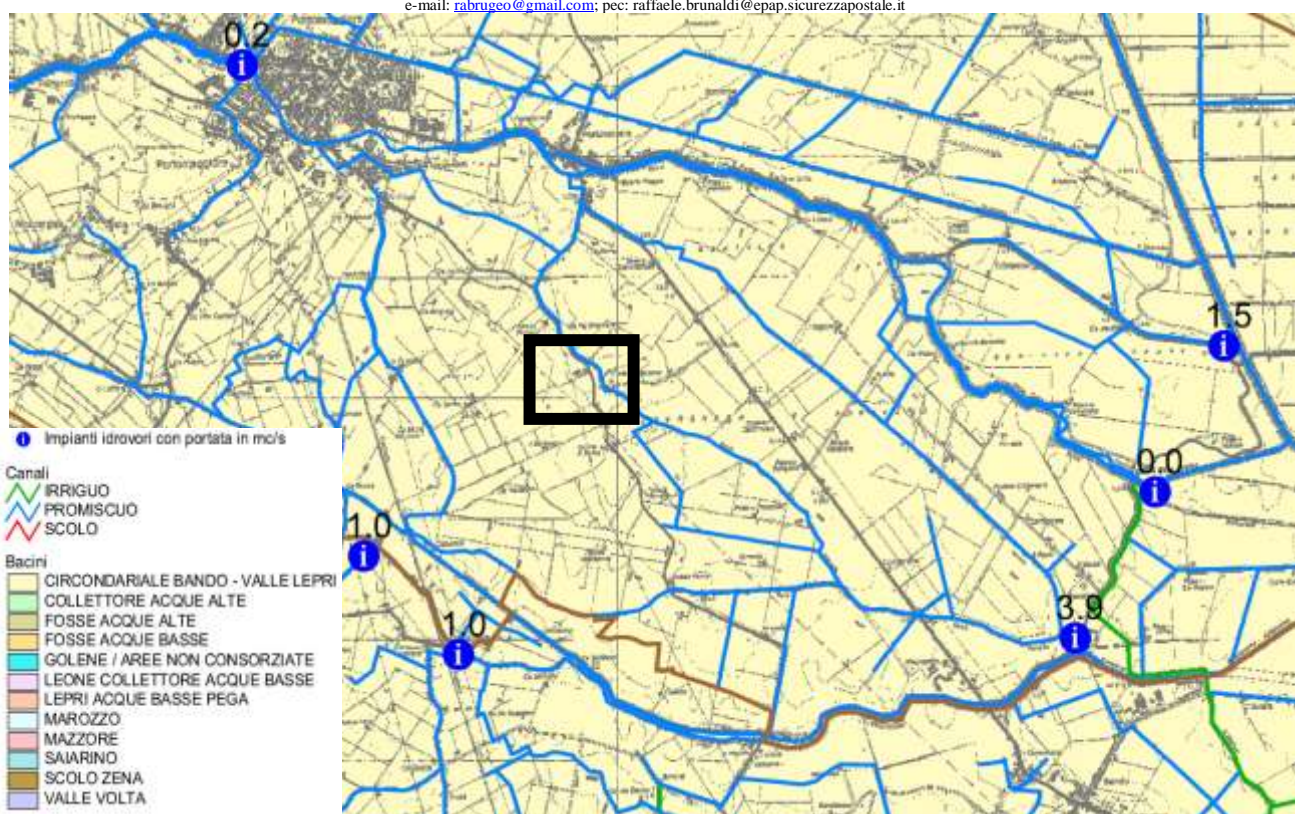


Fig. 6/5: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. B.2.5. Carta del Sistema delle Bonifiche del P.S.C.

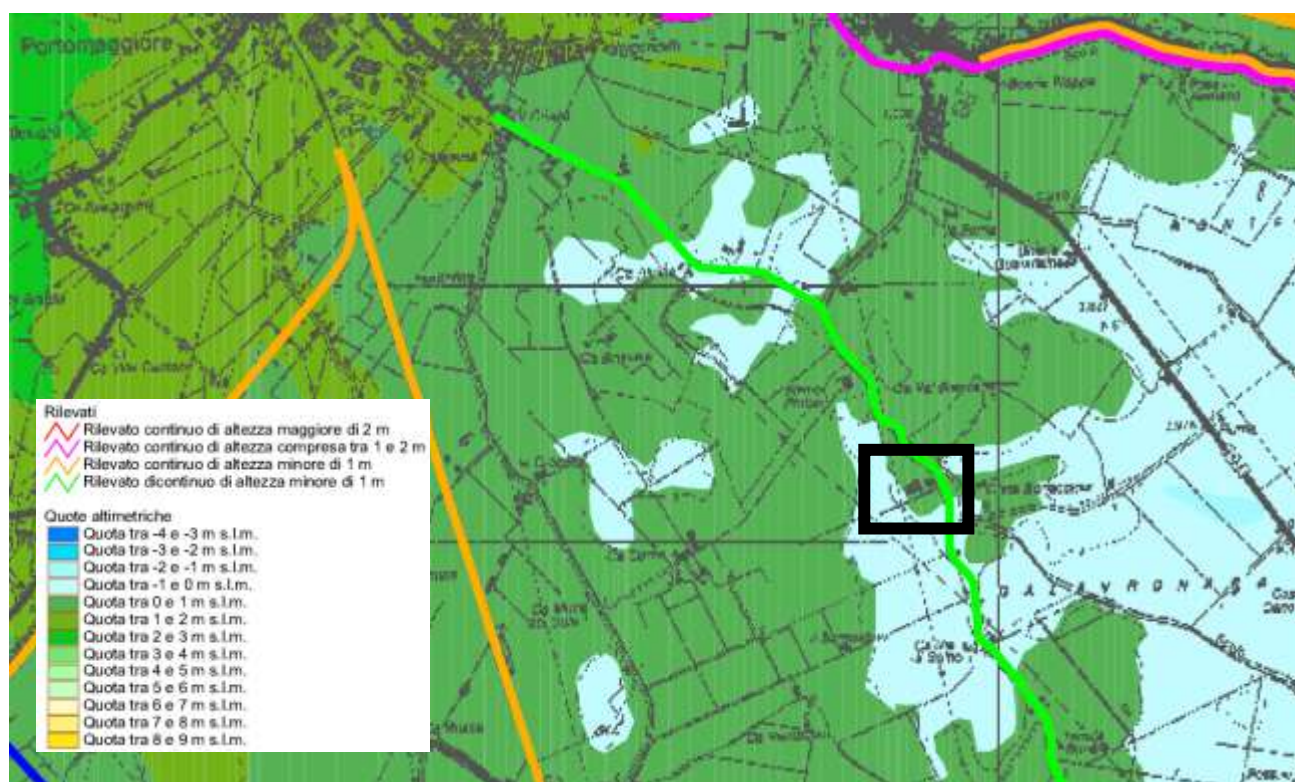


Fig. 6/6: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. B.2.11. Carta delle Aree di Bacino del P.S.C.

5: NOTAZIONI SIMICHE LOCALI

La classificazione sismica dell'area in esame è basata sui contenuti del D.M. N.T.C. ed è stata individuata sulla base di una misura sismica passiva locale (in corrispondenza del centro del lotto) realizzata dallo scrivente tramite apparecchiatura tromografica TROMINO © di costruzione MICROMED (e restituzione dei dati mediante apposito software GRILLA ©- MICROMED).

5.1: Descrizione della metodologia tromografica e HVSR (H/V) e scopo dell'indagine:

La metodologia tromografica si basa sulla misura diretta delle frequenze di naturale vibrazione dei suoli (e/o di altri oggetti poggiati direttamente o indirettamente sul suolo), sfruttando in pratica l'effetto pendolo. Nel dominio della frequenza vengono coinvolti quattro spettri rappresentati dalle componenti orizzontali e verticali del moto in superficie (HS e VS) e alla base dello strato (HB e VB). La tecnica di Nakamura si basa sulle seguenti ipotesi: le sorgenti dei microtremori sono locali, trascurando qualsiasi contributo dovuto a sorgenti profonde; le sorgenti dei microtremori in superficie non influenzano i microtremori alla base; la componente verticale del moto non risente di effetti di amplificazione locale. Sotto queste ipotesi, il rapporto fra le componenti verticali del moto in superficie ed alla base contiene solo termini delle sorgenti locali $AS(f)$ e delle sorgenti alla base $AB(f)$, ed è pari a: $R_v(f) = VS(f)/VB(f) = AS(f)/AB(f)$. Mentre il rapporto fra l'ampiezza dello spettro della componente orizzontale del moto in superficie (HS) e alla base dello strato (HB), contiene oltre che il termine di sorgente anche il termine di amplificazione di sito in superficie $S(f)$ e può essere espresso nel seguente modo: $R_h(f) = HS(f)/HB(f) = [AS(f) * S(f)] / AB(f)$. Per rimuovere l'effetto di sorgente dai segnali, Nakamura divide i due rapporti R fra loro ottenendo così la seguente espressione per la funzione trasferimento di sito: $R_h(f)/R_v(f) = S(f) = HS(f)/HB(f) * VB(f)/VS(f)$. Ipotizzando infine che alla base dei sedimenti l'ampiezza spettrale della componente verticale e di quella orizzontale siano uguali e cioè: $VB(f)/HB(f) = 1$. Il fattore di amplificazione del moto orizzontale in superficie potrà essere valutato direttamente nel seguente modo: $S(f) = HS(f)/VS(f)$. Le varie ipotesi sono state verificate dallo stesso Nakamura (1989) con misure di microtremori in superficie e in pozzo. Le stesse assunzioni sono state verificate anche da altri autori confrontando i risultati ottenuti con modelli di propagazione di onde di Rayleigh, modelli di propagazione 1-D di onde S e con modelli di generazione sintetica di rumore. Le conclusioni a cui sono giunti gli studi suddetti sono che il picco visibile nei rapporti H/V ottenuti con il rumore simulato è indipendente dalle caratteristiche della sorgente del rumore e che dipende invece fortemente dalla stratigrafia del terreno. Tale picco è inoltre ben correlato con la frequenza fondamentale di risonanza del terreno soggetto alla propagazione di onde S verticali e con il picco fondamentale delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh. Le misure sono state eseguite con un apparecchio portatile compatto (TROMINO MICROMED) che alloggia in un unico contenitore rigido metallico tre sensori sismometrici, un digitalizzatore a 24 bit ed il sistema di archiviazione su *flash memory*. Per il punto di misura si è acquisita una registrazione della durata di 20 minuti, campionata ad una frequenza di 128 Hz. Il segnale acquisito è stato quindi corretto per la linea di base (sottraendo a ciascun punto la media effettuata sull'intera traccia); corretto da andamenti (trend) anomali (sottraendo la retta della regressione lineare effettuata su tutti i punti della traccia); filtrato con un passa banda tra 0.1 e 64 Hz, Per ogni segnale si è calcolata quindi la trasformata di Fourier e successivamente si è effettuato il rapporto spettrale fra le componenti orizzontale e verticale. Tale rapporto è stato smussato con una finestra triangolare al 5% ed il risultato di tale operazione è stato assunto come stima delle funzioni di amplificazione locale di Nakamura. Tutte le operazioni descritte sono state fatte prevalentemente

in campagna, mediante un programma applicativo appositamente implementato. Questo ha permesso di avere già al sito la possibilità di verificare le misure effettuate ed eventualmente ripeterle. La misura di microtremori è infatti soggetta ad influenze ambientali (vento, pioggia, copertura artificiale dei terreni, ecc.): per una descrizione dettagliata dei problemi legati alla corretta effettuazione delle misure si veda Mucciarelli (1998). Di seguito si riporta una succinta bibliografia di riferimento circa metodologia, utilizzo e restituzione della metodologia tromografica: Mucciarelli, M. (1998). Reliability and applicability range of Nakamura's technique using microtremors: an experimental approach, *J. Earthquake Engin.*, Vol. 2, n. 4, 1-14. Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *QR Railway Tech. Res. Inst.* 30, 1.

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

- Frequenza propria (di vibrazione) dei suoli di fondazione;
- Vs30 e conseguente categoria sismica dei suoli di fondazione, secondo i contenuti del D.M. N.T.C. Che ha permesso di individuare lo Spettro di Risposta sismica del suolo di fondazione e di riferimento per l'area in esame.

L'indagine tromografica si è appoggiata alle conoscenze stratigrafiche locali derivanti dall'esecuzione delle indagine penetrometrica statiche eseguite sull'area in esame e delle indagini di bibliografia (C.P.T. varie). Ciò è indispensabile data la natura della strumentazione utilizzata e date le possibilità offerte dalle esperienze di Nakamura (et Alii), di cui si è sopra già ampiamente riportato. È importante far osservare come uno strumento tromografico sia l'unica strumentazione in grado di misurare la frequenza propria di oscillazione dei terreni. Da tali dati si possono poi ricostruire tutte le altre componenti caratterizzanti dal punto di vista sismico i terreni di un'area (e sopra indicati). La possibilità di risalire ai dati di Vs30 conoscendo le frequenze tipiche di un suolo e gli spessori (profondità) dei suoi riflettori sismici, discende dalle esperienze di Nakamura e del derivato metodo HSVR precedentemente descritto. Il metodo di indagine utilizzato presuppone alcune approssimazioni legate ad esempio al fatto che le velocità di propagazione delle onde sismiche provocate aumentano dall'alto verso il basso (per questo il metodo consente la determinazione delle velocità intese come medie del volume di terra indagato non avendo un grado di definizione elevato); le velocità Vs così misurate sono comunque significative, trattandosi pur sempre di una misura diretta. Nei grafici H/V – f, che verranno in seguito riportati, si individuano le varie frequenze tipiche dei terreni di fondazione, dato di notevole importanza per una accurata progettazione delle strutture da realizzarsi sull'area in esame. Si dovranno evitare accoppiamenti fra le modalità di vibrazione delle strutture (prevedibili in fase di progettazione) e le modalità di vibrazione dei terreni di fondazione.

5.2: Risultati dell'indagine tromografica eseguita:

La misura tromografica localmente eseguita (H/V) individua valori di Vs pari a **192 m/s**.

Dal punto di vista della misura delle Vs, si potrebbe quindi individuare come categoria di riferimento la Categoria C, in realtà però stante l'attendibilità della metodologia di indagine e stante le caratteristiche geotecniche derivate dalle indagini C.P.T. (come in precedenza riportate), si consiglia di utilizzare la Categoria di Suolo Sismico D. Detta Categoria è descritta dal D.M./N.T.C. come: "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi fra 100 e 180 m/s. In realtà l'applicazione del DM/NTC 2018 può mettere in discussione l'utilizzo dell'approccio semplificato (appunto da Tab. 3.2.II) per l'area in questione; sono infatti evidenti inversioni del trend complessivo (comunque presente) del "miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità". Chiaramente trattasi appunto di una interpretazione molto restrittiva ma un superamento/miglioramento dell'utilizzo dell'approccio semplificato da Tab. 3.2.II è comunque auspicabile. Tale superamento sarà riportato più oltre in relazione, tramite l'esposizione di apposito Studio di Risposta Sismica Locale (RSL). Si osservi infatti che l'utilizzo della Categoria D piuttosto che C deve comunque considerare quanto segue (per il caso in esame): ogni metodologia d'indagine attenente al "campo " geologico (ancor più se si tratta di un metodo geofisico) è normalmente/fisiologicamente "afflitta" da una aliquota di imprecisione/indeterminatezza e poiché per il metodo in oggetto Autori quali S. Castellaro riportano valori pari al +/-15/20%, sarà il caso di valutare l'influenza di tale errore sui valori sopra riportati. In relazione quindi al valore di Vs(30) sopra indicato, questi potrebbero quindi essere compresi fra 154 m/s nel peggiore dei casi (e quindi un valore che indicherebbe a maggior ragione la categoria D) circa e 230 m/s circa (e quindi un valore che indicherebbe invece già una Categoria C). Nel prosieguo della presente relazione si utilizzerà comunque la Categoria D, della quale, più oltre si riporterà la caratterizzazione sismica e che verrà utilizzata in relazione anche per le verifiche alla liquefazione (di cui all'apposito capitolo), in seguito poi (come si vedrà più oltre in relazione) ci si riferirà alle risultanze dello Studio di Risposta Sismica Locale (RSL), come già indicato.

Più oltre si riporta la restituzione dell'indagine H/V che comunque servirà come base di "aggancio" dello Studio di RSL.

3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

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

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Fig. 7/1: Tabella 3.2.II da NTC 2018.

5.3: Restituzione dell'indagine tromografica eseguita:

GRILLA FOLDER, PORTO VERRARA/ BANDISSOLO CAA NICOLI

Instrument: TRZ-0009/01-09

Start recording: 10/04/18 16:03:05 End recording: 10/04/18 16:23:05

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

Trace length: 0h20'00". Analyzed 72% trace (manual window selection)

Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

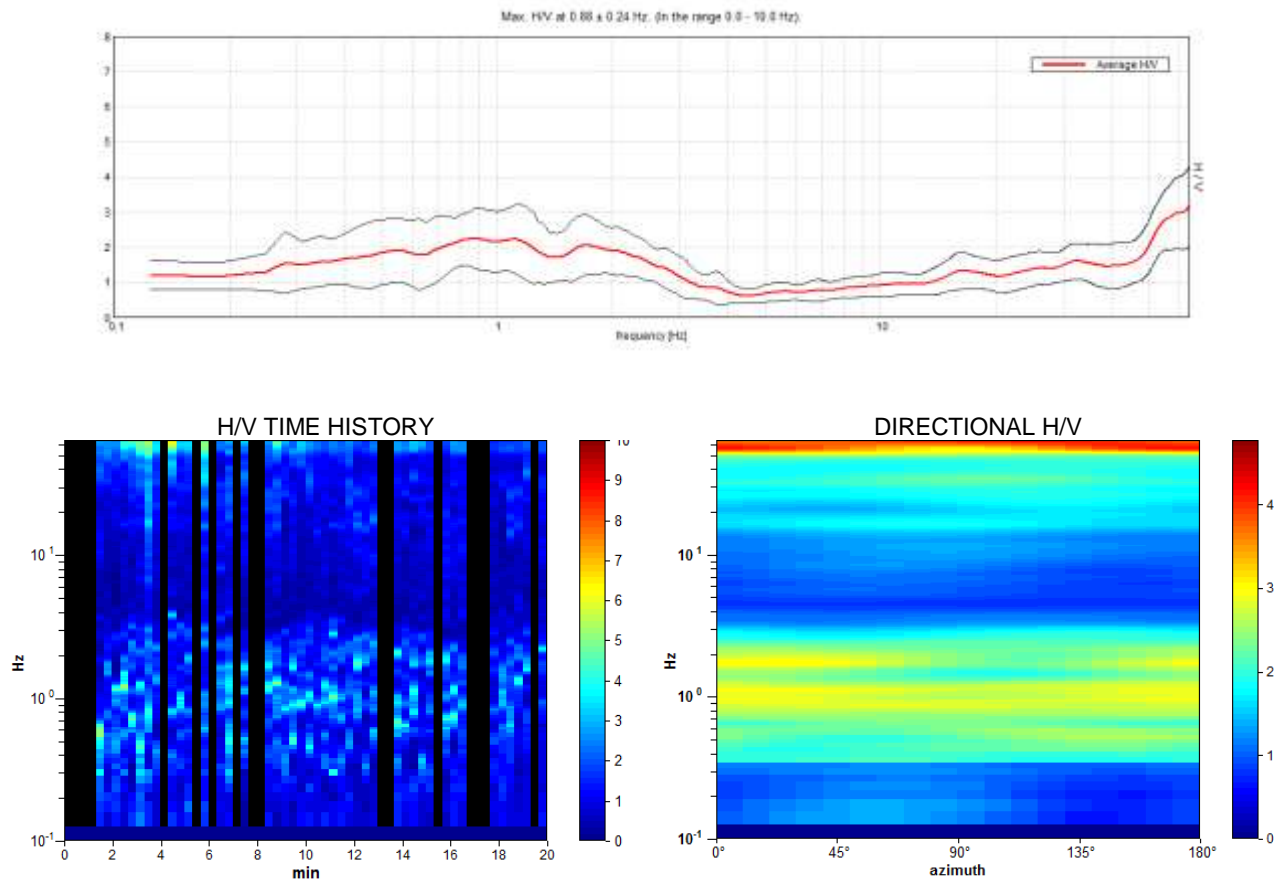
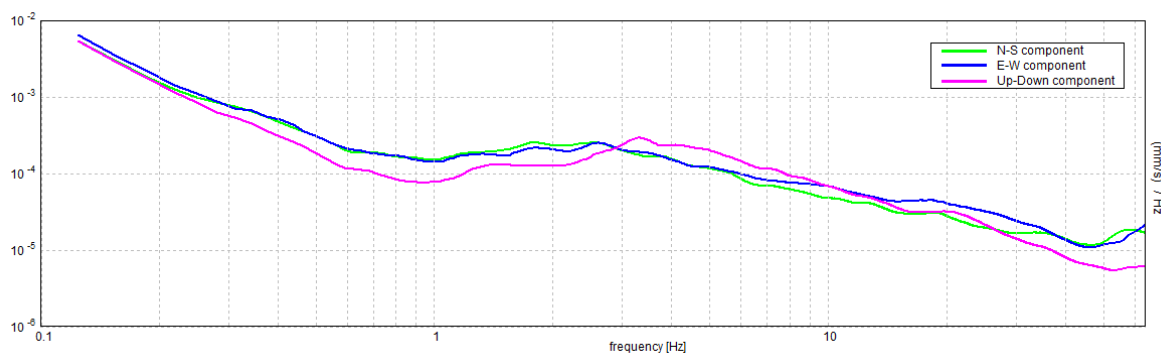


Fig. 7/2: restituzione grafica dell'indagine H/SVR (H/V).

SINGLE COMPONENT SPECTRA



EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

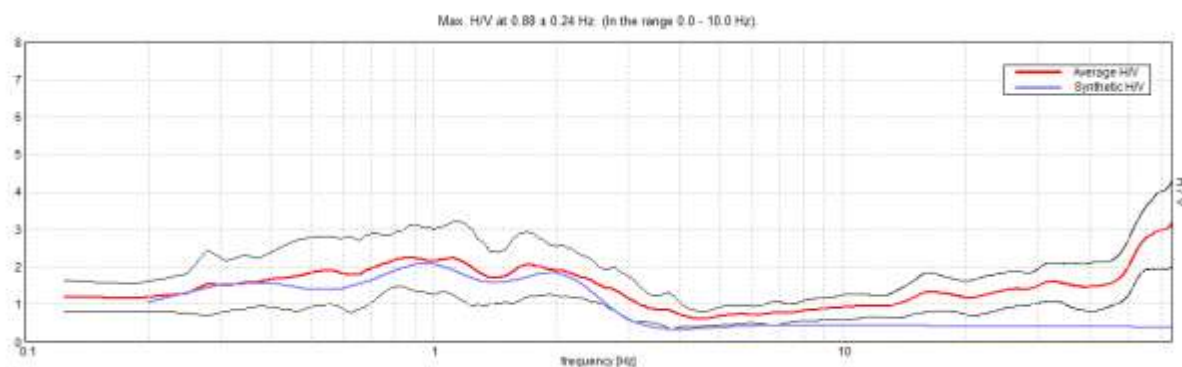


Fig. 7/3: restituzione grafica dell'indagine H/SVR (H/V).

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
17.00	17.00	160	0.49
37.00	20.00	260	0.46
104.00	67.00	330	0.42
354.00	250.00	480	0.42
inf.	inf.	660	0.42

Tab. 6: "sismostrati".

profondità di indagine ampiamente maggiore di quanto richiesto dal D.M./N.T.C.

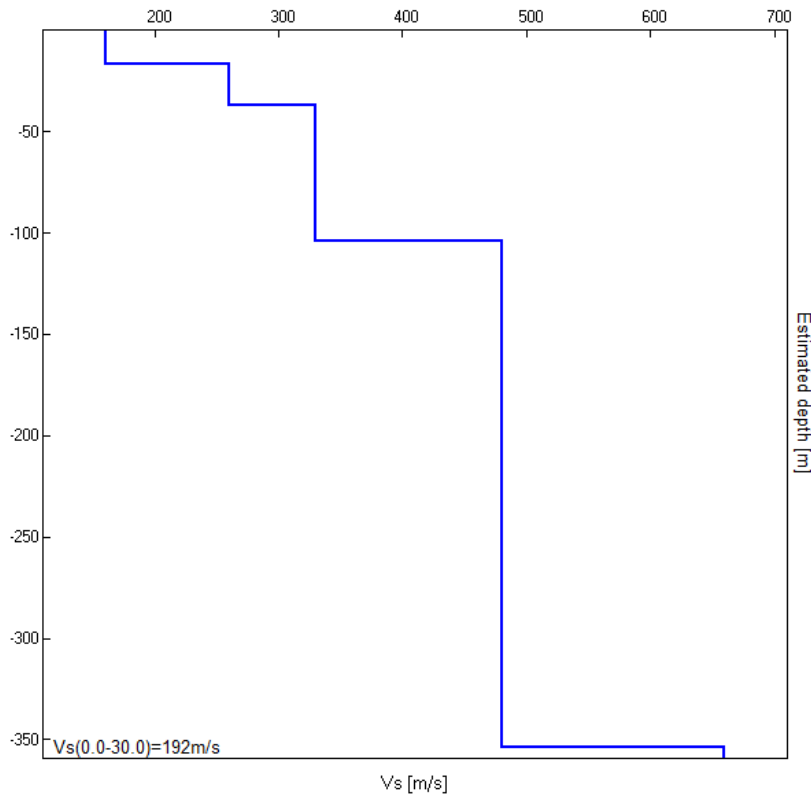


Fig. 7/4: restituzione grafica dei "sismo- strati".

Max. H/V at 0.88 ± 0.24 Hz (in the range 0.0 - 10.0 Hz).
Frequenza propria del suolo di fondazione

Relativamente all'individuazione della frequenza propria di vibrazione del terreno di fondazione, quella individuata e riportata pari a circa 0,88 Hz è compresa nell'ampio range 0,50 – 1,20 Hz circa, ovvero le frequenze tipiche e caratteristiche della Bassa Pianura Padana, come ampiamente dimostrato da numerose misure. L'intero range dovrà essere preso in debita considerazione. Si riscontra anche un picco alla frequenza di 0,28 Hz circa. **Il periodo proprio (o i periodi) di vibrazione della struttura da realizzare dovrà mantenersi sufficientemente lontano dai sopra riportati valori di frequenza** (che dovranno essere trasformati nei corrispondenti periodi) di vibrazione del terreno. **Ovvero dovrà in tutti i modi evitarsi che la frequenza propria di vibrazione dell'edificio da realizzarsi si accoppi con la frequenza propria (o le frequenze proprie) del suolo in oggetto e precedentemente descritte.**

5.4 Ulteriori elementi di Caratterizzazione:

Si è provveduto a caratterizzare l'area d'indagine secondo i contenuti delle N.T.C. Per le necessità della presente fase di caratterizzazione si è utilizzato il software Geostru PS Parametri Sismici ®, di GeoStru ©. Di seguito si riportano i vari parametri individuati relativi alla categoria D e sulla base delle assunzioni di seguito riportate; starà al progettista eventualmente modificarle, in tal caso si dovrà ritenere non più valido quanto di seguito riportato. Più oltre si osserverà comunque come tale caratterizzazione sarà superata dallo Studio di Risposta Sismica Locale (RSL). Comunque, fra le assunzioni di cui sopra, vi sono quelle che verranno indicate di seguito. I Progettisti hanno comunicato allo scrivente il seguente assetto di Classi d'Uso (di cui si terrà ovviamente conto in relazione).

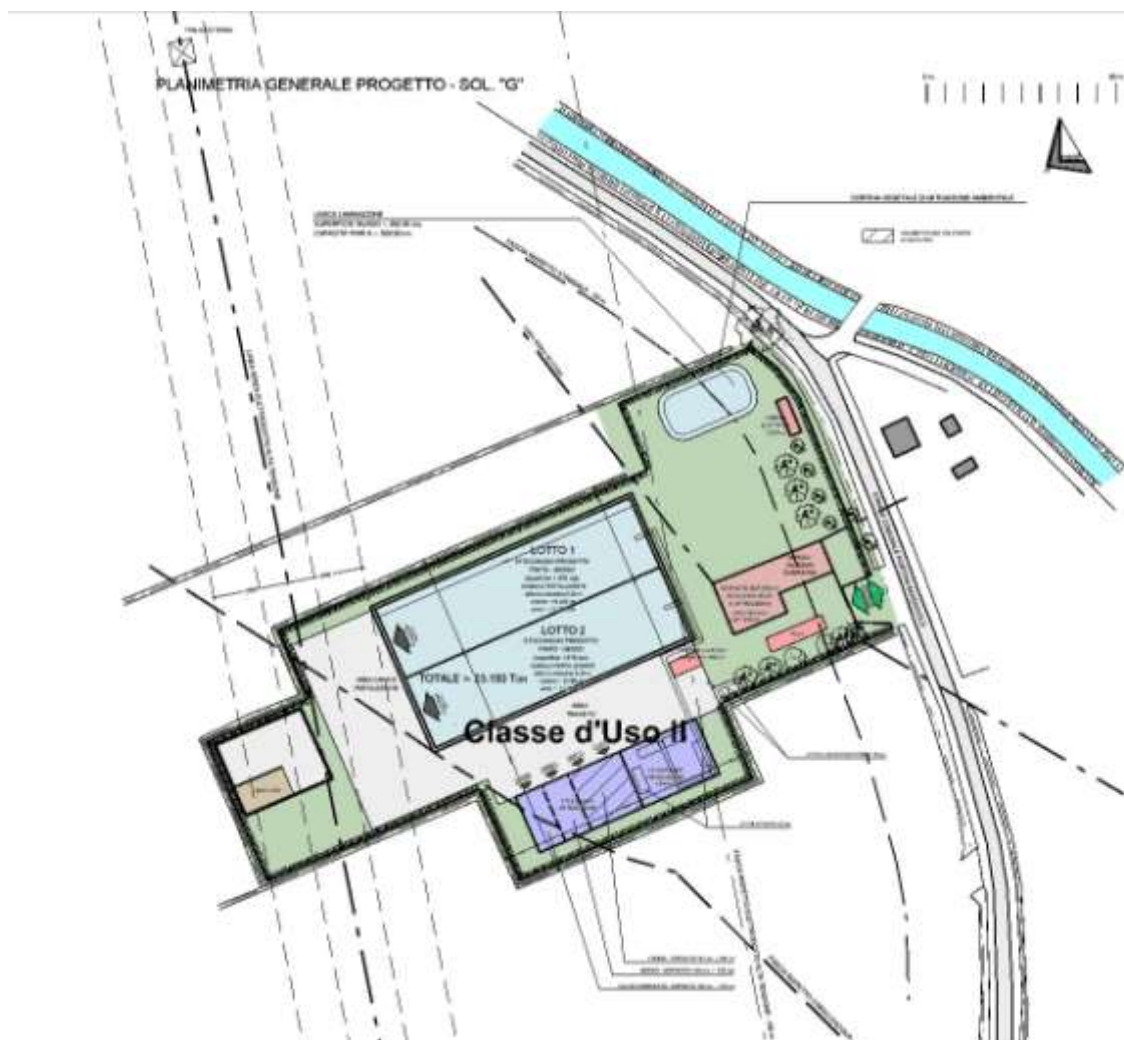


Fig. 8/1: individuazione delle Classi d'Uso dei manufatti da realizzare (Scala Libera).

5.5 individuazione dei parametri sismici:

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli stati limite, che possono verificarsi durante un determinato periodo di riferimento della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica, che dovrà essere

utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire: in primo luogo la vita nominale dell'opera, che congiuntamente alla classe d'uso, permette di determinare quel periodo di riferimento; una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, una volta definite le relative probabilità di superamento, è possibile stabilire il periodo di ritorno associato a ciascun stato limite; a questo punto è possibile definire la **pericolosità sismica di base** per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

Vita Nominale, Classi D'uso E Periodo di Riferimento:

Nelle NTC08 il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

dove:

V_R = periodo di riferimento

V_N = vita nominale;

C_U = coefficiente d'uso.

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , secondo le NTC08, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità:

$V_N \leq 10$ anni per le opere provvisorie, provvisionali e le strutture in fase costruttiva che però abbiano una durata di progetto ≥ 2 anni.

$V_N \geq 50$ anni per le opere ordinarie, ponti, infrastrutture e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.

$V_N \geq 100$ anni per grandi opere, ponti, infrastrutture e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. $C_U = 0.7$;

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. $C_U = 1.0$;

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. $C_U = 1.5$;

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie, ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. $C_U = 2.0$;

Nel caso specifico, per le due ipotesi: **Cl.UII $V_n = 50$ anni; Cl.UIII $V_n = 75$ anni.**

Stati limite, probabilità di superamento e periodo di ritorno:

Le NTC08 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU). Gli stati limite di esercizio sono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali. Le NTC, in presenza di azioni

sismiche, richiedono le verifiche allo SLO solo per gli elementi non strutturali e per gli impianti di strutture di classi d'uso III e IV. Lo SLO si utilizza anche come riferimento progettuale per quelle opere che devono restare operative durante e subito dopo il terremoto. Le verifiche allo SLC sono, invece, richieste solo per le costruzioni o ponti con isolamento e/o dissipazione. Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento* P_{VR} (Tabella seguente), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R , si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $I = 1/T_R$ (T_R = periodo di ritorno).

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$P_{VR} = 81\%$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$P_{VR} = 63\%$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$P_{VR} = 10\%$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$P_{VR} = 5\%$

Tab. 7: Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R .

Fissati V_R e P_{VR} associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni, mediante l'espressione riportata nell'Allegato A delle NTC:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.1)$$

Tale relazione tra P_{VR} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana. per $V_R = 50$ anni (**Classe d'Uso II**), il tempo di ritorno T_R sarà:

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$T_R = 30$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$T_R = 50$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$T_R = 475$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$T_R = 975$

Tab. 8: Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento V_R .

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d'uso III** a cui è associato il coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

Una volta ottenuti V_N e C_U , è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R , che qui vale:

$V_R = 50 * 1.5 = 75$ anni. Poiché è $V_R = 75$ anni, il tempo di ritorno T_R sarà:

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$T_R = 45$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$T_R = 75$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$T_R = 712$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$T_R = 1462$

Tab. 8/1: Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento V_R .

Definizione della pericolosità sismica di base:

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC08, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale. Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC08 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica". Secondo le NTC08 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'**Allegato A** alle NTC08:

a_g = accelerazione orizzontale massima;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

a_g , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti dalle NTC08, per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (4.1)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato, mentre $p_1, 2$ è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno $T_{R1, 2}$. Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (4.2)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al punto considerato, p_i è il valore di tale parametro nell' i -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo vertice della suddetta maglia. Come alla seguente figura.

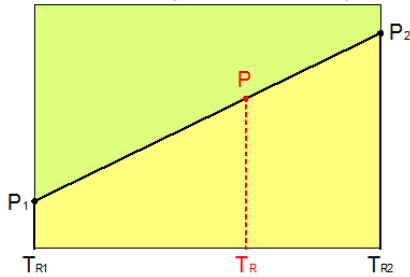


Fig. 8/2: Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella seguente figura.

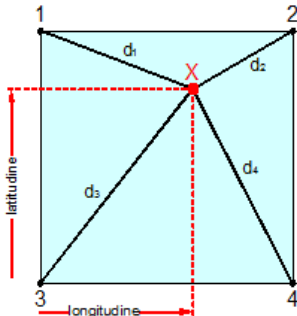


Fig. 8/3: Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(\text{lat}\beta) \cdot \sin(\text{lat}\alpha) + \cos(\text{lat}\beta) \cdot \cos(\text{lat}\alpha) \cdot \cos(\text{lon}\alpha - \text{lon}\beta)] \quad (4.3)$$

dove $R = 6371$ è il raggio medio terrestre in km, mentre $\text{lat}\alpha, \text{lon}\alpha, \text{lat}\beta$ e $\text{lon}\beta$ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza. La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di $\pm 0,01g$ ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile. Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.

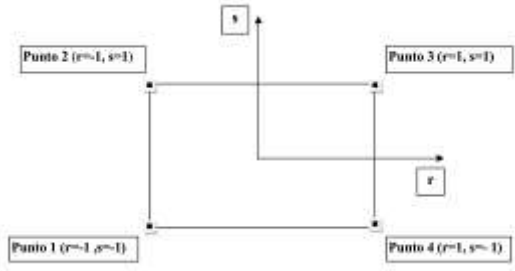


Fig. 8/4: Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4 vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.4)$$

$$h_2 = (1-r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.5)$$

$$h_3 = (1+r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.6)$$

$$h_4 = (1+r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.7)$$

Tra le coordinate x,y di un punto generico e le coordinate r, s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot x_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot x_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot x_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot x_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot y_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot y_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot y_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot y_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s, si determinano i parametri a_g , F_0 , T_c^* dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot p_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot p_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot p_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot p_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot p_4] \quad (4.10)$$

Dove p rappresenta il parametro cercato.

Pericolosità sismica di sito:

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2 del DM/NTC '08).

Coefficienti sismici:

I coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v dipendono dal punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad (5.1)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e P_{VR} probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R non può essere inferiore a 35 anni.

Stabilità dei pendii e fondazioni:

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa al sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica) ($0.90 \leq S_S \leq 1.80$) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

T1: $S_T = 1.0$; **T2:** $S_T = 1.20$; **T3:** $S_T = 1.2$; **T4:** $S_T = 1.40$.

Categoria di sottosuolo

	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tab. 9: Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.7)$$

S è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_S e di amplificazione topografica S_T .

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

5.6 Pericolosità sismica di base:

5.6.1 Classe d'Uso II:



Fig. 9/1: ubicazione a Scala Libera del punto di indagine sul reticolo sismico nazionale.

Vita nominale (V_n):	50 [anni]
Classe d'uso:	II
Coefficiente d'uso (C_u):	1
Periodo di riferimento (V_r):	50 [anni]
Periodo di ritorno (T_r) SLO:	30 [anni]
Periodo di ritorno (T_r) SLD:	50 [anni]
Periodo di ritorno (T_r) SLV:	475 [anni]
Periodo di ritorno (T_r) SLC:	975 [anni]
Tipo di interpolazione:	Media ponderata
Coordinate geografiche del punto	
Latitudine (WGS84):	44.6772385 [°]
Longitudine (WGS84):	11.8338375 [°]
Latitudine (ED50):	44.6781654 [°]
Longitudine (ED50):	11.8348227 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame:

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	16071	44.672930	11.803630	2534.22
2	16072	44.673900	11.873890	3125.30
3	15850	44.723890	11.872560	5894.46
4	15849	44.722920	11.802240	5603.14

Punto d'indagine:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.041	2.518	0.260
SLD	50	0.053	2.475	0.274
SLV	475	0.152	2.589	0.273
SLC	975	0.204	2.533	0.279

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC08, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento:

Punto 1:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.043	2.500	0.261
SLD	50	0.055	2.465	0.273
	72	0.065	2.484	0.282
	101	0.078	2.563	0.269
	140	0.092	2.582	0.268
	201	0.108	2.583	0.271
SLV	475	0.155	2.588	0.273
SLC	975	0.208	2.531	0.280
	2475	0.296	2.439	0.294

Punto 2:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.041	2.516	0.261
SLD	50	0.053	2.479	0.274
	72	0.063	2.490	0.283
	101	0.076	2.542	0.270
	140	0.090	2.580	0.268
	201	0.106	2.580	0.271
SLV	475	0.153	2.589	0.272
SLC	975	0.205	2.533	0.279
	2475	0.293	2.440	0.292

Punto 3:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.039	2.542	0.259
SLD	50	0.049	2.487	0.276
	72	0.059	2.491	0.285
	101	0.071	2.484	0.278
	140	0.084	2.569	0.269
	201	0.099	2.581	0.271
SLV	475	0.145	2.590	0.272
SLC	975	0.196	2.536	0.278
	2475	0.281	2.446	0.290

Punto 4:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.040	2.542	0.259
SLD	50	0.052	2.479	0.273
	72	0.061	2.499	0.283
	101	0.074	2.533	0.272
	140	0.087	2.592	0.266
	201	0.103	2.575	0.271
SLV	475	0.150	2.589	0.272
SLC	975	0.201	2.537	0.278
	2475	0.288	2.440	0.291

Tabb. da 10 a 15.

5.6.2 Pericolosità sismica di sito:

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000

Categoria sottosuolo: D: Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT30 minore di 15 nei terreni a grana grossa e c_{u30} minore di 70 kPa nei terreni a grana fina).

Categoria topografica: T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Coefficienti sismici per muri di sostegno:

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.013	0.017	0.066	0.103
kv	0.007	0.009	0.033	0.051
amax [m/s²]	0.729	0.938	2.684	3.258
Beta	0.180	0.180	0.240	0.310

Coefficienti sismici per muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti:

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.074	0.096	0.274	0.332
kv	0.037	0.048	0.137	0.166
amax [m/s²]	0.729	0.938	2.684	3.258
Beta	1.000	1.000	1.000	1.000

Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni:

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.015	0.019	0.066	0.093
kv	0.007	0.010	0.033	0.047
amax [m/s²]	0.729	0.938	2.684	3.258
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Tabb. da 16 a 18.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:

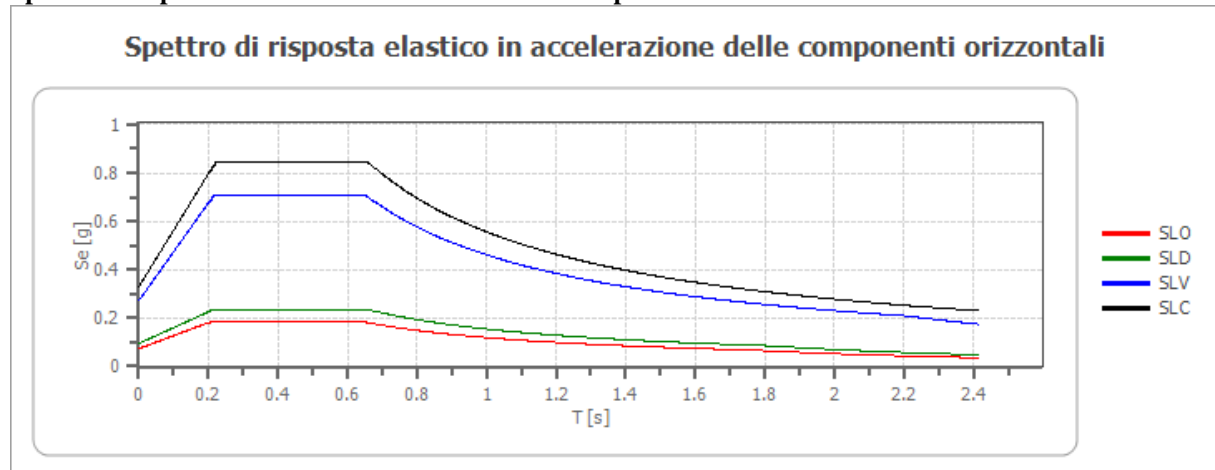


Fig. 9/2.

	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.041	2.518	0.260	1.800	2.450	1.000	1.800	1.000	0.212	0.637	1.765	0.074	0.187
SLD	1.0	0.053	2.475	0.274	1.800	2.390	1.000	1.800	1.000	0.218	0.654	1.813	0.096	0.237
SLV	1.0	0.152	2.589	0.273	1.800	2.390	1.000	1.800	1.000	0.217	0.651	2.208	0.274	0.709
SLC	1.0	0.204	2.533	0.279	1.630	2.370	1.000	1.630	1.000	0.220	0.661	2.415	0.332	0.842

Tab. 19.

Valore di ancoraggio dello spettro di risposta = $S \times Ag/g = 1,800 \times 0,152 = 0,2736 \text{ g} = \mathbf{0,27 \text{ g}}$.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali:

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$:

1.000

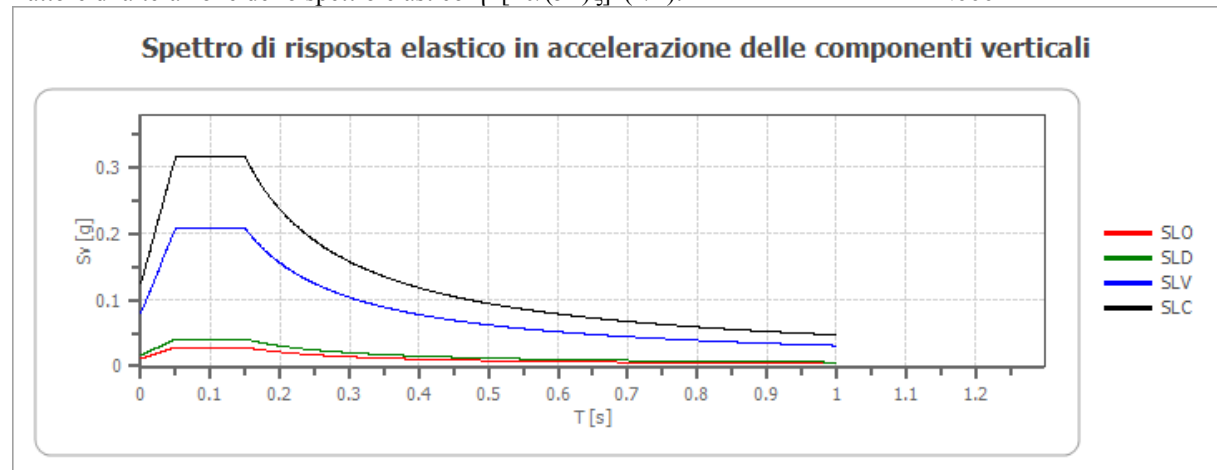


Fig. 9/3.

	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.041	2.518	0.260	1	2.450	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.011	0.029
SLD	1.0	0.053	2.475	0.274	1	2.390	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.017	0.041
SLV	1.0	0.152	2.589	0.273	1	2.390	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.080	0.207
SLC	1.0	0.204	2.533	0.279	1	2.370	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.124	0.315

Tab. 20.

Spettro di progetto:

Fattore di struttura spettro orizzontale q:

1.50

Fattore di struttura spettro verticale q:

1.50

Periodo fondamentale T:

1.00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.119	0.155	0.308	0.371
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0.004	0.006	0.021	0.031

Tab. 21.

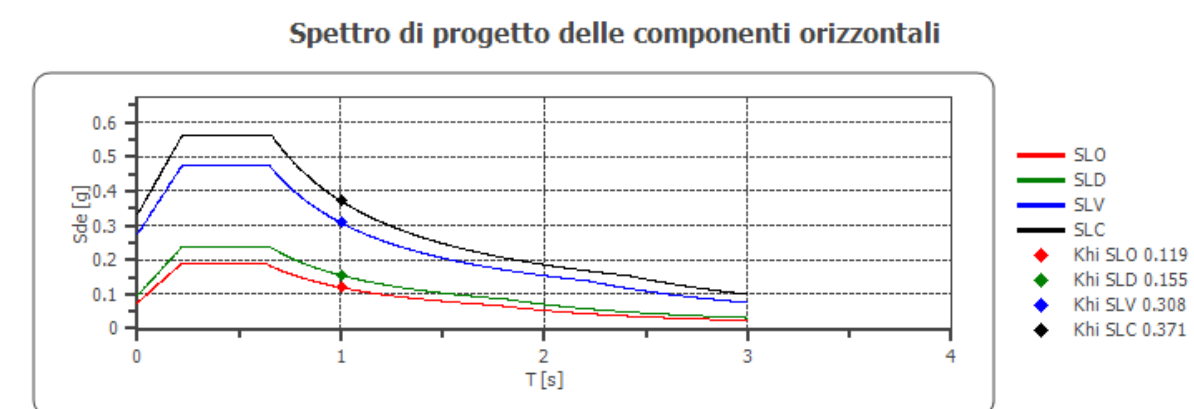


Fig. 9/4.

Spettro di progetto delle componenti verticali

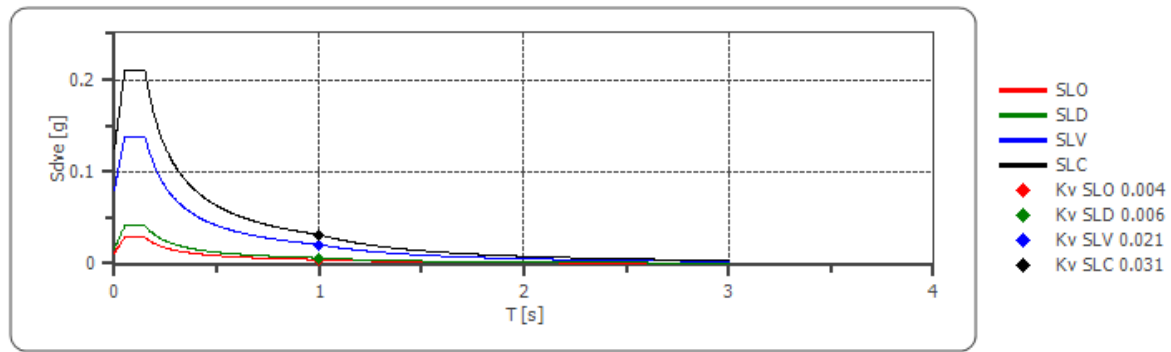


Fig. 9/5.

	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1.0	0.041	2.518	0.260	1.800	2.450	1.000	1.800	1.000	0.212	0.637	1.765	0.074	0.187
SLO verticale	1.0	0.041	2.518	0.260	1.800	2.450	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.011	0.029
SLD orizzontale	1.0	0.053	2.475	0.274	1.800	2.390	1.000	1.800	1.000	0.218	0.654	1.813	0.096	0.237
SLD verticale	1.0	0.053	2.475	0.274	1.800	2.390	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.017	0.041
SLV orizzontale	1.0	0.152	2.589	0.273	1.800	2.390	1.000	1.800	1.500	0.217	0.651	2.208	0.274	0.472
SLV verticale	1.0	0.152	2.589	0.273	1.800	2.390	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.080	0.138
SLC orizzontale	1.0	0.204	2.533	0.279	1.630	2.370	1.000	1.630	1.500	0.220	0.661	2.415	0.332	0.561
SLC verticale	1.0	0.204	2.533	0.279	1.630	2.370	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.124	0.210

Tab. 22.

5.7 Classe d'Uso III:

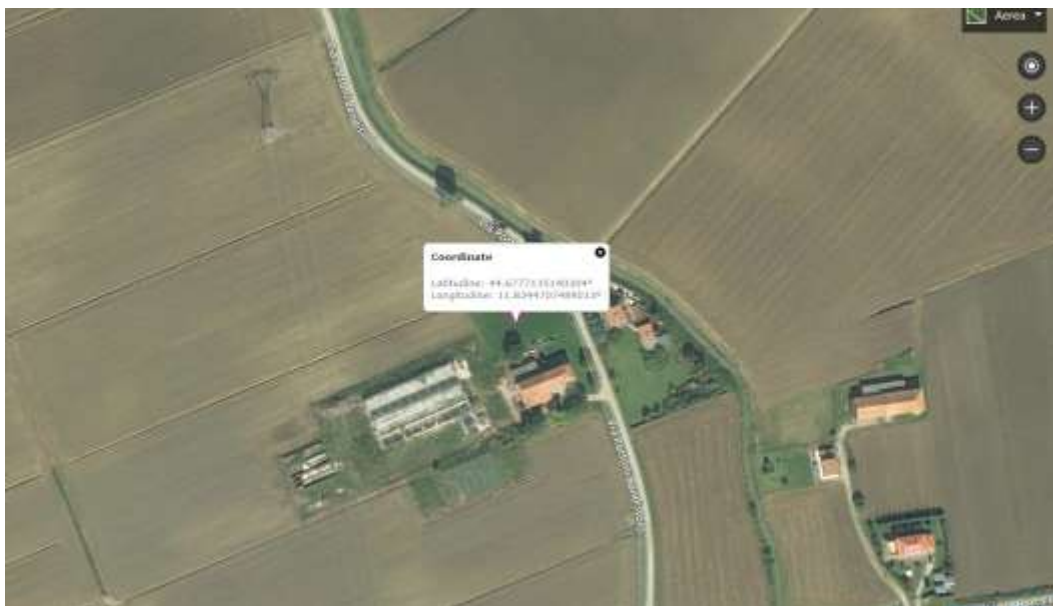


Fig. 9/6: ubicazione a Scala Libera del punto di indagine sul reticolo sismico nazionale.

Vita nominale (Vn): 50 [anni]
Classe d'uso: III
Coefficiente d'uso (Cu): 1.5
Periodo di riferimento (Vr): 75 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLO: 45 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD: 75 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV: 712 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC: 1462 [anni]
Tipo di interpolazione: Media ponderata
Coordinate geografiche del punto
Latitudine (WGS84): 44.6777687 [°]
Longitudine (WGS84): 11.8344707 [°]
Latitudine (ED50): 44.6786995 [°]
Longitudine (ED50): 11.8354559 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame:

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	16071	44.672930	11.803630	2596.93
2	16072	44.673900	11.873890	3085.50
3	15850	44.723890	11.872560	5818.12
4	15849	44.722920	11.802240	5574.04

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	45	0.050	2.484	0.271
SLD	75	0.064	2.495	0.281
SLV	712	0.179	2.557	0.276
SLC	1462	0.238	2.493	0.285

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC08, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.043	2.500	0.261
SLO	45	0.052	2.472	0.270
	50	0.055	2.465	0.273
	72	0.065	2.484	0.282
SLD	75	0.066	2.493	0.280
	101	0.078	2.563	0.269
	140	0.092	2.582	0.268
	201	0.108	2.583	0.271
	475	0.155	2.588	0.273
SLV	712	0.183	2.556	0.277
	975	0.208	2.531	0.280
SLC	1462	0.242	2.491	0.286
	2475	0.296	2.439	0.294

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.041	2.516	0.261
SLO	45	0.051	2.487	0.271
	50	0.053	2.479	0.274
	72	0.063	2.490	0.283
SLD	75	0.064	2.496	0.282
	101	0.076	2.542	0.270
	140	0.090	2.580	0.268
	201	0.106	2.580	0.271
	475	0.153	2.589	0.272
SLV	712	0.180	2.557	0.276
	975	0.205	2.533	0.279
SLC	1462	0.239	2.492	0.285
	2475	0.293	2.440	0.292

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.039	2.542	0.259
SLO	45	0.047	2.498	0.272
	50	0.049	2.487	0.276
	72	0.059	2.491	0.285
SLD	75	0.060	2.490	0.284
	101	0.071	2.484	0.278
	140	0.084	2.569	0.269
	201	0.099	2.581	0.271
	475	0.145	2.590	0.272
SLV	712	0.172	2.559	0.275
	975	0.196	2.536	0.278
SLC	1462	0.229	2.496	0.283
	2475	0.281	2.446	0.290

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.040	2.542	0.259
SLO	45	0.049	2.492	0.270
	50	0.052	2.479	0.273
	72	0.061	2.499	0.283
SLD	75	0.062	2.503	0.282
	101	0.074	2.533	0.272
	140	0.087	2.592	0.266
	201	0.103	2.575	0.271
	475	0.150	2.589	0.272
SLV	712	0.177	2.559	0.276
	975	0.201	2.537	0.278
SLC	1462	0.235	2.494	0.284
	2475	0.288	2.440	0.291

Tabb. da 23 a 28 .

5.7.1 Pericolosità sismica di sito:

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000

Categoria sottosuolo: D: Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT30 minore di 15 nei terreni a grana grossa e cu30 minore di 70 kPa nei terreni a grana fina).

Categoria topografica: T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Coefficienti sismici per muri di sostegno

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.016	0.021	0.074	0.111
kv	0.008	0.010	0.037	0.056
amax [m/s²]	0.890	1.132	3.006	3.524
Beta	0.180	0.180	0.240	0.310

Coefficienti sismici per muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.091	0.115	0.307	0.359
kv	0.045	0.058	0.153	0.180
amax [m/s²]	0.890	1.132	3.006	3.524
Beta	1.000	1.000	1.000	1.000

Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.018	0.023	0.074	0.101
kv	0.009	0.012	0.037	0.050
amax [m/s²]	0.890	1.132	3.006	3.524
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Tabb. da 29 a 31 .

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:

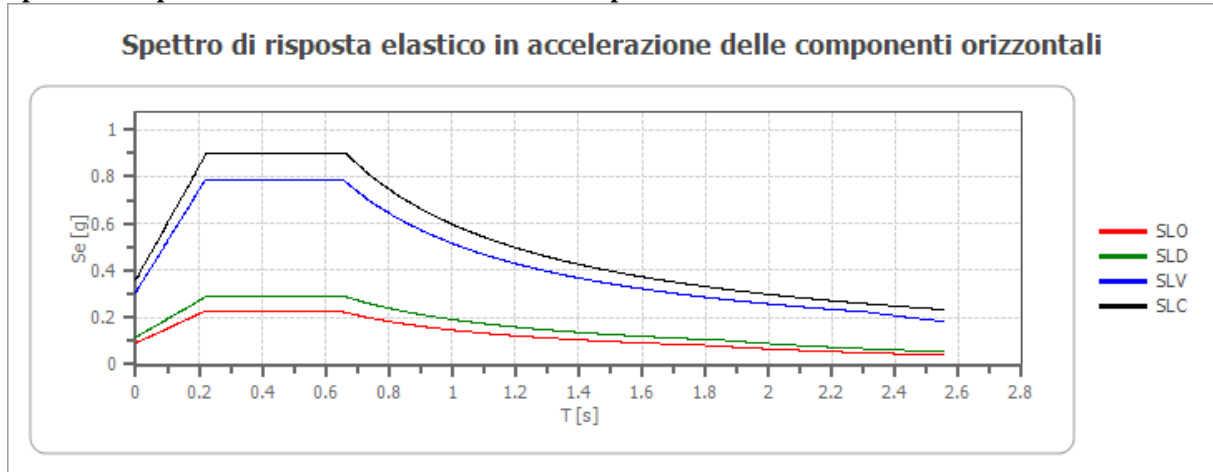


Fig. 9/7.

	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.5	0.050	2.484	0.271	1.800	2.400	1.000	1.800	1.000	0.217	0.650	1.802	0.091	0.225
SLD	1.5	0.064	2.495	0.281	1.800	2.360	1.000	1.800	1.000	0.221	0.664	1.856	0.115	0.288
SLV	1.5	0.179	2.557	0.276	1.710	2.380	1.000	1.710	1.000	0.219	0.657	2.317	0.307	0.784
SLC	1.5	0.238	2.493	0.285	1.510	2.340	1.000	1.510	1.000	0.222	0.666	2.552	0.359	0.896

Tab. 32.

Valore di ancoraggio dello spettro di risposta = $S \times Ag/g = 1,710 \times 0,179 = 0,3043 \text{ g} = \mathbf{0,30 \text{ g}}$.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali:

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000

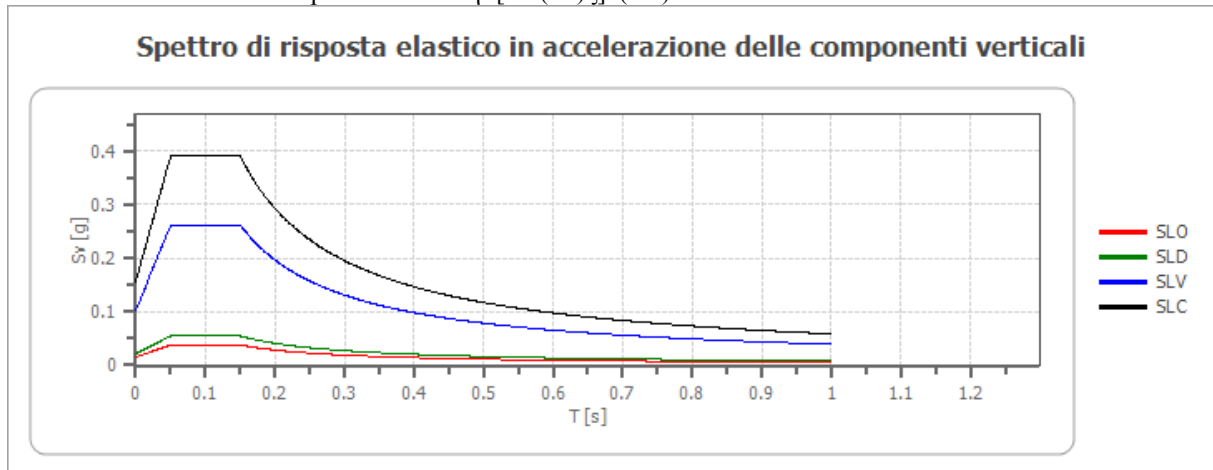


Fig. 9/8.

	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.5	0.050	2.484	0.271	1	2.400	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.015	0.038
SLD	1.5	0.064	2.495	0.281	1	2.360	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.022	0.055
SLV	1.5	0.179	2.557	0.276	1	2.380	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.102	0.262
SLC	1.5	0.238	2.493	0.285	1	2.340	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.157	0.391

Tab. 33.

Spettro di progetto:

Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1.50
Fattore di struttura spettro verticale q: 1.50
Periodo fondamentale T: 1.00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.146	0.191	0.343	0.398
k _v = Sdve(T) Verticale [g]	0.006	0.008	0.026	0.039

Tab. 34.

Spettro di progetto delle componenti orizzontali

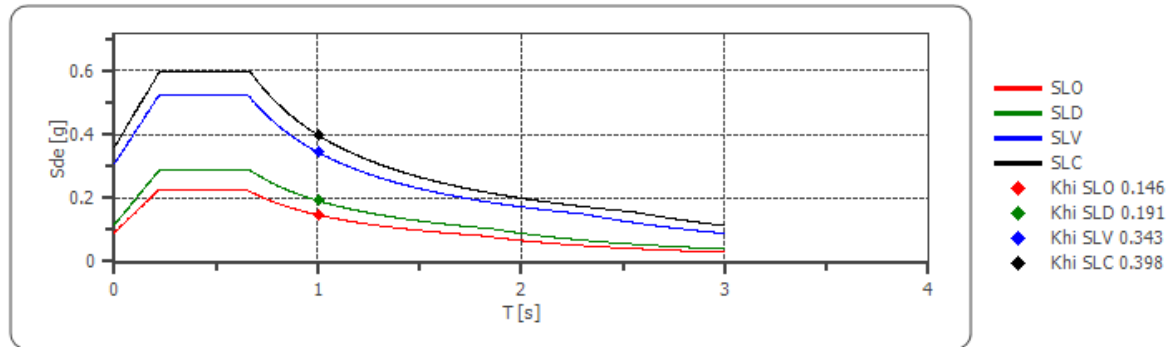


Fig. 9/9.

Spettro di progetto delle componenti verticali

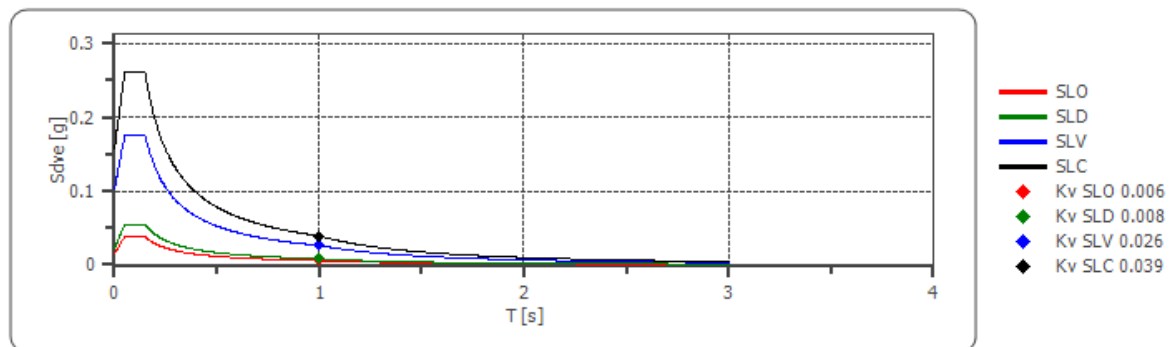


Fig. 9/10.

	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1.5	0.050	2.484	0.271	1.800	2.400	1.000	1.800	1.000	0.217	0.650	1.802	0.091	0.225
SLO verticale	1.5	0.050	2.484	0.271	1.800	2.400	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.015	0.038
SLD orizzontale	1.5	0.064	2.495	0.281	1.800	2.360	1.000	1.800	1.000	0.221	0.664	1.856	0.115	0.288
SLD verticale	1.5	0.064	2.495	0.281	1.800	2.360	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.022	0.055
SLV orizzontale	1.5	0.179	2.557	0.276	1.710	2.380	1.000	1.710	1.500	0.219	0.657	2.317	0.307	0.523
SLV verticale	1.5	0.179	2.557	0.276	1.710	2.380	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.102	0.175
SLC orizzontale	1.5	0.238	2.493	0.285	1.510	2.340	1.000	1.510	1.500	0.222	0.666	2.552	0.359	0.597
SLC verticale	1.5	0.238	2.493	0.285	1.510	2.340	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.157	0.260

Tab. 35.

6. STORIA SISMICA LOCALE

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

A seguito del terremoto del Molise del 2002, è stata elaborata una nuova Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale e la progettazione in zona sismica non è più effettuata secondo zone di pari sismicità ma viene effettuata a partire dai valori assoluti di scuotimento del suolo attesi secondo la nuova mappa di pericolosità sismica (che verranno riportate alle figure seguenti). Il territorio del Comune di Portomaggiore è classificato come zona sismica 3 e ad esso è associato un valore di accelerazione massima al suolo (rigido, A) compreso tra 0,125 e 0,175 g.



Fig. 10/1: Classificazione sismica del territorio regionale secondo l'OPCM 3274/2003. Il Comune di Portomaggiore è evidenziato dal riquadro rosso.

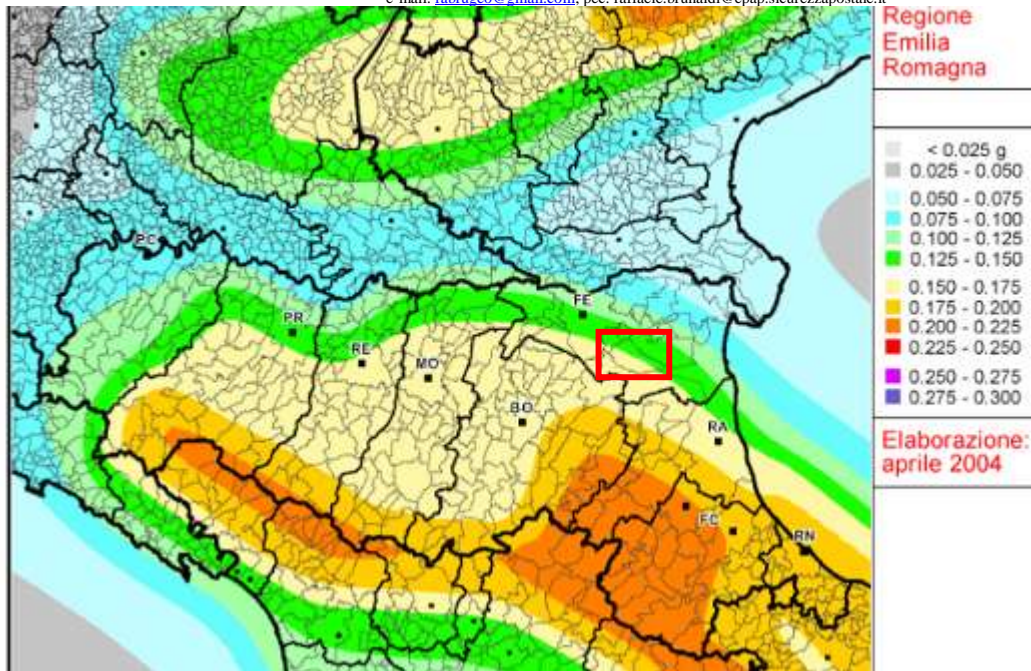
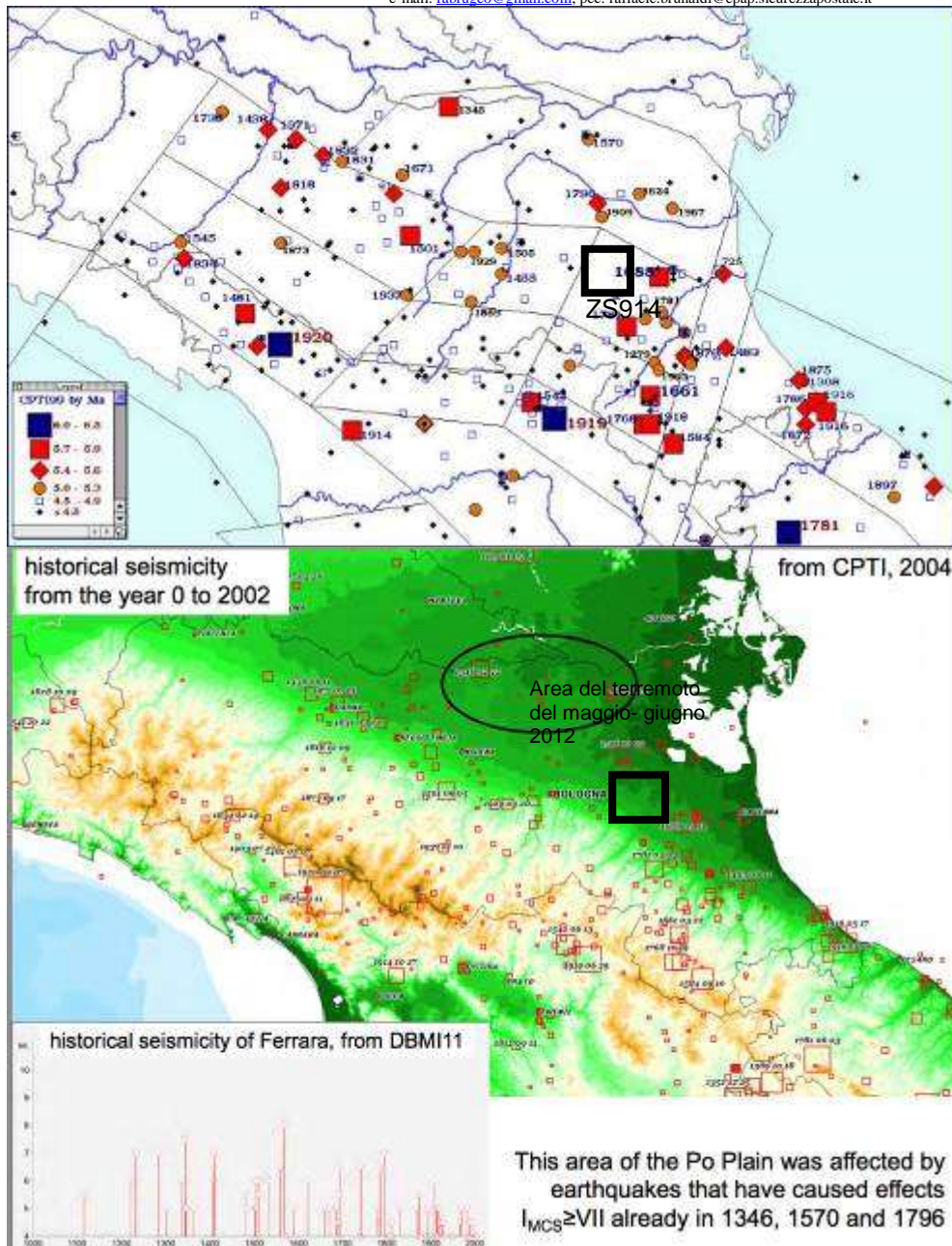


Fig. 10/2 Mappa di pericolosità sismica della Regione Emilia-Romagna espressa in termini di accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi (Cat. A). All'area del Comune di Portomaggiore è associata un'accelerazione compresa tra 0,125 e 0,175 g. (Meletti & Montalbo, 2007) su suolo rigido A.

Di seguito si riportano due mappe degli epicentri dei terremoti avvenuti nella Regione Emilia-Romagna dal XIII secolo ad oggi. Si può osservare che la maggior sismicità è concentrata nella zona dell'Appennino Romagnolo. Relativamente ai pressi (molto allargati invero) dell'area in esame (riquadro nero) si osservano alcuni eventi di magnitudo compresa tra 5.4 e 5.9 (Mw).



Figg. 10/3 e 10/4: Mappe degli epicentri dei terremoti avvenuti in Emilia- Romagna dal XIII sec. ad oggi per classi di magnitudo (CPTI 99). Scale Libere e differenti. La seconda figura riporta l'area del "cratere sismico" (come volgarmente ed imprecisamente denominato) di maggio-giugno 2012.

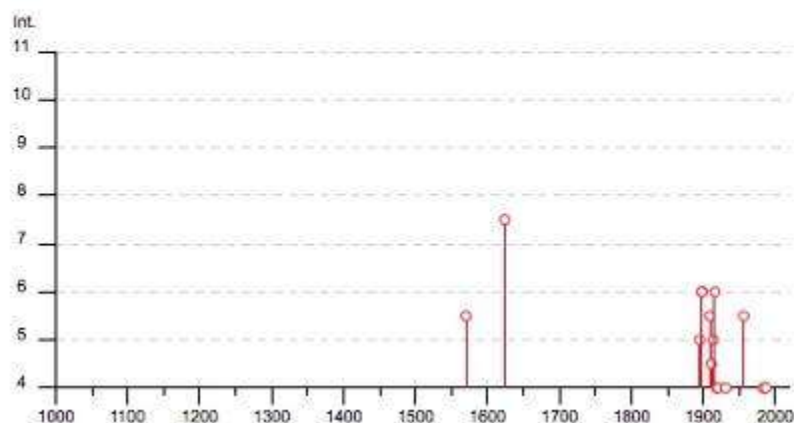
La storia sismica del Comune di Portomaggiore è riconducibile alla registrazione degli effetti di numerosi (29) eventi, le registrazioni dei quali sono riportate alla seguente tabella (come tratta dall'apposito sito dell'INGV). Più oltre si riporteranno le individuazioni dei risentimento dei maggiori eventi sismici localmente risentiti (i più significativi).

Portomaggiore



PlaceID IT_40932
Coordinate (lat, lon) 44.698, 11.805
Comune (ISTAT 2015) Portomaggiore
Provincia Ferrara
Regione Emilia-Romagna
Numero di eventi riportati 29

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Mo	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
5-6	1570	11	17	19	10		Ferrarese	38	7-8	5.44
7-8	1624	03	19				Argenta	18	7-8	5.43
F	1891	06	07	01	06	1	Valle d'Illasi	403	8-9	5.87
3-4	1895	03	23				Comacchio	33	6	4.65
5	1895	07	30	10	47		Comacchio	10	5	4.47
2-3	1895	08	07	19	49	3	Appennino tosco-emiliano	84	5	4.67
6	1898	01	16	13	10		Romagna settentrionale	110	6	4.59
6	1898	03	09	11	43		Romagna settentrionale	68	6	4.59
3-4	1904	02	25	18	47	5	Reggiano	62	6	4.81
NF	1907	04	25	04	52		Veronese	122	6	4.79
NF	1908	07	10	02	13	3	Carnia	119	7-8	5.31
5-6	1909	01	13	00	45		Emilia Romagna orientale	867	6-7	5.36
4-5	1911	02	19	07	18	3	Forlivese	181	7	5.26
5	1914	10	27	09	22		Lucchesia	660	7	5.63
6	1916	05	17	12	50		Riminese	132	8	5.82
4	1918	11	10	15	12	2	Appennino forlivese	187	9	5.96
4	1920	09	07	05	55	4	Garfagnana	750	10	6.53
3-4	1929	04	10	05	44		Bolognese	87	6	5.05
4	1931	03	27	02	46	5	Ferrarese	7	6	4.74
5-6	1956	02	20	01	29	4	Argenta	17	5-6	4.96
4	1983	11	09	16	29	5	Parmense	850	6-7	5.04
NF	1986	12	06	17	07	1	Ferrarese	604	6	4.43
4	1987	05	02	20	43	5	Reggiano	802	6	4.71
3-4	1989	09	13	21	54	0	Prealpi Vicentine	779	6-7	4.85
NF	2000	05	06	22	07	0	Faentino	85	5	4.08
NF	2000	05	08	12	29	5	Faentino	126	5	4.67
3-4	2000	05	10	16	52	1	Faentino	151	5-6	4.82
3	2002	11	02	10	57	4	Ferrarese	79	4	4.21
NF	2005	07	15	15	17	1	Forlivese	173	4-5	4.29



Tab. 36 e Fig. 10/5: storia sismica del Comune di Portomaggiore, L'Intensità Sismica (Is) massima registrata è pari a 7,5.

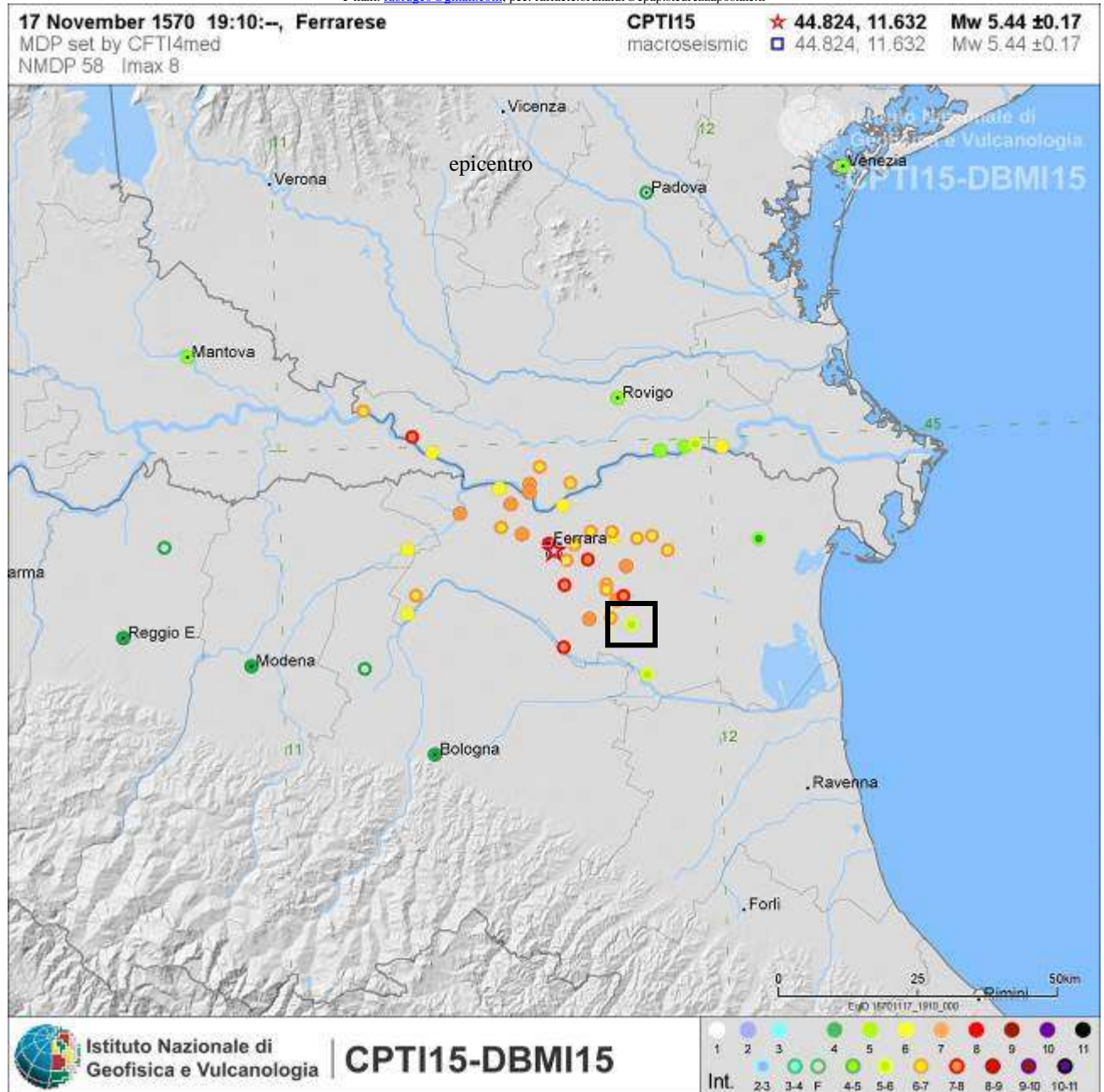


Fig. 10/6: evento del 1570: Ferrara. Scala Libera, epicentro ed area in esame.

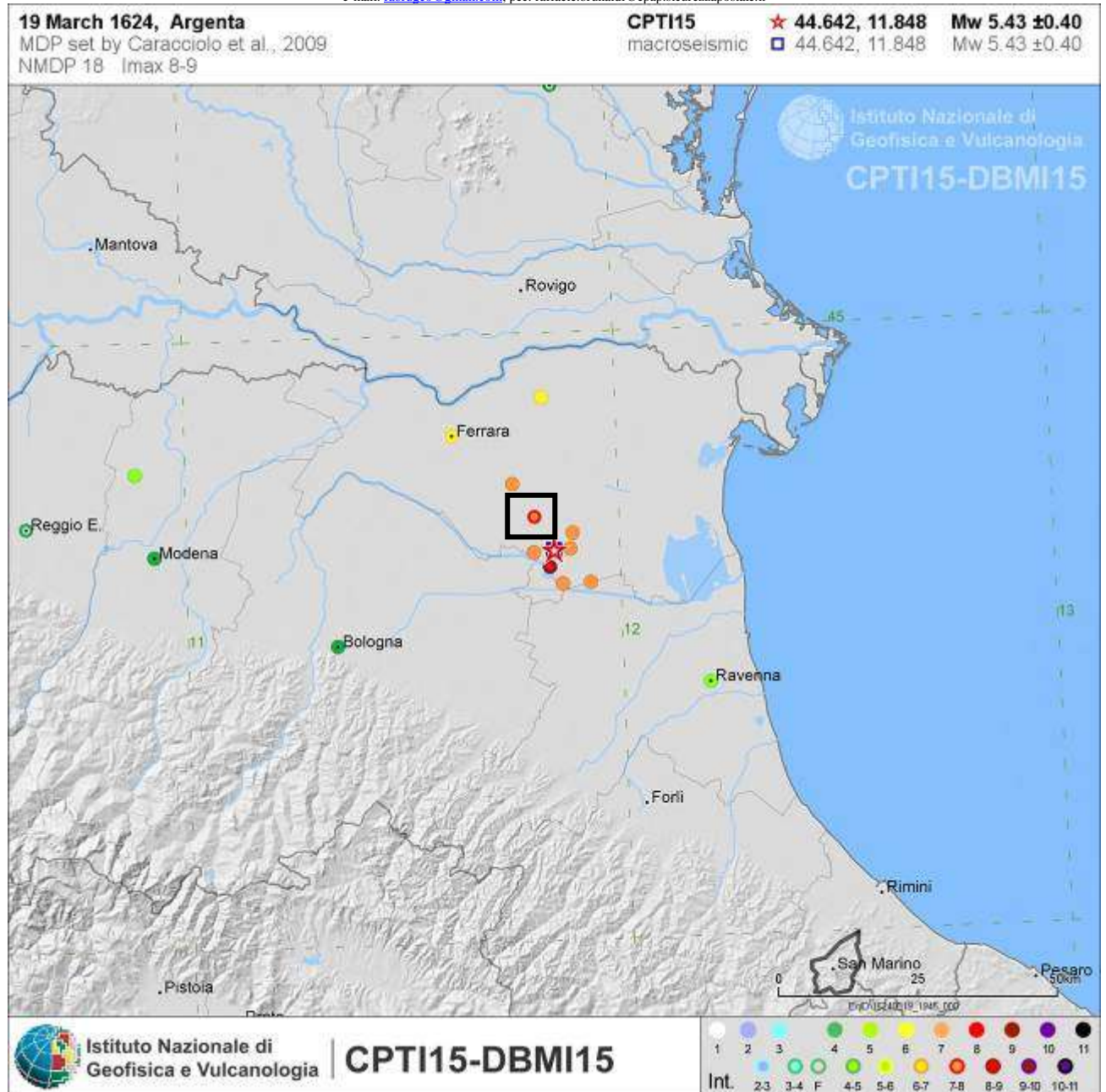


Fig. 10/7: evento del 1624: Argenta. Scala Libera, epicentro ed area in esame.

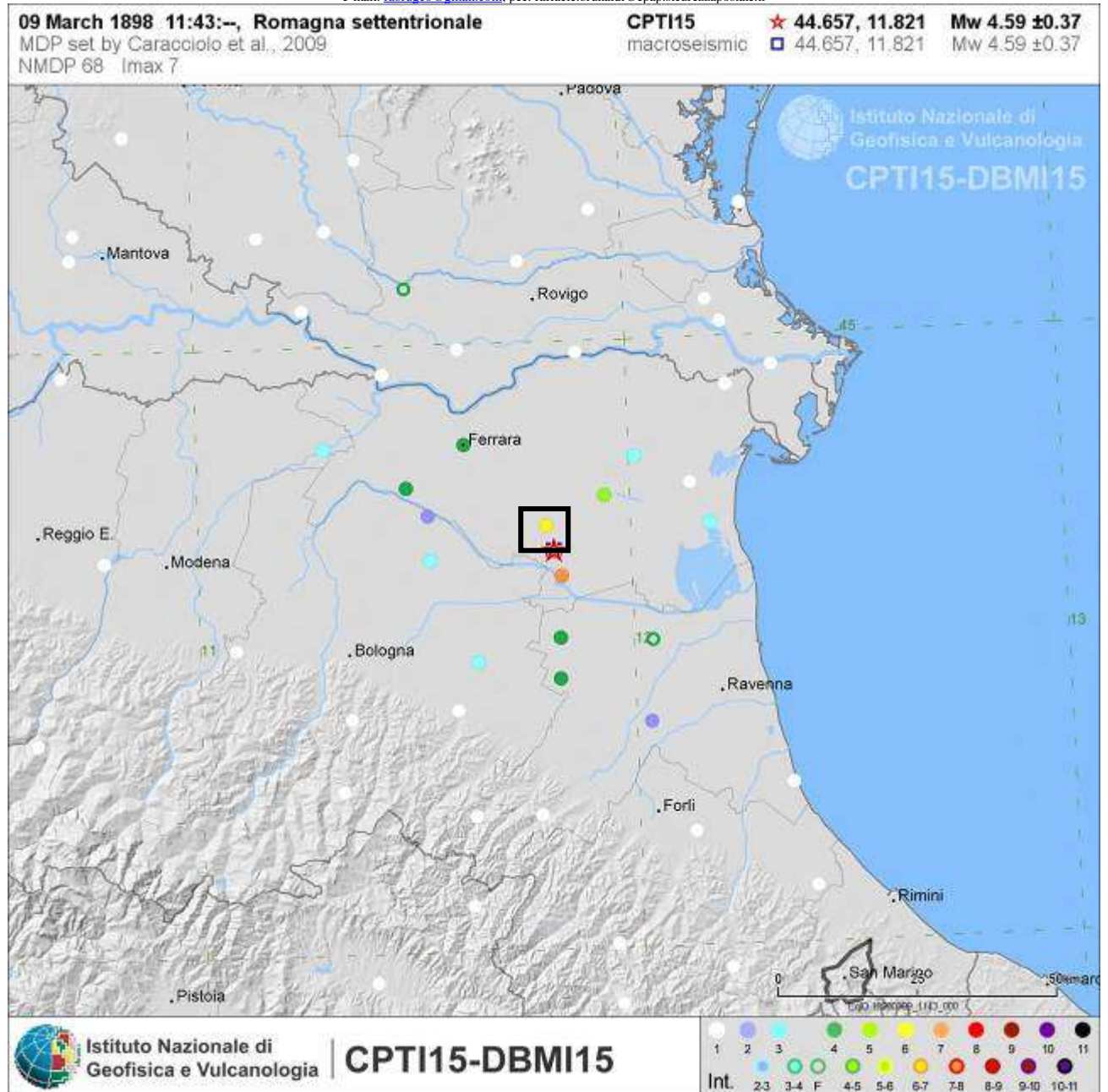


Fig. 10/8: evento del 1898: Romagna Settentrionale. Scala Libera, epicentro ed area in esame.



Fig. 10/9: evento del 1909: Emilia- Romagna Orientale. Scala Libera, epicentro ed area in esame.



Fig. 10/10: evento del 1916: Rimini. Scala Libera, epicentro ed area in esame.

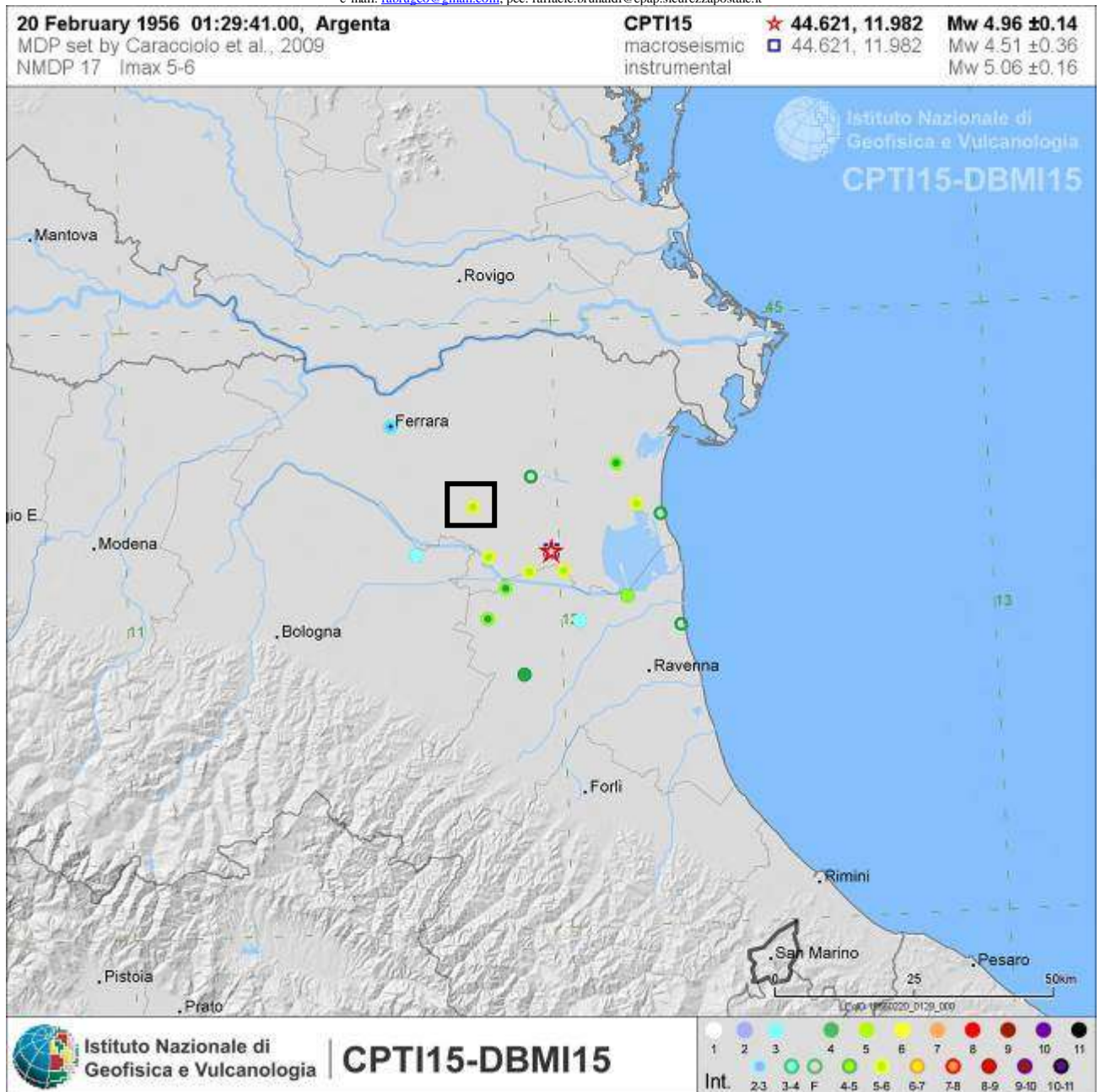
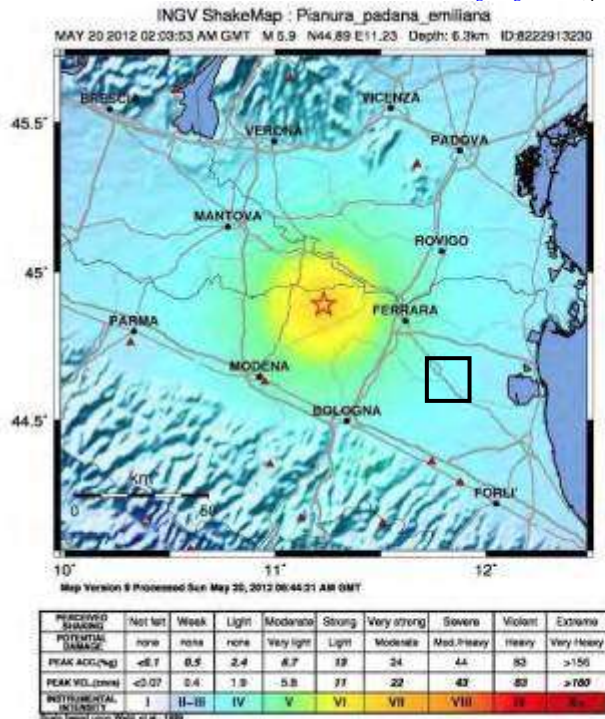


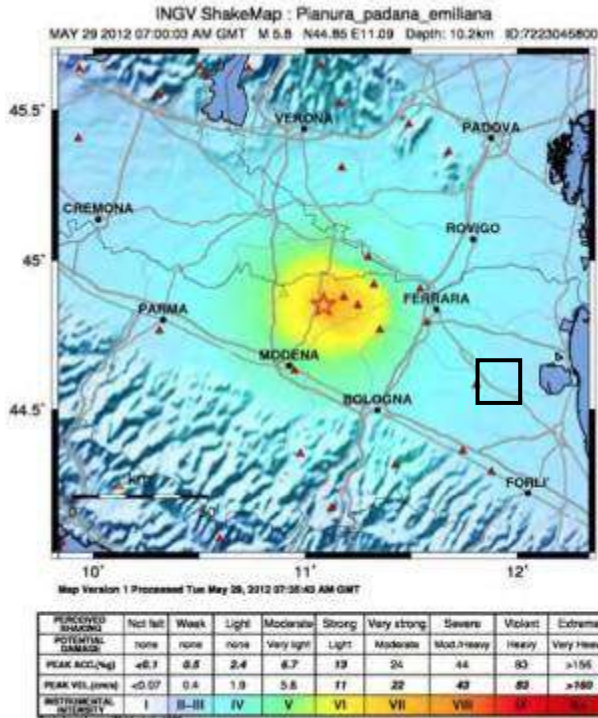
Fig. 10/11: evento del 1956: Argenta. Scala Libera, epicentro ed area in esame.

Chiaramente la sequenza sismica di maggio (20 e 29) e giugno 2012 ha sensibilmente modificato la cognizione di sismicità dell'area della Bassa Padana che, seppur sottovalutata dagli strumenti di pianificazione regionale denota in realtà una storia sismica di non poco conto e di cui si dirà nel prosieguo della presente relazione e che avrebbe dovuto aver maggior considerazione generale, sia da parte della pianificazione che della stessa cittadinanza. Comunque, per il territorio del Comune di Portomaggiore si sono registrati limitati danni soprattutto a carico di Chiese, quale ad esempio quella di Portoverrara, anche in presenza di accelerazioni assolutamente modeste (rispetto alle aree epicentrali).



epicenter coordinates: 44.89°N, 11.23°E
depth: 6.3 km

Fig. 10/12: Ubicazione degli epicentri degli eventi del 20 maggio 2012 e sviluppo areale delle relative intensità; il quadratino riporta l'area in esame, Scala libera (immagini tratte da L. Martelli-SGS Regione Emilia- Romagna; 7th Euregeo, Bologna 12- 15 Giugno 2012). Scala Libera.



epicenter coordinates: 44.85°N, 11.09°E
depth: 10.2 km

Fig. 10/13: Ubicazione degli epicentri degli eventi del 29 maggio 2012 e sviluppo areale delle relative intensità; il quadratino riporta l'area in esame, Scala libera (immagini tratte da L. Martelli-SGS Regione Emilia- Romagna; 7th Euregeo, Bologna 12- 15 Giugno 2012). Scala Libera.

On May 20, 2012 at 04:03 (local time) an earthquake $M_L=5.9$ struck the Po Plain.

The epicenter was located east of Mirandola and north of the Final Emilia (Modena Province).

The same day another 2 shocks $M_L>5$ were felt.

In the municipalities of Mirandola, S. Felice sul Panaro and Finale Emilia effects up to $I_{EMS} = VII$ were observed (data from QUEST report, INGV).

People evacuated after the shocks of 20/5 were about 7000

At 09:00 (local time) on May 29, 2012 another strong earthquake, $M_L=5.8$, shaken the Modena Plain.

The epicenter was located near Medolla (MO), 10 km WSW from the 20/5 main shock.

Also this new shock caused effects up to $I_{EMS}=VII$ (from QUEST report, INGV), aggravating the situation in the municipalities of Medolla, Concordia sulla Secchia, Cavezzo and S. Possidonio (MO), and in some towns of the Mantua province.

6.1 Valore di Mw locale:

La magnitudo attesa per il territorio del Comune di Portomaggiore (e di una ulteriore fascia molto estesa della Provincia di Ferrara e delle province limitrofe) è pari a $M_w = 6,14$ circa, il valore è indicato dall'INGV, come riportato dalla seguente tabella.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
nome ZS	N ZS	DISS2 MwMax	CPTI2 MwMax	CPTI2 MwMax (classe)	CPTI2 completo 04.2	Az1	Mw Max1	Az2	Mw Max2
Savoia	901		5.79	5.68	5.68	+1(a)	5.91	+2(d)	6.14
Vallese	902		6.10	6.14	6.14		6.14		6.14
Grigioni-Valltellina	903		5.79	5.68	5.22	+3(b)	5.91	+4(d)	6.14
Trieste -Monte Nevoso	904		5.71	5.68	5.68		5.68	+2(d)	6.14
Friuli -Veneto Orientale	905	6.4	6.66	6.60	6.60		6.60		6.60
Garda-Veronese	906	6.2	6.49	6.60	6.60		6.60		6.60
Bergamasco	907	5.9	5.67	5.68	5.68	G	5.91	+2(d)	6.14
Piemonte	908		5.67	5.68	5.68		5.68	+2(d)	6.14
Alpi Occidentali	909		5.54	5.45	5.45	+1(a)	5.68	+3(d)	6.14
Nizza-Sanremo	910	6.3	6.29	6.37	6.37		6.37		6.37
Todona-Robbio	911		5.67	5.68	5.68		5.68	+2(d)	6.14
Dorsale Ferrarese	912	6.2	5.68	5.91	5.91	G	6.14		6.14
Appennino Emiliano-Romagn.	913		5.85	5.91	5.91		5.91	+1(d)	6.14
Forlivese	914		5.97	5.91	5.91		5.91	+1(d)	6.14
Garfagnana-Mugello	915	6.4	6.49	6.60	6.60		6.60		6.60
Versilia-Chianti	916		5.52	5.45	5.45	+1(c)	5.68	+3(d)	6.14
Rimini-Ancona	917	6.1	5.94	5.91	5.91	G	6.14	G	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzz.	918		6.23	6.14	6.14	+1(a)	6.37	+1(a)	6.37
Appennino Umbro	919	6.0	6.33	6.37	6.37		6.37		6.37
Val di Chiana-Ciociaria	920		5.57	5.68	5.45	+1(b)	5.68	+3(d)	6.14
Etruria	921		5.91	5.91	5.91		5.91	+1(d)	6.14
Colli Albani	922		5.53	5.45	5.45		5.45		5.45
Appennino Abruzzese	923	6.7	6.99	7.06	7.06		7.06		7.06
Molise-Gargano	924	6.7	6.73	6.83	6.83		6.83		6.83
Ofanto	925		6.72	6.83	6.83		6.83		6.83
Basento	926	5.8	5.84	5.91	5.91		5.91	+1(d)	6.14
Sannio-Irpinia-Basilicata	927	6.8	6.96	7.06	7.06		7.06		7.06
Ischia-Vesuvio	928		5.78	5.68	5.68	+1(a)	5.91	+1(a)	5.91
Calabria Tirrenica	929	7.0	7.24	7.29	7.29		7.29		7.29
Calabria Ionica	930	6.0	6.60	6.60	6.60		6.60		6.60
Canale d'Otranto	931		6.90	6.83	6.83		6.83		6.83
Eolie-Patti	932	6.1	6.06	6.14	6.14		6.14		6.14
Sicilia settentrionale	933		5.89	5.91	5.91	+1(c)	6.14	+1(c)	6.14
Belice	934		6.12	6.14	6.14		6.14		6.14
Iblei	935		7.41	7.29	7.29		7.29		7.29
Etna	936		5.30	5.22	5.22	+1(a)	5.45	+1(a)	5.45

Tabella 6. Valori di Mwmax da DISS2 e CPTI2 (col.3, 4, 5); valori di Mwmax dopo l'applicazione degli intervalli di completezza CO-04.2 (col.6); azioni e valore finale di Mwmax1 (col.7, 8); azioni e valori finali di Mwmax2 (col.9, 10). Le azioni indicano l'aumento (in numero di classi) rispetto ai valori della colonna 6 determinato da:

Tab. 37: Tabella (Tab. 6) tratta dal Rapporto Conclusivo della Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica (Aprile 2004) dell'INGV.

Tale valore è molto penalizzante per l'area in esame ma discende da una analisi statistico/probabilistica dei suddetti eventi sismici, analisi che tiene conto della loro magnitudo e distanza dall'area in esame (sono considerati solo gli eventi registrati nella cella 914). Si deve considerare che la scala di misura della magnitudo è logaritmica, quindi $M = 6,14$ "mette in gioco" energie sismiche (in senso lato) enormemente superiori a $M = 5,40$ (circa, degli eventi del 1570, 1624 e 1909). In realtà dalla di seguito riportata analisi di disaggregazione dei valori di M, relativa alle registrazioni storiche (di cui sopra) del territorio del Comune di Portomaggiore si potrà notare come il valore localmente atteso di Mw sia compreso fra 5,16 e 5,18 per la Classe d'Uso II e fra 5,20 e 5,21 per la Classe d'Uso III.

Nel complesso (si vedano le seguenti figure, relative allo studio di disaggregazione) l'assetto previsto è il seguente: Classe d'Uso II:

- MI compreso fra 4,0 e 4,5 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 15 e 20%;
- MI compreso fra 4,5 e 5,0 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 25 e 30%;
- MI compreso fra 5,0 e 5,5 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 11 e 15%;
- MI compreso fra 5,5 e 6,0 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 5 e 7%;
- MI > 6,0 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 0 e 1%.

Lo studio di disaggregazione indica anche le distanze epicentrali più probabili, che per il caso in esame sono comprese fra 0 e 30 Km, con minori risentimenti sino a 110 Km.

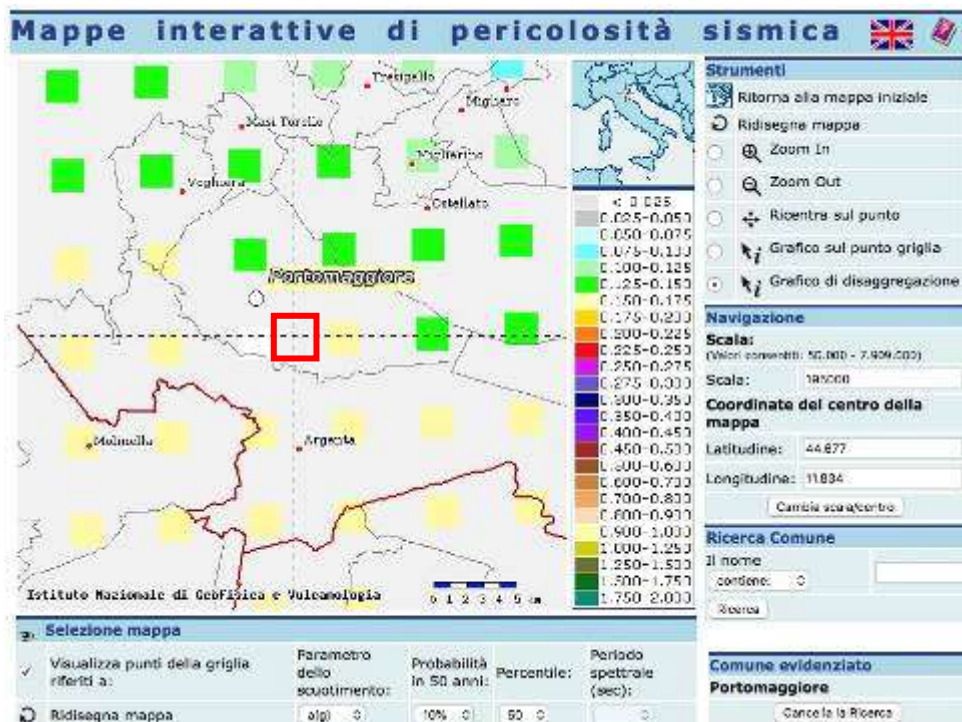


Fig. 10/14: Ubicazione dell'area in esame per lo studio di disaggregazione, per CU II.

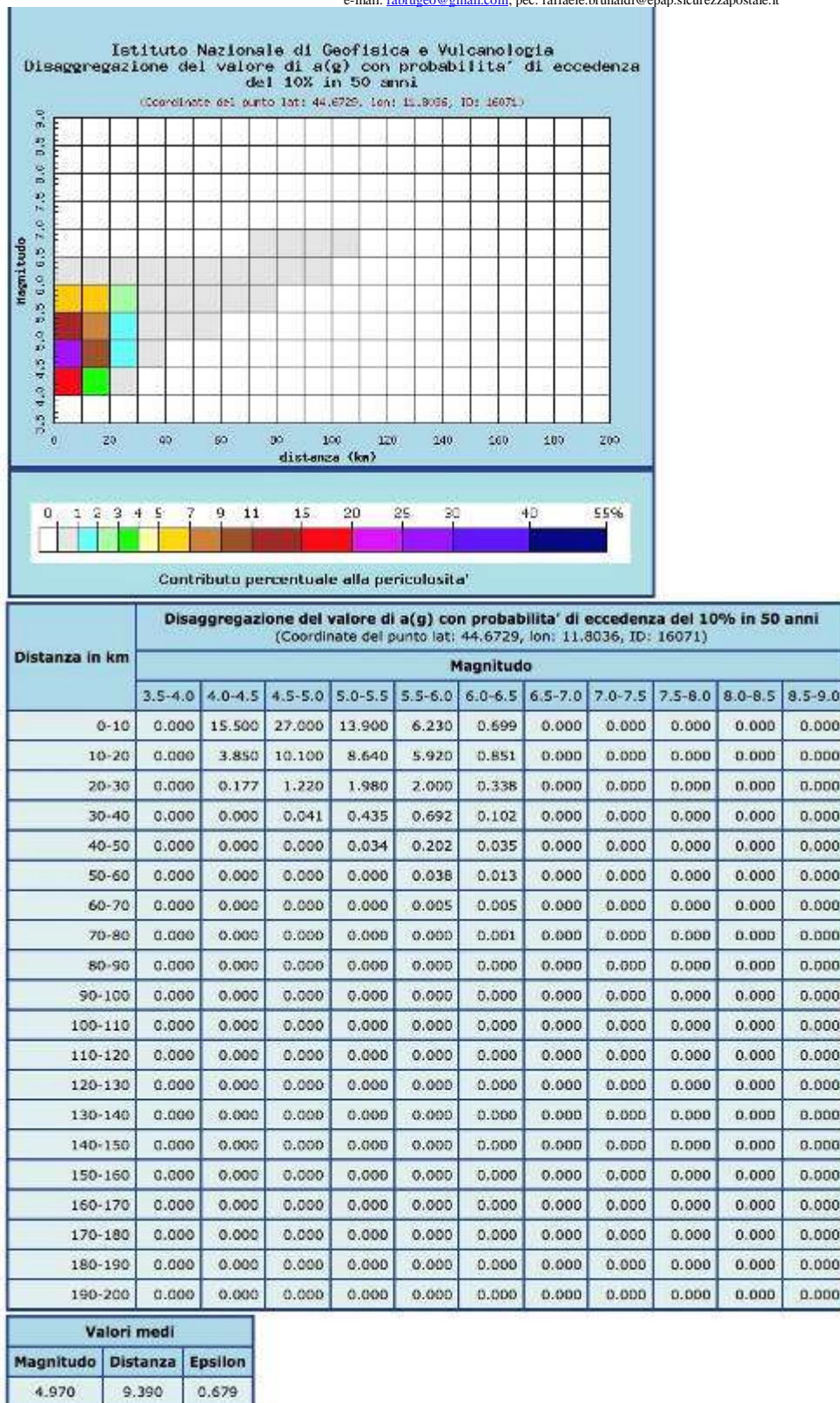


Fig. 10/14 e Tab. 38: tabelle di disaggregazione dei valori di M per l'area in esame (tratte dal sito del Progetto DPC- INGV- S1). La Magnitudo riportata è la Magnitudo Locale M_L (Richter) da non confondersi con la Magnitudo Momento M_W . Le due scale misurano "oggetti" sostanzialmente diversi e sono quindi scarsamente comparabili. Il corrispondente valore di M_W può essere comunque inteso maggiore di 5, sulla base di correlazioni "qualitative" proposte da vari Autori. Per il caso in esame il valore di M sarebbe pari a 5,16: $M_W = 0,953M_L + 0,422$; $3,9 \leq M_L \leq 6,8$ (Yenier, Erdogan, Akkar- 2008), oppure pari a 5,18: $M_W = 0,812M_L + 1,145$; (INGV, 2004). Come riportato all'apposita figura.

Per la Classe d'Uso III invece, nel complesso (si vedano le seguenti figure, relative allo studio di disaggregazione) l'assetto previsto è il seguente

- MI compreso fra 4,0 e 4,5 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 15 e 20%;
- MI compreso fra 4,5 e 5,0 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 30 e 40%;
- MI compreso fra 5,0 e 5,5 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 15 e 20%;
- MI compreso fra 5,5 e 6,0 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 9 e 11%;
- MI > 6,0 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 1 e 2%.

Lo studio di disaggregazione indica anche le distanze epicentrali più probabili, che per il caso in esame sono comprese fra 0 e 30 Km, con minori risentimenti sino a 60 Km.

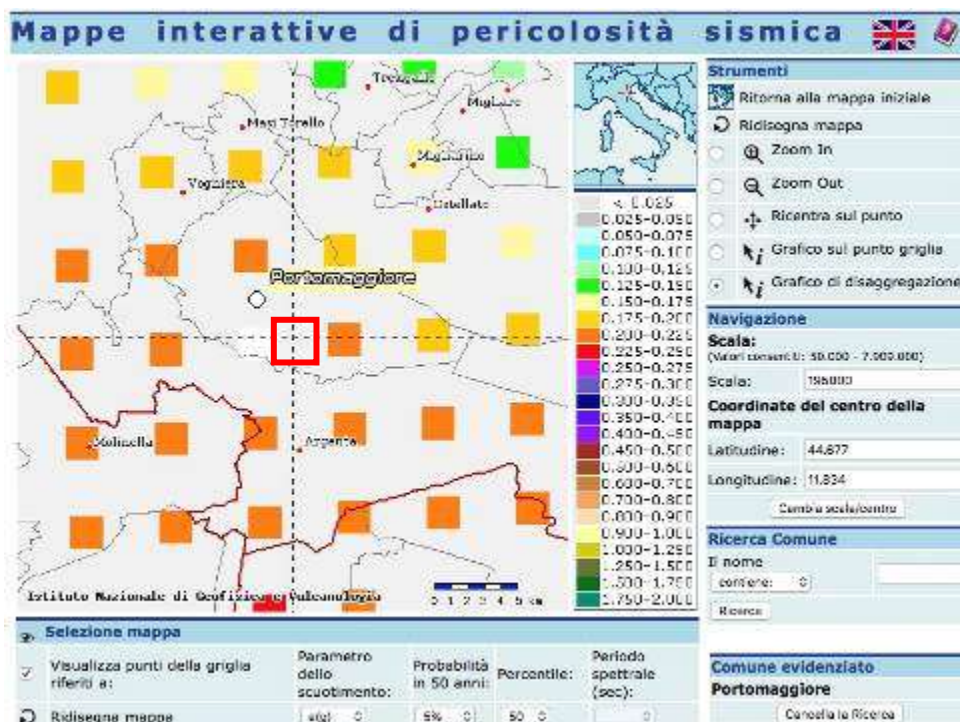


Fig. 10/15: Ubicazione dell'area in esame per lo studio di disaggregazione, per CU III.

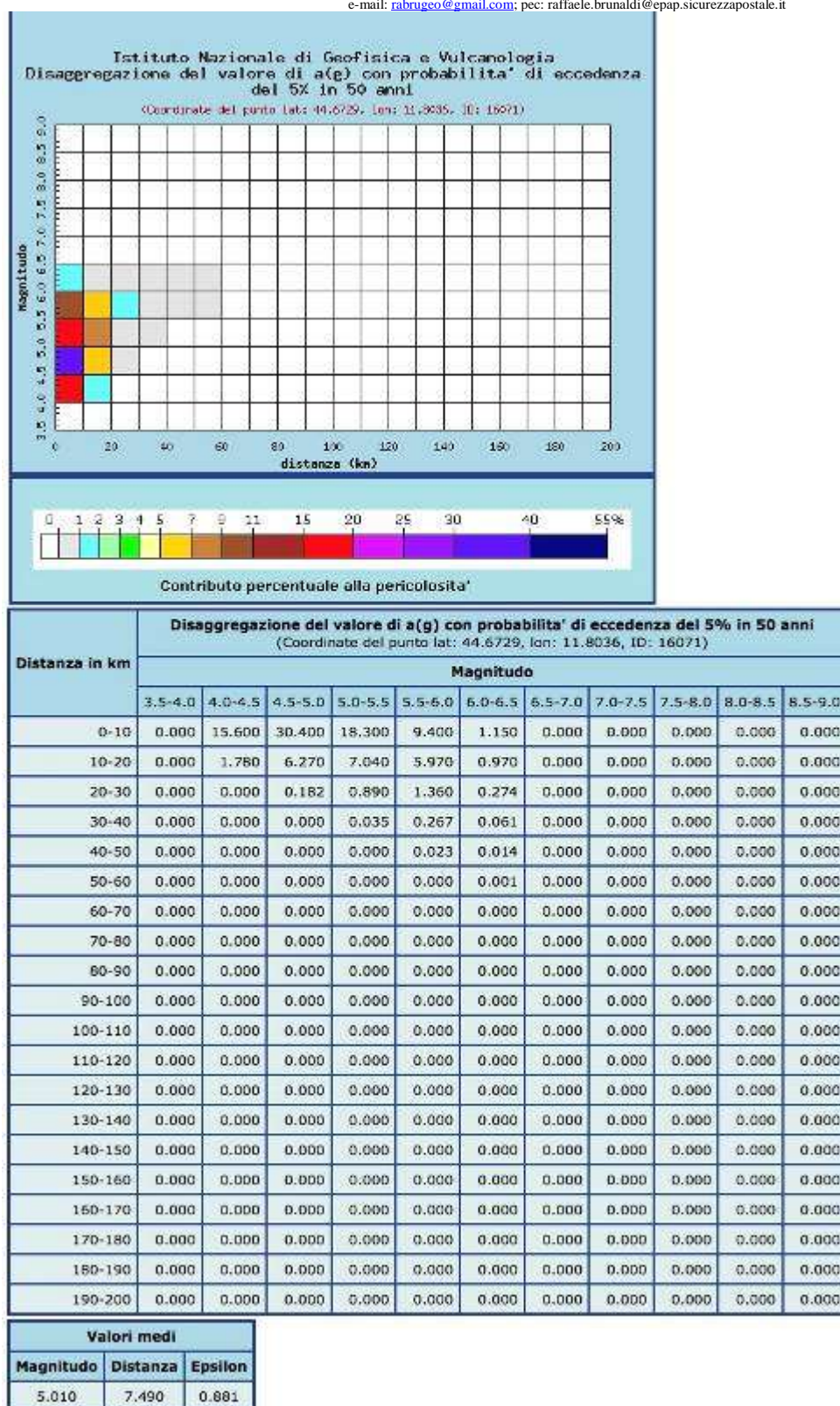
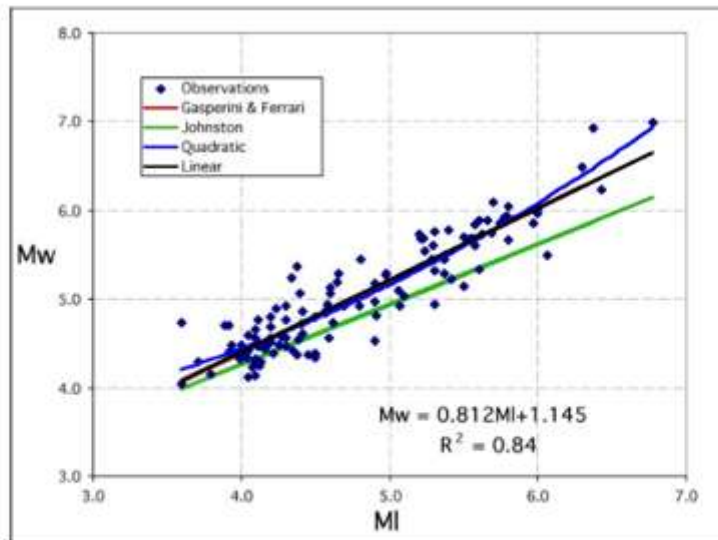


Fig. 10/16 e Tab. 39: tabelle di disaggregazione dei valori di M per l'area in esame (tratte dal sito del Progetto DPC- INGV- S1). La Magnitudo riportata   la Magnitudo Locale M_L (Richter) da non confondersi con la Magnitudo Momento M_w . Le due scale misurano "oggetti" sostanzialmente diversi e sono quindi scarsamente comparabili. Il corrispondente valore di M_w pu  essere comunque inteso maggiore di 5, sulla base di correlazioni "qualitative" proposte da vari Autori. Per il caso in esame il valore di M sarebbe pari a 5,20: $M_w = 0,953M_L + 0,422$; $3,9 \leq M_L \leq 6,8$ (Yenier, Erdogan, Akkar- 2008), oppure pari a 5,21: $M_w = 0,812M_L + 1,145$; (INGV, 2004). Come riportato alla seguente figura.



Regressione tra M_w e M_I . In nero la legge empirica utilizzata in CPTI2. Per confronto sono anche riportate: i) la regressione quadratica (blu); ii) le regressioni lineari ricavate da Johnston (1996) per le regioni continentali stabili (verde) e da Gasperini e Ferrari (2000) per l'Italia (rosso).

Fig. 10/17 grafico di regressione M_I - M_w tratto dal Rapporto Conclusivo della Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica dell'INGV (Aprile 2004).

Si vuole comunque rimarcare come tale disaggregazione sia stata pesantemente superata dall'evento di maggio- giugno 2012, infatti anche i territori del sisma del maggio- giugno 2012 riportavano valori attesi di M_w lievemente superiori a 5, in realtà poi il sisma realmente accaduto fu di $M_w = 5.9$. Quindi tale disaggregazione dovrà essere considerata come di pura segnalazione di quanto i metodi previsionali statistico probabilistici possano condurre a grossolane e pericolose sottostime (le percentuali di accadimento di cui sopra possono comunque ritenersi valide). Si consideri ad esempio che tali metodi partono fra l'altro dal presupposto che non possa avvenire evento maggiore di quanto già registrato, dove stia il fondamento scientifico di tale assunzione, resta un mistero che si camuffa come una semplificazione che parrebbe non sormontabile ma che di certo è pericolosamente fuorviante.

Ad ulteriore conferma dell'attitudine tellurica dell'area in esame, di seguito si riporta una ulteriore figura che illustra molto bene come l'area in esame "risieda" "sulla" Sorgente Sismogenetica ITIS141 (Argenta)/ITCS012 (Malalbergo- Ravenna).

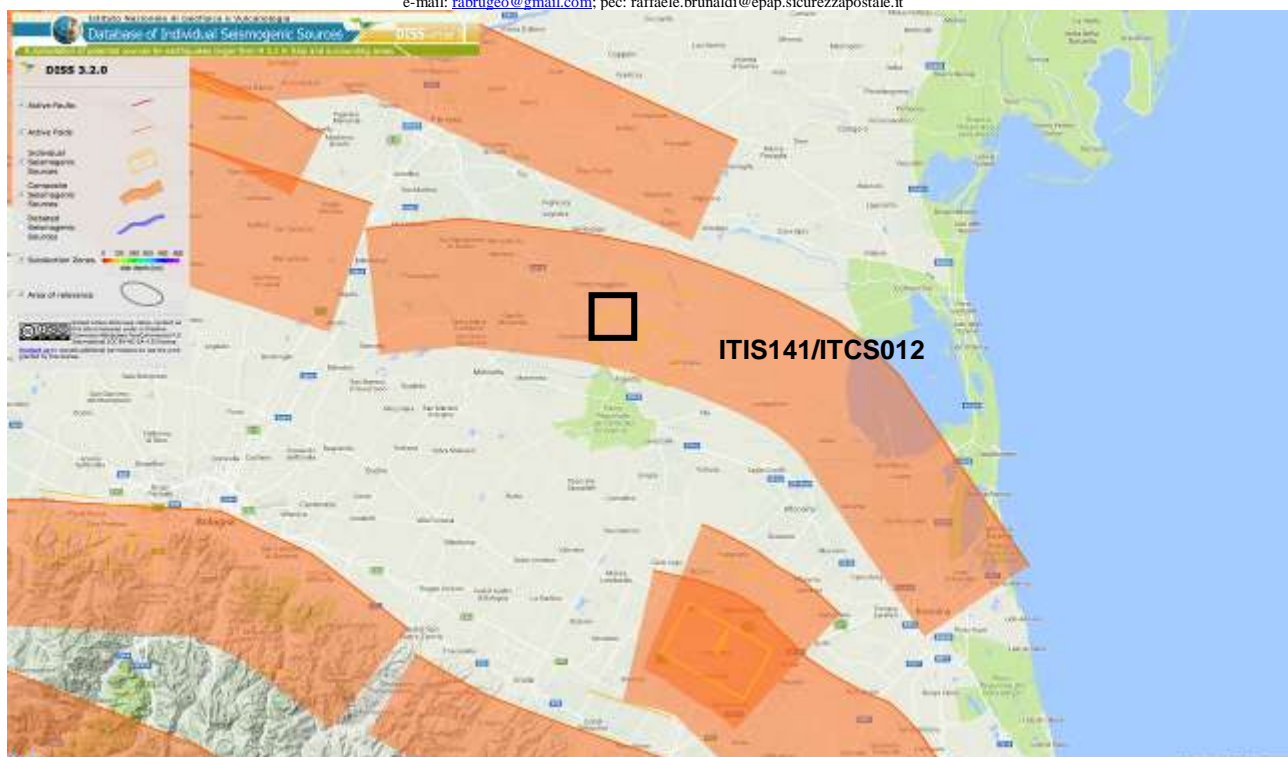


Fig. 10/18: Sorgente Sismo- Genetica locale.

Di seguito si riporta descrizione di tali sorgenti Sismogenetiche come tratte dall'apposito sito dell'INGV.

GENERAL INFORMATION

DISS-ID	ITIS141
Name	Argenta
Compiler(s)	Burrato P.(1), Valensise G.(1), Vannoli P.(1)
Contributor(s)	Burrato P.(1), Valensise G.(1), Vannoli P.(1)
Affiliation(s)	1) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; Sismologia e Tettonofisica; Via di Vigna Murata, 605, 00143 Roma, Italy
Created	10-Feb-2014
Updated	10-Feb-2014
Display map ...	 
Related sources	ITCS012

PARAMETRIC INFORMATION

PARAMETER		QUALITY	EVIDENCE
Location [Lat/Lon]	44.64 / 11.85	LD	Based on macroseismic and geological data by Toscani et al. (2009).
Length [km]	8.0	ER	Calculated using the relationships from Wells and Coppersmith (1994).
Width [km]	5.7	ER	Calculated using the relationships from Wells and Coppersmith (1994).
Min depth [km]	3.0	OD	Based on seismic profile and geomorphological observations.
Max depth [km]	6.3	OD	Based on seismic profile and dislocation modeling.
Strike [deg]	110	OD	Based on geological and geomorphological observations.
Dip [deg]	35	OD	Based on geological and geomorphological observations.
Rake [deg]	90	OD	Inferred from geological data, constrained by orientation of T axes.
Slip Per Event [m]	0.4	ER	Calculated from Mo using the relationship from Hanks and Kanamori (1979).
Slip rate [mm/y] min... max	0.49...0.55	OD	Calculated using geologic subsurface data from Maesano et al. (2015).
Recurrence [y] min... max	727...816	EJ	Calculated from slip rate and average displacement.
Magnitude [Mw]	5.8	EJ	Value inferred from elaboration of the macroseismic data.

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

INFORMATION ABOUT THE ASSOCIATED EARTHQUAKES

Latest Earthquake	19 Mar 1624	CPT111
Penultimate Earthquake	Unknown	See "Commentary" for information.

ACTIVE FAULTS

ACTIVE FOLDS

COMMENTARY

COMMENTS

This source belongs to the outer Northern Apennines thrust front that straddles the region across the lower Reno River valley down to the city of Ravenna (to the southeast) and is the easternmost part of the Ferrara Arc thrust front. This fault system is the N- to NE-verging external arc at the north-eastern tip of the Northern Apennines chain, well into the Po Plain, and marks the northeastern most advanced thrust with damaging seismogenic potential in the Apennines.

Based on the analysis of the subsurface data provided by the oil industry (e.g. Cassano et al., 1986; Pieri and Groppi, 1981; Fantoni and Franciosi, 2010) and on geomorphological observations provided by several investigators, we propose that this seismogenic source has the following geometrical characteristics:

- the strike of is chosen according with the general orientation of mapped buried tectonic structures;
- the fault dips towards the S-SW, in agreement with subsurface evidence and based on the characteristic distance between the synclinal and anticlinal axes;
- the rake is based on strike and on general geodynamic considerations;
- the down-dip width is based on modeling of the characteristic distance between the synclinal and anticlinal axes and on the assumptions made concerning the minimum and maximum faulting depth;
- the minimum and maximum depth are constrained by subsurface geology, by the symmetry of the anticline and by the general aspect-ratio of the anticline-syncline couple;
- the length is based on scaling with width and constrained by geomorphological observations.

Current historical catalogues report a large event in 1624 that falls very close to the ITIS141 Source, having its epicentral area near the town of Argenta. We therefore associate this historical earthquake with the ITIS141 Source. Our preferred source model is consistent with the largest damage distribution reported in the current catalogues.

The historical and instrumental catalogues show a number of intermediate to damaging earthquakes that besides the 1624 event have affected the area and may be associated to other still unknown individual sources belonging to the same thrust front; to the southeast (although of uncertain location, due to their age), there is the 725 A.D. (Mw 5.6, Classe-Ravenna) earthquake; in the center of the region, the 30 December 1967 (Mw 5.4, Bassa Padana) event; W-ward, the 22 October 1796 (Mw 5.6, Bassa Padana) and 13 January 1909 (Mw 5.5, Bassa Padana) earthquakes. However, based on their damage distribution some of these events may also have been generated by deep sources (i.e. not belonging to the Northern Apennines thrust system; see Vannoli et al., 2015).

OPEN QUESTIONS

1) What is the average return time of the Argenta Source? Current historical catalogues, which cover a time span of about 1,000 years, report only the large 1624 event as falling very close to it.

2) What is the seismic behaviour of the Argenta Source? Does it rupture only in large M 6 rather infrequent events? Or it can also rupture in smaller earthquakes in the M range 5-5.5, alternated with long aseismic periods?

SUMMARIES

No specific study exists on the Argenta Source and on the 1624 earthquake. Nevertheless, information on the location, geometry and recent activity of the source can be obtained from a number of papers dealing with the subsurface geology and geomorphology of the Po Plain.

Pieri and Groppi (1981) This paper offers a reconstruction of the subsurface geology of the Po Plain using data derived from exploratory seismic lines and oil wells stratigraphies. Their NE- oriented section 11 drawn across the Cotignola oil field, shows the presence of a major north-verging anticline that deforms sediments as recent as middle-upper Pliocene, and possibly Quaternary. This anticline following their reconstruction is part of the Romagna Folds, that are the more internal folds of the Ferrara-Romagna Arc.



Cassano et al. (1986) These investigators provide a comprehensive summary of subsurface and surface geophysical and geological data along several transects crossing the Po Plain from the Southwest to the Northeast. Their re-interpretation of Section 11 of Pieri and Groppi [1981] using the new data-set, shows a major anticline driven by a low-angle north- verging blind thrust culminating at Cotignola.

Burrato et al. (2003) They analyse in detail the fluvial system of the Po Plain and identify several areas where significant drainage anomalies (e.g., river diversions and shifts in channel patterns) with wave-length comparable to that of tectonic structures of crustal significance are suggestive of the presence of active blind thrust or reverse faults. As second step of their approach the authors compare the position of the drainage anomalies with the location of known buried anticlines, to corroborate the hypothesis of the tectonic nature of the anomalies. Following the observation that some of the anomalies are associated also with historical earthquakes, they propose that these blind thrusts may be potential sources of rather infrequent large earthquakes beneath the Po Plain. Burrato et al show that the Idice river exhibits a significant anomaly in its trend as it crosses an anticline reported in the official geological map.

Toscani et al. (2009) They use geological, structural and morphotectonic data to draw a N-S-striking section between Bologna and Ferrara, aimed at analyzing whether and how the deformation is partitioned among the frontal thrusts of the Northern Apennines and identifying the potential sources of damaging earthquakes. The Authors identify active anticlines based on the correspondence among drainage anomalies, historical seismicity and buried ramps. They also analyze the evolution of the Plio-Quaternary deformation by modeling in a sandbox the geometry, kinematics and growth patterns of the thrust fronts. As a final result, they show that the extent and location of some of the active thrusts studied are compatible with the location and size of the main historical earthquakes, among which the 1624 event, and discuss the hypothesis that they may correspond to their causative seismogenic faults.

Figg. 10/19: descrizione della Sorgente Sismogenetica ITIS141.

GENERAL INFORMATION

DISS-ID	ITCS012
Name	Malalbergo-Ravenna
Compiler(s)	Burrato P.(1)
Contributor(s)	Burrato P.(1), D'Ambrogi C.(2), Maesano F.E.(2), Toscani G.(3), Vannoli P.(1), Valensise G.(1), Basili R.(1)
Affiliation(s)	1) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; Sismologia e Tettonofisica; Via di Vigna Murata, 605, 00143 Roma, Italy 2) Istituto superiore per la protezione e la ricerca ambientale; Servizio Geologico d'Italia; Via Vitaliano Brancati, 48, 00144 Roma, Italy 3) Universit di Pavia; Dipartimento di Scienze della Terra e dell'Ambiente; Via Ferrata, 1, 27100 Pavia, Italy
Created	16-Oct-2013
Updated	25-Jun-2015
Display map ...	 
Related sources	ITIS141

PARAMETRIC INFORMATION

PARAMETER		QUALITY	EVIDENCE
Min depth [km]	2.0	LD	Based on data of instrumental seismicity.
Max depth [km]	8.0	LD	Based on data of instrumental seismicity.
Strike [deg] min... max	85...150	OD	Based on consideration on regional geological data.
Dip [deg] min... max	20...40	OD	Based on consideration on regional geological data.
Rake [deg] min... max	80...120	OD	Based on geological data, constrained by orientation of T axes.
Slip Rate [mm/y] min... max	0.49...0.55	LD	Based on geological data from Maesano et al. (2015).
Max Magnitude [Mw]	6.0	EJ	Based on geological data and analysis of regional seismicity.

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

COMMENTS

This Composite Source straddles the region across the lower Reno River valley down to the city of Ravenna (to the southeast) and belongs to the Ferrara Arc thrust front. This fault system is the N- to NE-verging external arc at the north-eastern tip of the Northern Apennines chain, well into the Po Plain, and marks the northeastern most advanced thrust with damaging seismogenic potential in the Apennines.

Historical and instrumental catalogues (Boschi et al., 2000; Gruppo di Lavoro CPTI, 2004; Pondrelli et al., 2006; Guidoboni et al., 2007) show a number of intermediate to damaging earthquakes that have affected the area; to the southeast (although of uncertain location, due to their age), there is the 725 A.D. (Mw 5.6, Classe-Ravenna) earthquake; in the center of the region, the 18 March 1624 (Mw 5.4, Argenta) and 30 December 1967 (Mw 5.4, Bassa Padana) events; W-ward, the 22 October 1796 (Mw 5.6, Bassa Padana) and 13 January 1909 (Mw 5.5, Bassa Padana) earthquakes.

This source is a forwarding and shallower arc than the rest of the Romagnan Apennines outer thrust it is part of, and it includes the right ramp of the front. It may account for the intermediate to damaging seismicity of the region.

The strike of this source was based on that of the mapped regional structures (N85°-150°). The dip was based on geological observations and geometrical considerations (20°-40°). The rake represents pure to oblique thrusting, based on geological observations (80-120). The minimum and maximum depth were based on tectonic and geometrical considerations concerning the thrust geometry (2.0 and 8.0 km, respectively). The slip rate was calculated using geologic subsurface data (Maesano et al., 2015; 0.49 – 0.55 mm/y). The maximum magnitude was taken from the largest damaging earthquake occurred within the area (Mw 6.0).

Figg. 10/20: descrizione della Sorgente Sismogenetica ITCS012.

7: SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEGLI ORIZZONTI SATURI GRANULARI LOCALMENTE RILEVATI (effetti co- sismici).

Il fenomeno della liquefazione determina una diminuzione della resistenza al taglio e/o della rigidità, nei litotipi granulari, causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico e tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno. Le Norme Tecniche vigenti riportano quanto segue:

7.11.3.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

7.11.3.4.1 Generalità

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

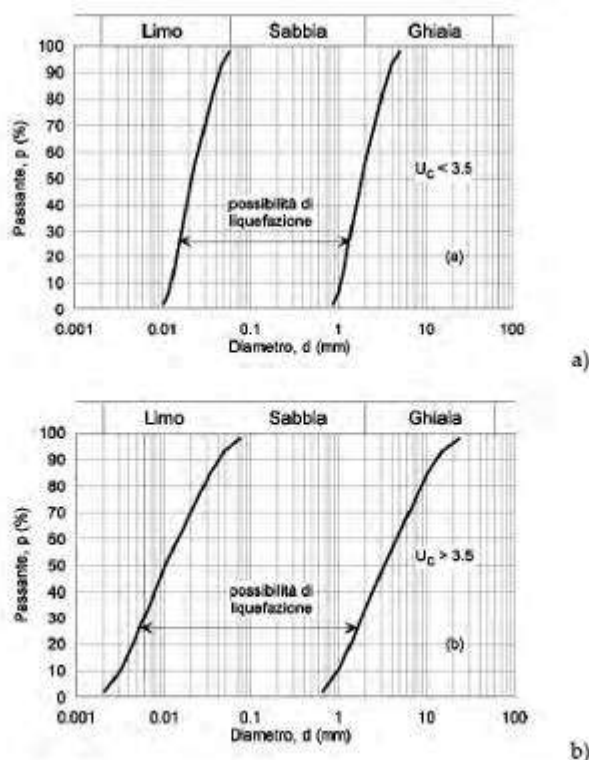


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

7.11.3.4.3 Metodi di analisi

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma, la resistenza del sistema sia superiore alle azioni (condizione [6.2.1] di cui al § 6.2.4.1) oppure gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

7.11.3.5.1 Azione sismica

L'azione sismica di progetto da assumere nelle analisi di stabilità deve essere determinata in accordo con i criteri esposti nel § 3.2.3.

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica (vedi §§ 3.2.2 e 3.2.3) o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.

In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde. In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati ($S_T = 1$).

7.11.3.5.2 Metodi di analisi

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v , rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella Tab. 7.11.I al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa $a_{max} > 0,15g$, nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche.

Nell'analisi di stabilità di frane quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni. L'eventuale incremento di pressione interstiziale indotto dal sisma, da considerare in dipendenza della natura dei terreni, deve considerarsi uniformemente distribuito lungo la superficie di scorrimento critica.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Le analisi del comportamento dei pendii in condizioni sismiche possono essere svolte anche mediante il metodo degli spostamenti, in cui la massa di terreno potenzialmente in frana viene assimilata ad un corpo rigido che può muoversi rispetto al terreno stabile lungo una superficie di scorrimento. Il metodo permette la valutazione dello spostamento permanente indotto dal sisma nella massa di terreno potenzialmente instabile.

L'applicazione del metodo richiede la valutazione dell'accelerazione critica, che deve essere valutata con i valori caratteristici dei parametri di resistenza, e dell'azione sismica di progetto, che deve essere rappresentata mediante storie temporali delle accelerazioni. Gli accelerogrammi impiegati nelle analisi, in numero non inferiore a 7, devono essere rappresentativi della sismicità del sito e la loro scelta deve essere adeguatamente giustificata (vedi § 3.2.3.6). Non è ammesso l'impiego di accelerogrammi artificiali.

Nel metodo degli spostamenti, la valutazione delle condizioni di stabilità del pendio è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato per il cinemismo di collasso critico e i valori limite o di soglia dello spostamento. Le condizioni del pendio e dei manufatti eventualmente interagenti con esso possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo (SLV) o di esercizio (SLD) in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

Lo studio del comportamento in condizioni sismiche dei pendii può essere effettuato anche impiegando metodi avanzati di analisi dinamica, purché si tenga conto della natura polifase dei terreni e si descriva realisticamente il loro comportamento meccanico in condizioni cicliche. Per questi motivi, il ricorso alle analisi avanzate comporta indagini geotecniche adeguatamente approfondite. Per queste analisi, l'azione sismica di progetto deve essere rappresentata mediante accelerogrammi scelti utilizzando gli stessi criteri già indicati per il metodo degli spostamenti.

Fig. 11/1: Art. 7.11.3.4.2. del DM/NTC 2018.

In sostanza occorrerà procedere all'esecuzione di apposite verifiche quando “la falda freatica si trovi in prossimità della superficie (p.c.) ed il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo- argillosa”; per il caso in esame, come in precedenza ampiamente illustrato (ad esempio nelle Sezioni riportate) si rileva la presenza di strati e/o lenti estese e di spessore tale da poter originare effetti rilevanti di liquefazione e quindi in teoria si potrebbe escludere la necessità di eseguire dette verifiche. Si eseguiranno quindi apposite verifiche numeriche che verranno condotte sulla base della appositamente realizzata indagine C.P.T.U. 1 (dette verifiche saranno di seguito illustrate, sia per la C.U. II che per la C.U. III).

Per l'area in esame, utilizzando la Categoria di Suolo Sismico D, il valore di $S X_{ag/g}$ (PGA-Valore d'ancoraggio dello Spettro di Risposta Elastico) per la Classe d'Uso II è pari a **0,27 g**; mentre è pari a **0,30 g** per la Classe d'Uso III (come già illustrato in precedenza).

In merito alla corretta definizione della Categoria di Suolo Sismico (come da Tab. 3.2.II. del DM/NTC 2018), si deve osservare che la nuova definizione inserita nel DM/NTC 2018 lascia una certa aleatorietà di interpretazione a tale definizione, per il caso in esame, come si vedrà più oltre in relazione, tale aleatorietà verrà superata dall'esecuzione di una apposito Studio di Risposta Sismica Locale (R.S.L. di cui si darà conto) e che discende appunto dalle risultanze delle (prime) verifiche condotte.

In merito alle verifiche, lo scrivente vuole osservare quanto segue: l'”ambito liquefazione” è un tema complesso che non ha ancora trovato nella ricerca scientifica e nelle norme applicative una univocità ed attendibilità sufficiente, anzi si è ancora lontanissimi da tali auspicabilità qualità. D.M/N.T.C. e Normative Regionali (e/o Delibere e raccomandazioni in esse contenute) spesso contrastano notevolmente, la Regione ha affrontato il tema in maniera sistematica solamente a seguito degli eventi del sisma del 2012 che hanno visto una estesa (ed inattesa per il mondo regionale della ricerca, quando invece se ne avevano evidenze storiche che sono state, appunto colpevolmente trascurate) diffusione di questo fenomeno. La Regione nella fattispecie ha cercato di sovrastare il DM/NTC, portando ex- post a riferimento, una serie di analisi di back- up eseguite sui soli terreni dell'area del sisma del 2012. In questi territori però le deposizioni di riferimento sono ascrivibili al paleo Reno o al paleo Panaro: corpi fluviali di derivazione Appenninica- Emiliana, non assimilabili al corpo fluviale caratterizzante l'area in esame (divagazione del Po di Primaro di derivazione alpina, con le relative diverse origini geologico- deposizionali). Pretendendo di trasferire tout- court le risultanze di tali back- up analysis a qualsiasi deposizione, di qualsiasi derivazione: alpina o appenninica risulta abbastanza evidente come si compia un errore geologico per nulla trascurabile. Come già citato, le deposizioni granulari localmente indagate (ascrivibili al Santerno) sono infatti caratterizzate da petrografia (data dall'origine) diversa da quella dei paleo Reno e Panaro. In sostanza si pretende di dimenticare qualsiasi argomentazione geologica riguardante natura granulare e petrografica e storia depositiva dei depositi. Il risultato è che si sono lasciati i Professionisti (che non vogliono rassegnarsi a non considerare correttamente le basi della Scienza della Terra) a districarsi fra procedure di calcolo la cui applicazione non è assolutamente mai stata testata su una larghissima serie di deposizioni regionali extra Reno/Panaro od ancora a

districarsi fra risultanze completamente (a volte anche drasticamente) diverse date dall'applicazione di diversi metodi di verifica disponibili o a cercare di fare ordine fra Norme di Legge Regionali e Nazionali contrastanti o non convergenti.

Occorre soprattutto ricordare che i metodi di calcolo attualmente disponibili non sono stati creati per essere utilizzati in situazioni 3D come quelle che caratterizzano la Bassa Padana, ove cioè “tubi” di sabbie limose ed argillose” cambiano in continuazione ed a volte drasticamente (specie in corrispondenza delle terminazioni dei corpi sabbiosi, che caratterizzano anche l'area in esame) spessore e direzione e granulometria. I metodi di calcolo (che purtroppo non potranno che essere utilizzati in relazione, dato che sono gli unici disponibili!) originano da situazioni molto più semplici: 1D o al massimo 2D, dove in sostanza uno strato infinitamente esteso di sabbia è presente sotto uno strato infinitamente esteso di argille. Situazione teorica, completamente difforme da quella in esame/ da quella che normalmente caratterizza la Pianura Padana. Non ci si dovrà quindi stupire se risultanze di metodi di calcolo diversi potranno essere drammaticamente diverse. In tali condizioni, ai Professionisti non è concesso addivenire a conclusioni degne di sorta di univocità scientifica! Anche il ruolo dei limi non appare indagato in maniera sufficientemente robusta. L'area in esame vede la larga prevalenza di limi.

La back- analysis condotta sul terremoto del 2012 ha poi anche il difetto di dover “fittare” sovrapposizioni di effetti di eventi sismici ripetutisi in tempi ravvicinati che non si può presumere debbano essere la norma e che comunque di certo non si può presupporre ricapitino con le stesse combinazioni. Nella sostanza la back- analysis, come per definizione, ricapitola solo l'evento avvenuto ed è quindi fuorviante o altamente fuorviante (nonchè errato) che debba essere utilizzata in maniera predittiva. Ma tant'è, al di là di tutto ciò ed avendo già esplicitamente posto di non condividere ma di essere quasi obbligati ad utilizzare un metodo di verifica che non appare sufficientemente né correttamente legittimato o robusto, lo scrivente pur utilizzerà tale penalizzante metodo nel prosieguo della presente relazione. Detto metodo è quello di Boulanger & Idriss 2014 che verrà più oltre descritto ed il cui uso (se non lo si fosse compreso) è “suggerito” (o meglio. È l'unico considerato/indicato) dalla Regione. Tutto ciò considerato si è comunque proceduto ad una prima serie di verifiche utilizzando i Metodi di verifica di Boulanger & Idriss 2014, da tali prime verifiche, eseguite utilizzando le risultanze (SXAg/g, ovvero Peak Ground Acceleration) derivanti dalla Categoria di Suolo D, risulta che i terreni di fondazione sono solo modestamente liquefacibili, presentando i valori dell'Indice di potenziale Liquefazione ILP che verranno di seguito riportati:

Classe d'Uso II (PGA = 0,27 g); Metodo di Boulanger & Idriss 2014		
Mw	ILP	Cedimenti, in cm. circa.
6.14	2.7	Inferiore a 2 cm.
5.90	2.6	Inferiore a 2 cm.
5.50	2.5	Inferiore a 2 cm.
5.20	2.4	Inferiore a 2 cm.

Classe d'Uso III (PGA = 0,30 g); Metodo di Boulanger & Idriss 2014		
Mw	ILP	Cedimenti, in cm. circa.
6.14	2.8	Inferiore a 2 cm.
5.90	2.8	Inferiore a 2 cm.
5.50	2.7	Inferiore a 2 cm.
5.20	2.6	Inferiore a 2 cm.

Tabb. 40.

I valori di ILP indicano una propensione Moderata alla liquefazione. L'apposita Delibera Regionale (già citata in precedenza) riporta infatti quanto segue:

$I_L = 0$	Non liquefacibile
$0 < I_L \leq 2$	Potenziale basso
$2 < I_L \leq 5$	Potenziale moderato
$5 < I_L \leq 15$	Potenziale alto
$15 < I_L$	Potenziale molto alto

Si deve osservare che i cedimenti post sismici sono ridotti anche perchè, ovvero soprattutto perchè gli orizzonti individuati come potenzialmente liquefacibili presentano spessori molto ridotti, ovvero i seguenti:

- compresi fra 7,08 e 7,10 m dal p.c. spessore pari a 2 cm;
 - compresi fra 9,72 e 9,98 m dal p.c. spessore pari a 16 cm;;
 - compresi fra 10,86 e 11,34 m dal p.c. spessore pari a 48 cm;
 - compresi fra 11,78 e 11,86 m dal p.c. spessore pari a 8 cm;
- per uno spessore cumulativo pari a 74 cm.

Come suggerito da numerosi Autori, che riportano come uno spessore suscettibile di originare risentimenti debba perlomeno presentare spessore metrico, il rischio complessivo (di cui si dirà in seguito) potrebbe quindi ritenersi del tutto trascurabile.

Di seguito si riportano le restituzioni grafiche delle due verifiche (per le combinazioni di magnitudo massima= 6,14).

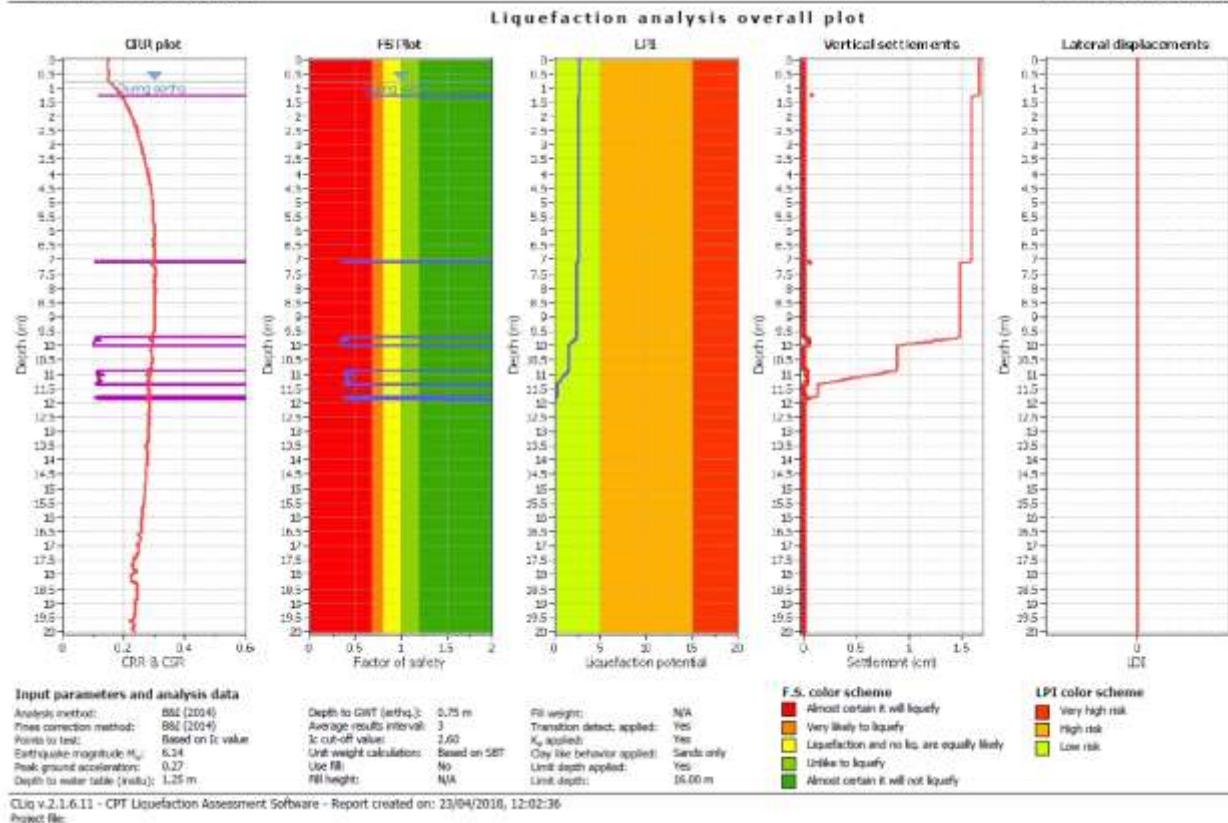


Fig. 11/2: restituzione grafica della verifica alla liquefazione per Metodo di verifica di Boulanger & Idriss 2014. $M_w = 6,14$. C.U. II.

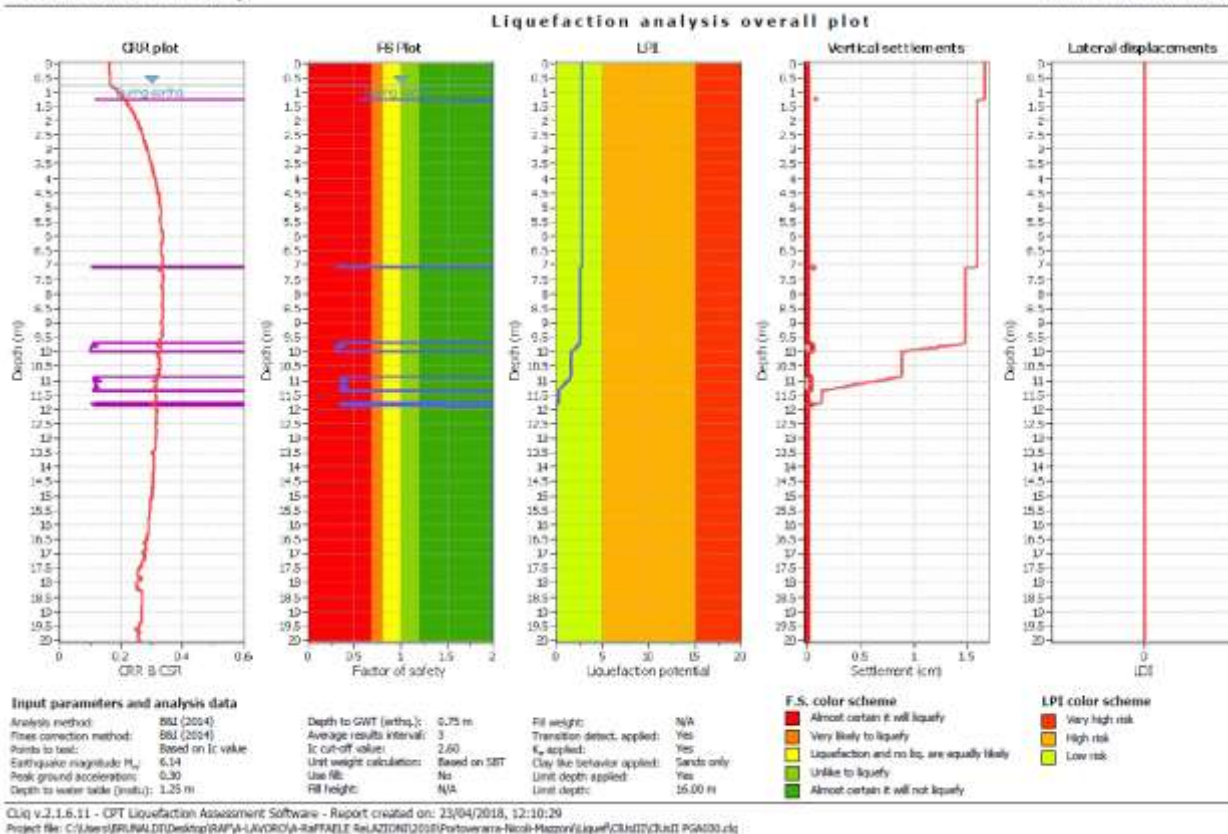


Fig. 11/3: restituzione grafica della verifica alla liquefazione per Boulanger & Idriss 2014. $M_w = 6,14$. C.U. III.

Ciò nonostante quanto sopra riportato, a questo punto, applicando le indicazioni del DM/NTC, per entrambe le due Classi d'Uso e volendo dare una interpretazione allo stesso DM molto restrittiva e "guidata" dalla precedente versione (2008) del D.M./N.T.C., lo scrivente ritiene opportuno procedere alla definizione di uno Studio di Risposta Sismica Locale (R.S.L.) che superi la caratterizzazione semplificata discendente dalla Tab. 3.2.II del D.M./N.T.C. e le sue ambiguità interpretative (in pratica ci si comporterà come se si dovesse ancora passare a classificare i terreni in oggetto come di Categoria S2, per i quali non era appunto ammessa la classificazione semplificata, appunto la Cat. D, della Tab. 3.2.II). Di seguito si illustrerà detto Studio di Risposta Sismica Locale.

8. STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE R.S.L. PREMESSE

Parte fondamentale della redazione di uno Studio di RSL è l'individuazione di un modello litostratigrafico locale con valenza sismica. Detto modello è stato individuato a partire dalle risultanze dell'indagine H/V localmente eseguita dallo scrivente (che sono state in precedenza riportate). La restituzione dell'indagini H/V è avvenuta "ancorandola" a valori superficiali di V_s derivanti dall'esperienza dello scrivente. L'individuazione dei primi valori di V_s per la corretta restituzione di una indagine H/V è il tema più delicato. Da una corretta restituzione dell'indagine H/V discende un modello sismico locale "robusto". Occorre certamente osservare che detto modello potrebbe non essere l'unico plausibile ma, per il caso in esame è quello che maggiormente si avvicina alle risultanze dell'indagine H/V localmente eseguita, pur essendo tale modello molto semplificato e non potendo riferirsi a sezioni stratigrafiche debitamente profonde (cosa invero indispensabile e che dovrebbe essere precipuo compito della Ricerca e/o della Pianificazione Tecnica). Chiaramente anche per la definizione delle caratteristiche dei terreni ci si dovrà rivolgere a dati di bibliografia tecnica i quali purtroppo sono tarati per altre realtà geologiche (altro tema di cui la Ricerca e la Pianificazione dovrebbero prendersi carico).

8.1 Studio di RSL appositamente eseguito dallo scrivente:

Come già in precedenza riportato, lo scrivente ha appositamente eseguito una misura puntuale H/V (eseguita sul prato antistante l'ampliamento da realizzare e per la quale si rimanda all'apposito punto della presente relazione). Di seguito si riporta l'appositamente eseguito studio di RSL.

8.1.1 Introduzione, procedura di calcolo:

La procedura di calcolo adoperata da RSL per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi, od uno spettro di risposta in accelerazione, e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato:

- peso per unità di volume;

- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- modulo di taglio iniziale (opzionale);
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione.

Schematicamente la procedura è riassumibile nel seguente modo:

1. Valutazione dello spettro di Fourier dell'accelerogramma (omessa nel caso si debba analizzare uno spettro);
2. Ricerca di un errore relativo piccolo seguendo la procedura di:
 - 2.1. Stima della funzione di trasferimento;
 - 2.2. Valutazione della deformazione indotta in ciascuno strato;
 - 2.3. Correzione del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso per ogni strato;
 Le operazioni 2.1, 2.2 e 2.3 sono ripetute fino a quando la differenza di deformazione tra un'iterazione e la precedente non rimane al di sotto di una soglia ritenuta accettabile;
3. Trasformazione inversa di Fourier dello spettro precedentemente calcolato ed opportunamente pesato per mezzo della funzione di trasferimento calcolata.

Attraverso questa procedura è possibile “trasferire” l'accelerogramma dal bedrock in superficie. La deformazione per ciascuno strato viene corretta sulla base del rapporto fra deformazione effettiva e massima come suggerito dalla letteratura scientifica, ovvero

$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{M-1}{10}$$

dove M rappresenta la magnitudo del sisma.

Per la valutazione della funzione di trasferimento, RSL considera un suolo variamente stratificato composto da N strati orizzontali di cui l' N -esimo è il letto di roccia (bedrock). Ponendo come ipotesi che ciascuno strato si comporti come un solido di Kelvin-Voigt

$\left[\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma(z, t)}{\partial z \partial t} \right]$, la propagazione delle onde di taglio che attraversano gli strati verticalmente può essere definita

dall'equazione dell'onda:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1)$$

dove: u rappresenta lo spostamento; t il tempo; ρ la densità; G il modulo di deformazione al taglio; η la viscosità. Per onde armoniche lo spostamento può essere scritto come:

$$u(z, t) = U(z) e^{i\omega t} \quad (2)$$

che sostituita nella (1) pone

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho \omega^2 U \quad (3)$$

dove ω rappresenta la frequenza angolare. La (3) può essere riscritta come

$$G^* \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho \omega^2 U \quad (4)$$

avendo posto $G^* = G + i\omega\eta$, ovvero il modulo di deformazione al taglio *complesso*. Questo può essere ulteriormente riscritto come

$$G^* = G(1 + 2i\xi) \quad (5)$$

avendo posto

$$\eta = \frac{2G}{\omega} \xi \quad (6)$$

dove ξ rappresenta il coefficiente di smorzamento viscoso. Ciò posto, e fatta convenzione che l'apice * indica la natura complessa della variabili in gioco, la soluzione dell'equazione generica dell'onda è la seguente:

$$u(z, t) = E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)} \quad (7)$$

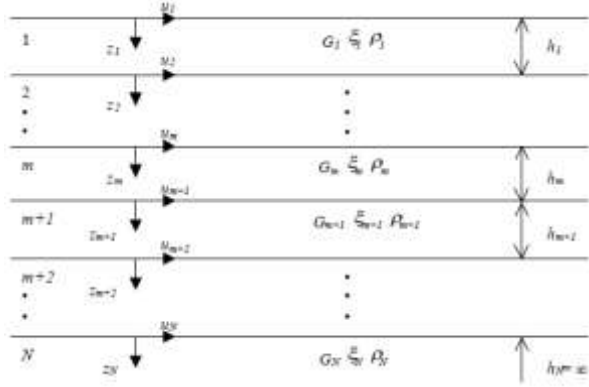


Fig. 12/1: Esempio di stratigrafia per riferimento.

dove E e F dipendono dalle condizioni al contorno e rappresentano l'ampiezza d'onda che viaggia rispettivamente verso l'alto (-z) e verso il basso (+z), mentre k^* rappresenta il numero d'onda complesso dato dalla seguente espressione:

$$k^* = \omega \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} \quad (8)$$

Il taglio invece è dato da:

$$\tau(z, t) = G^* \frac{dU}{dz} e^{i\omega t} = ik^* G^* \left[E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)} \right] e^{i\omega t} \quad (9)$$

Per il generico strato m di spessore h_m gli spostamenti, rispettivamente in sommità ($z = 0$) ed al fondo ($z = h_m$), sono:

$$u_m(0, t) = (E_m + F_m) e^{i\omega t} \quad (10)$$

$$u_m(h_m, t) = (E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (11)$$

Poiché deve essere rispettata la congruenza sullo spostamento all'interfaccia tra gli strati, ovvero lo spostamento in sommità ad uno strato deve essere uguale allo spostamento sul fondo di quello immediatamente sopra, se ne deduce che:

$$u_m(z = h_m, t) = u_{m+1}(z = 0, t) \quad (12)$$

Usando la (10), (11) e la (12), ne consegue che

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m} \quad (13)$$

Il taglio in sommità ed al fondo dell' m -esimo strato è dato da:

$$\tau_m(0, t) = ik_m^* G_m^* [E_m - F_m] e^{i\omega t} \quad (14)$$

$$\tau_m(h_m, t) = ik_m^* G_m^* [E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}] e^{i\omega t} \quad (15)$$

Poiché fra uno strato e l'altro il taglio deve essere continuo si ha

$$\tau_m(z = h_m, t) = \tau_{m+1}(z = 0, t) \quad (16)$$

ovvero

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}) \quad (17)$$

Sommando la (13) alla (17) e sottraendo la (17) alla (13) si ottiene

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (18)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (19)$$

dove α_m^* rappresenta il coefficiente di impedenza complesso al contorno tra gli strati m ed $m+1$, ed è dato dalla seguente espressione:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} \quad (20)$$

Poiché in superficie il taglio è nullo,

$$\tau_1(0, t) = ik_1^* G_1^* [E_1 - F_1] e^{i\omega t} = 0$$

si deduce che $E_1 = F_1$.

Le equazioni (18) e (19) possono essere successivamente applicate agli strati successivi da 2 ad m . La funzione di trasferimento A_{mn} che lega gli spostamenti in sommità degli strati m ed n è definita dalla seguente espressione:

$$A_{mn} = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (21)$$

A_{mn} rappresenta la funzione di trasferimento, ovvero la funzione che mette in relazione il modulo della deformazione tra i punti m e n .

In pratica lo stato deformativo di una stratigrafia rimane definito una volta nota la deformazione di un suo qualsiasi punto. Inoltre, poiché la velocità e l'accelerazione sono legati allo spostamento,

$$u(z, t) = \frac{\partial u}{\partial t} = i\omega u(z, t) \quad \quad \quad \ddot{u}(z, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 u(z, t) \quad (22)$$

La funzione di trasferimento A_{mn} può essere espressa anche in funzione delle velocità e dell'accelerazione al tetto degli strati n ed m :

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{\dot{u}_m}{\dot{u}_n} = \frac{\ddot{u}_m}{\ddot{u}_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (23)$$

La deformazione tangenziale rimane definita alla profondità z e al tempo t dalla relazione:

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik^* (Ee^{ik^*z} - Fe^{-ik^*z})e^{i\omega t} \quad (24)$$

E la corrispondente tensione tangenziale, dalla seguente espressione:

$$\tau(z, t) = G^* \gamma(z, t) \quad (25)$$

Ai fini di una corretta interpretazione del problema della risposta sismica locale, risulta utile riprodurre la rappresentazione schematica di Figura 2 in cui è riportata la terminologia utilizzata per lo studio del moto sismico di un deposito che poggia su un basamento roccioso.

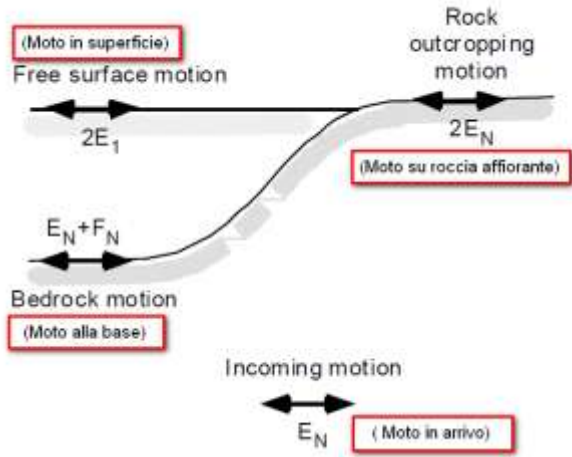


Fig. 12/2: Schema di riferimento e terminologia utilizzata.

Le onde di taglio si propagano verticalmente attraverso il bedrock con ampiezza pari ad E_N ; al tetto del bedrock, sotto il deposito degli strati di terreno, il moto ha un'ampiezza pari a $E_N + F_N$. Sulla roccia affiorante, poiché le tensioni tangenziali sono nulle ($E_N = F_N$), il moto avrà ampiezza pari a $2E_N$. La funzione di trasferimento dal bedrock al bedrock-affiorante è la seguente:

$$A_{NN}(\omega) = \frac{2E_N}{E_N + F_N} \quad (26)$$

A è non lineare poiché G è funzione di γ . Nella procedura di calcolo infatti, da una stima iniziale del modulo di deformazione al taglio, si ottiene la tensione ipotizzando un legame lineare, per poi ottenere un nuovo valore di γ . Grazie a questo valore aggiornato si valuta un nuovo modulo G così da ripetere la procedura fino a quando la differenza tra la deformazione aggiornata e quella ottenuta dalla precedente iterazione viene ritenuta accettabile. Il modello per $G(\gamma)$ adoperato è quello suggerito da Ishibashi e Zhang (1993) che tiene conto degli effetti della pressione di confinamento e dell'indice di plasticità:

$$G = G_{max} \cdot K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (24)$$

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (25)$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}) \quad (26)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & \text{per } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{per } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{per } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{per } PI > 70 \end{cases} \quad (27)$$

dove G_{max} è dato dalla relazione

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (28)$$

dove ρ è la densità del terreno e V_s la velocità di propagazione delle onde di taglio nello stesso. La (28) fornisce il valore iniziale di G per la prima iterazione.

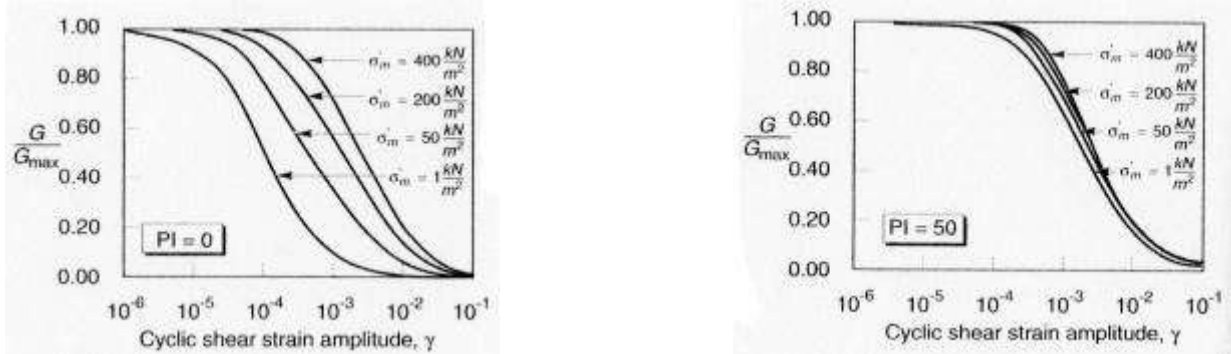


Fig. 12/3: Influenza della pressione di confinamento e della plasticità sul modulo di deformazione al taglio.

Per quanto riguarda invece il coefficiente di smorzamento viscoso ξ , in conseguenza del modello introdotto dalla (24) si ha:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (29)$$

da cui si deduce che anche ξ deve essere ricalcolato ad ogni iterazione.

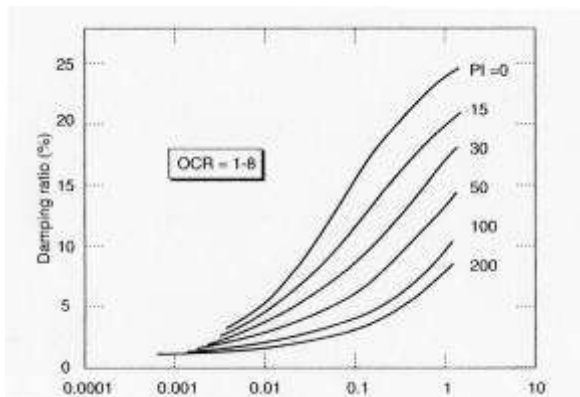


Fig. 12/4: Influenza della plasticità sul coefficiente di smorzamento viscoso.

8.2 Risultanze dello Studio di R.S.L.:

Descrizione	RSL per Verifica Liquefazione
Committente	CAA Nicoli
Cantiere	Realizzazione Impianto Produzione Fertilizzanti
Data della prova	d.C./04/2018
Latitudine	44.67724[°]
Longitudine	11.8338375[°]

+	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Terreno	Gmax [MPa]	Peso unità vol. [kN/m³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1		--	17.0	Idriss Sand (Idriss 1990)	44.36	17.0	160.0	144.5
2		17.0	37.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	130.93	19.0	260.0	459.0
3		54.0	105.0	EPRI Sand (1993) 76,50-152,40 metri	237.26	19.0	350.0	1111.5
4		159.0	350.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	616.72	20.0	550.0	3377.2
5		oo	--	Form.ne Marnoso-Argillosa	2023.96	22.0	950.0	5160.5

Strato con falda:

1

Strato rilevamento accelerogramma:

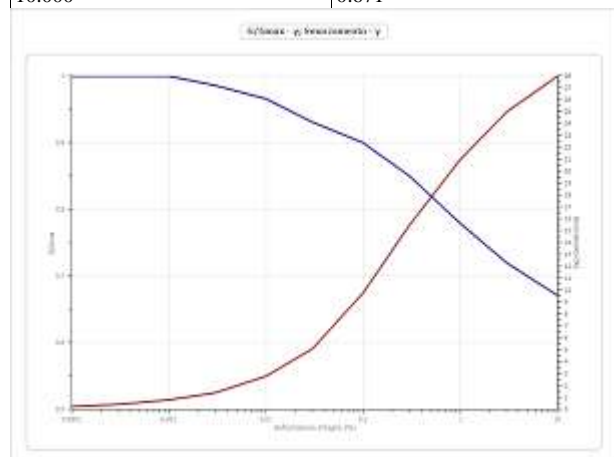
5 Affiorante

Tab. 41.

Terreni:

Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)

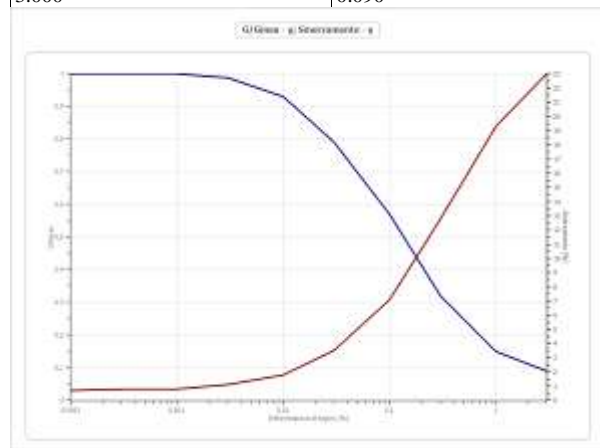
Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	1.000	0.001	0.800
0.003	0.986	0.003	1.400
0.010	0.966	0.010	2.800
0.030	0.931	0.030	5.100
0.100	0.900	0.100	9.800
0.300	0.850	0.300	15.500
1.000	0.779	1.000	21.000
3.000	0.720	3.000	25.000
10.000	0.671	10.000	28.000



Tab. 42/ Fig. 12/5.

EPRI Sand (1993) 76,50-152,40 metri

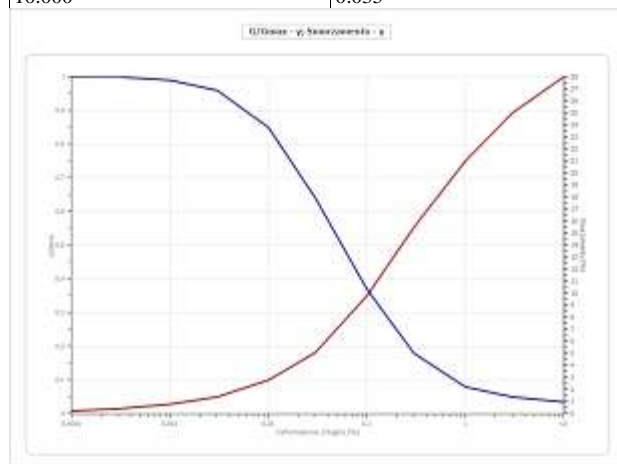
Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.700
0.0003	1.000	0.0003	0.800
0.001	1.000	0.001	0.800
0.003	0.988	0.003	1.120
0.010	0.930	0.010	1.800
0.030	0.791	0.030	3.530
0.100	0.570	0.100	7.100
0.300	0.321	0.300	12.780
1.000	0.150	1.000	19.300
3.000	0.090	3.000	23.000



Tab. 43/ Fig. 12/6.

Idriss Sand (Idriss 1990)

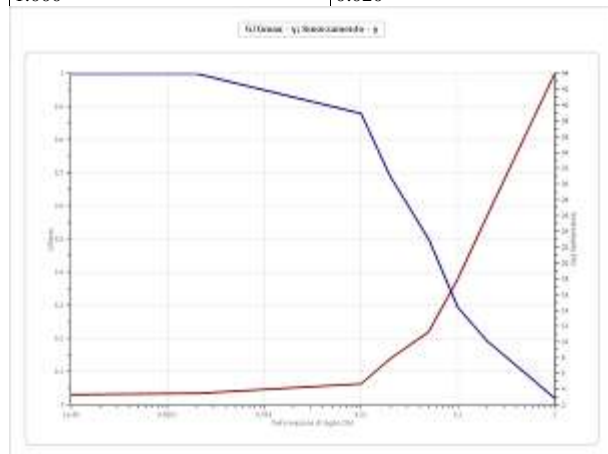
Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	0.990	0.001	0.800
0.003	0.960	0.003	1.400
0.010	0.850	0.010	2.800
0.030	0.640	0.030	5.100
0.100	0.370	0.100	9.800
0.300	0.180	0.300	15.500
1.000	0.080	1.000	21.000
3.000	0.050	3.000	25.000
10.000	0.035	10.000	28.000



Tab. 44/ Fig. 12/7.

Form.ne Marnoso-Argillosa:

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.00001	1.000	0.00001	3.290
0.0001	1.000	0.0001	3.420
0.0002	1.000	0.0002	3.440
0.010	0.880	0.010	4.660
0.020	0.690	0.020	7.840
0.050	0.500	0.050	11.270
0.100	0.294	0.100	18.000
0.200	0.193	0.200	25.950
1.000	0.020	1.000	44.000



Tab. 45/ Fig. 12/8.

Elaborazione, Classe d'Uso II:

Numero di iterazioni 50
Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima 0.5
Tipo di modulo elastico Shake 91
Massimo errore percentuale di convergenza 1.55 E-04

Fattori di amplificazione:

Tai	0.200 [s]
Tvi	0.920 [s]
Tao	0.500 [s]
Tvo	0.780 [s]
Sami	3.721 [m/s ²]
Svmi	0.195 [m/s]
Samo	4.256 [m/s ²]
Svmo	0.463 [m/s]
Fa	1.144 [-]
Fv	2.367 [-]
TB	0.228 [s]
TC	0.683 [s]
TD	2.208 [s]
SA(0)	0.173 [g]
SA(TB)	0.434 [g]

Fattori di amplificazione su intensità spettrale

Periodo minino [s]	Periodo massimo [s]	Int. Housner input [m]	Int. Housner output [m]	Int. input/output [m]	Housner FA
0.100	0.500	0.054	0.070	0.200	1.279
0.500	1.000	0.095	0.220	0.500	2.328
0.100	1.500	0.243	0.484	0.067	1.991
0.100	2.500	0.421	0.859	0.040	2.037

Tab. 46.

Spettro medio di risposta elastico:

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1845	0.26	0.3986	0.52	0.4784	0.98	0.2786	2.25	0.0774
0.01	0.1845	0.27	0.3924	0.53	0.4693	1.00	0.2645	2.30	0.0744
0.02	0.1848	0.28	0.3878	0.54	0.4605	1.05	0.2299	2.35	0.0718
0.03	0.1857	0.29	0.3975	0.55	0.4514	1.10	0.2073	2.40	0.0691
0.04	0.1873	0.30	0.4084	0.56	0.4478	1.15	0.1938	2.50	0.0632
0.05	0.1896	0.31	0.4142	0.57	0.4410	1.20	0.1804	2.60	0.0576
0.06	0.1923	0.32	0.4188	0.58	0.4354	1.25	0.1702	2.70	0.0528
0.07	0.1976	0.33	0.4223	0.60	0.4318	1.30	0.1636	2.80	0.0480
0.08	0.2070	0.34	0.4277	0.62	0.4235	1.35	0.1581	2.90	0.0444
0.09	0.2176	0.35	0.4277	0.64	0.4138	1.40	0.1536	3.00	0.0429
0.10	0.2306	0.36	0.4350	0.66	0.4046	1.45	0.1529	3.10	0.0415
0.11	0.2542	0.37	0.4388	0.68	0.4000	1.50	0.1543	3.20	0.0394
0.12	0.2654	0.38	0.4383	0.70	0.4002	1.55	0.1531	3.30	0.0372
0.13	0.2745	0.39	0.4391	0.72	0.4052	1.60	0.1530	3.40	0.0344
0.14	0.2999	0.40	0.4440	0.74	0.4039	1.65	0.1491	3.50	0.0318
0.15	0.3225	0.41	0.4474	0.76	0.3979	1.70	0.1417	3.60	0.0297
0.16	0.3511	0.42	0.4497	0.78	0.3889	1.75	0.1331	3.70	0.0277
0.17	0.3859	0.43	0.4574	0.80	0.3812	1.80	0.1251	3.80	0.0265
0.18	0.4034	0.44	0.4673	0.82	0.3710	1.85	0.1189	3.90	0.0256
0.19	0.4306	0.45	0.4755	0.84	0.3612	1.90	0.1136	4.00	0.0244
0.20	0.4432	0.46	0.4820	0.86	0.3486	1.95	0.1081		
0.21	0.4392	0.47	0.4884	0.88	0.3336	2.00	0.1016		
0.22	0.4318	0.48	0.4923	0.90	0.3217	2.05	0.0953		
0.23	0.4216	0.49	0.4941	0.92	0.3102	2.10	0.0905		
0.24	0.4131	0.50	0.4942	0.94	0.3018	2.15	0.0853		
0.25	0.4046	0.51	0.4874	0.96	0.2914	2.20	0.0809		

Tab. 47.

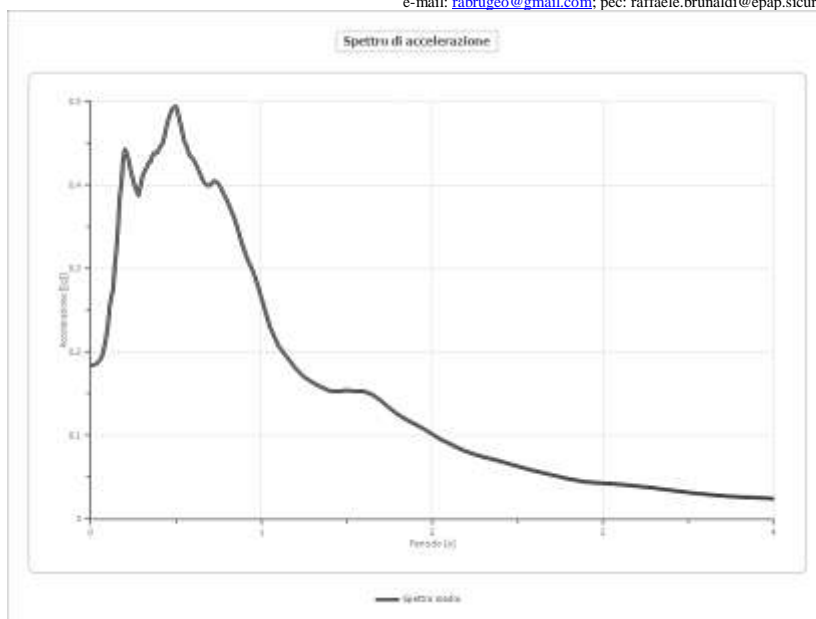


Fig. 12/9.

Spettro normalizzato di risposta elastico:

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1733	0.26	0.4339	0.52	0.4339	0.98	0.3024	2.25	0.1317
0.01	0.1848	0.27	0.4339	0.53	0.4339	1.00	0.2964	2.30	0.1289
0.02	0.1962	0.28	0.4339	0.54	0.4339	1.05	0.2822	2.35	0.1261
0.03	0.2076	0.29	0.4339	0.55	0.4339	1.10	0.2694	2.40	0.1235
0.04	0.2191	0.30	0.4339	0.56	0.4339	1.15	0.2577	2.50	0.1185
0.05	0.2305	0.31	0.4339	0.57	0.4339	1.20	0.2470	2.60	0.1140
0.06	0.2420	0.32	0.4339	0.58	0.4339	1.25	0.2371	2.70	0.1098
0.07	0.2534	0.33	0.4339	0.60	0.4339	1.30	0.2280	2.80	0.1058
0.08	0.2649	0.34	0.4339	0.62	0.4339	1.35	0.2195	2.90	0.1022
0.09	0.2763	0.35	0.4339	0.64	0.4339	1.40	0.2117	3.00	0.0988
0.10	0.2878	0.36	0.4339	0.66	0.4339	1.45	0.2044	3.10	0.0956
0.11	0.2992	0.37	0.4339	0.68	0.4339	1.50	0.1976	3.20	0.0926
0.12	0.3107	0.38	0.4339	0.70	0.4234	1.55	0.1912	3.30	0.0898
0.13	0.3221	0.39	0.4339	0.72	0.4116	1.60	0.1852	3.40	0.0872
0.14	0.3335	0.40	0.4339	0.74	0.4005	1.65	0.1796	3.50	0.0847
0.15	0.3450	0.41	0.4339	0.76	0.3899	1.70	0.1743	3.60	0.0823
0.16	0.3564	0.42	0.4339	0.78	0.3799	1.75	0.1693	3.70	0.0801
0.17	0.3679	0.43	0.4339	0.80	0.3704	1.80	0.1646	3.80	0.0780
0.18	0.3793	0.44	0.4339	0.82	0.3614	1.85	0.1602	3.90	0.0760
0.19	0.3908	0.45	0.4339	0.84	0.3528	1.90	0.1560	4.00	0.0741
0.20	0.4022	0.46	0.4339	0.86	0.3446	1.95	0.1520		
0.21	0.4137	0.47	0.4339	0.88	0.3368	2.00	0.1482		
0.22	0.4251	0.48	0.4339	0.90	0.3293	2.05	0.1446		
0.23	0.4339	0.49	0.4339	0.92	0.3221	2.10	0.1411		
0.24	0.4339	0.50	0.4339	0.94	0.3153	2.15	0.1378		
0.25	0.4339	0.51	0.4339	0.96	0.3087	2.20	0.1347		

Tab. 48.

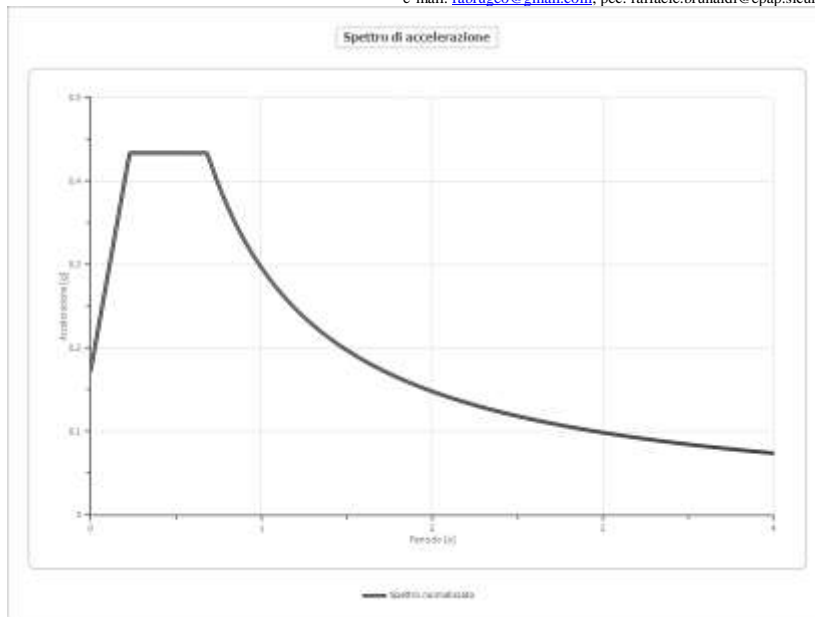


Fig. 12/10.

Parametri spettro normalizzato:

Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
0.173	2.504	--	0.228	0.683	2.208	0.173	0.434

Tab. 49.

Confronto tra gli spettri:

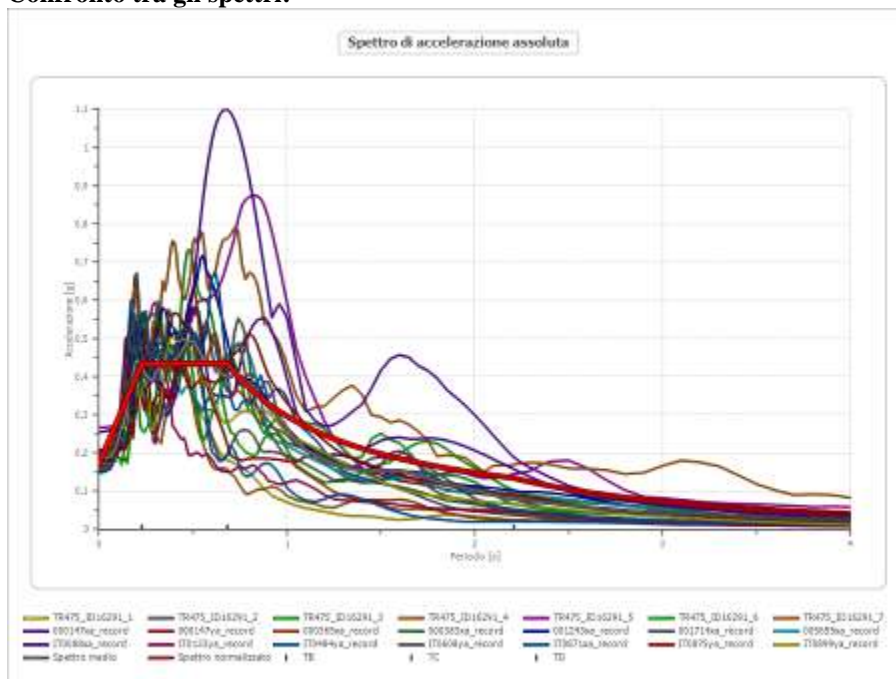


Fig. 12/11.

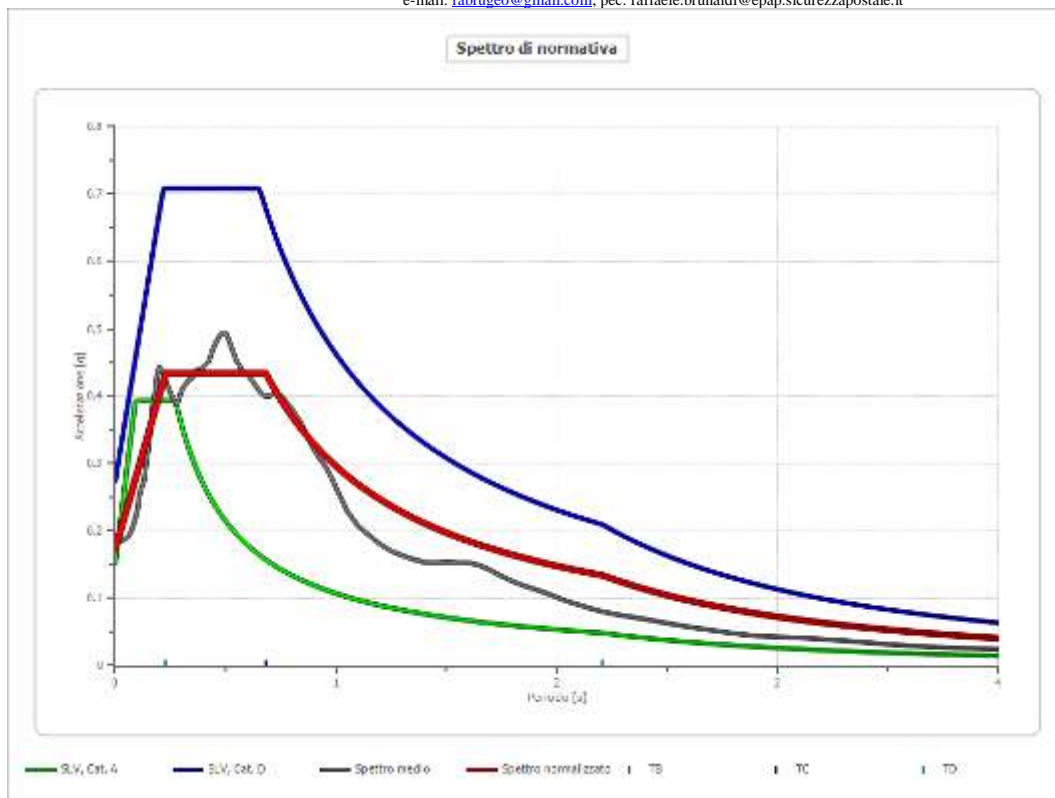


Fig. 12/12.

Profilo a max:

	0.0 [m]	17.0 [m]	54.0 [m]	159.0 [m]	509.0 [m]
TR475_ID16291_1 [g]	0.199	0.103	0.083	0.080	0.147
TR475_ID16291_2 [g]	0.189	0.101	0.089	0.076	0.151
TR475_ID16291_3 [g]	0.177	0.087	0.115	0.097	0.152
TR475_ID16291_4 [g]	0.183	0.104	0.086	0.088	0.147
TR475_ID16291_5 [g]	0.267	0.109	0.089	0.099	0.153
TR475_ID16291_6 [g]	0.168	0.096	0.068	0.077	0.160
TR475_ID16291_7 [g]	0.200	0.106	0.110	0.096	0.152
000147xa_record [g]	0.208	0.106	0.077	0.088	0.153
000147ya_record [g]	0.189	0.086	0.077	0.091	0.152
000365xa_record [g]	0.156	0.103	0.096	0.080	0.151
000383xa_record [g]	0.168	0.122	0.071	0.082	0.151
001243xa_record [g]	0.178	0.118	0.106	0.100	0.152
001714xa_record [g]	0.162	0.124	0.089	0.087	0.152
005655xa_record [g]	0.180	0.095	0.063	0.074	0.152
IT0088xa_record [g]	0.256	0.112	0.109	0.092	0.152
IT0133ya_record [g]	0.150	0.125	0.083	0.090	0.152
IT0484ya_record [g]	0.149	0.115	0.098	0.094	0.149
IT0608ya_record [g]	0.155	0.117	0.087	0.085	0.152
IT0871xa_record [g]	0.183	0.090	0.089	0.095	0.148
IT0875ya_record [g]	0.178	0.127	0.079	0.067	0.151
IT0899ya_record [g]	0.181	0.117	0.090	0.089	0.151
media [g]	0.185	0.108	0.088	0.087	0.152
Dev. St. [g]	0.030	0.012	0.014	0.009	0.003

Tab. 50.

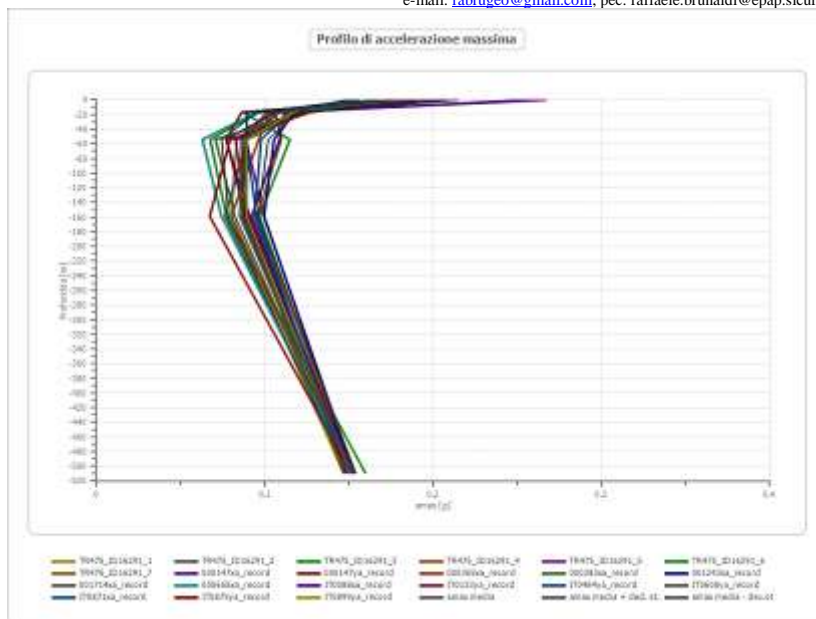


Fig. 12/13.

Elaborazione, Classe d'Uso III:

Numero di iterazioni 50
Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima 0.5
Tipo di modulo elastico Shake 91
Massimo errore percentuale di convergenza 3.10 E-04

Fattori di amplificazione:

Tai 0.200 [s]
Tvi 0.920 [s]
Tao 0.500 [s]
Tvo 0.860 [s]
Sami 4.382 [m/s²]
Svmi 0.230 [m/s]
Samo 4.786 [m/s²]
Svmo 0.548 [m/s]
Fa 1.092 [-]
Fv 2.380 [-]
TB 0.240 [s]
TC 0.719 [s]
TD 2.316 [s]
SA(0) 0.195 [g]
SA(TB) 0.488 [g]

Fattori di amplificazione su intensità spettrale:

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	Int. Housner input [m]	Int. Housner output [m]	Int. input/output [m]	Housner FA
0.100	0.500	0.064	0.076	0.200	1.183
0.500	1.000	0.111	0.255	0.500	2.288
0.100	1.500	0.286	0.557	0.067	1.949
0.100	2.500	0.496	0.998	0.040	2.010

Tab. 51.

Spettro medio di risposta elastico:

Periodo [s]	Accelerazio ne [g]	Periodo [s]	Accelerazio ne [g]	Periodo [s]	Accelerazio ne [g]	Periodo [s]	Accelerazio ne [g]	Periodo [s]	Accelerazio ne [g]
0.00	0.2050	0.26	0.4464	0.52	0.5393	0.98	0.3302	2.25	0.0914
0.01	0.2050	0.27	0.4386	0.53	0.5316	1.00	0.3138	2.30	0.0879
0.02	0.2053	0.28	0.4311	0.54	0.5222	1.05	0.2730	2.35	0.0849
0.03	0.2063	0.29	0.4373	0.55	0.5155	1.10	0.2448	2.40	0.0816
0.04	0.2079	0.30	0.4488	0.56	0.5137	1.15	0.2286	2.50	0.0746
0.05	0.2101	0.31	0.4551	0.57	0.5066	1.20	0.2124	2.60	0.0680
0.06	0.2127	0.32	0.4605	0.58	0.5000	1.25	0.2004	2.70	0.0624
0.07	0.2172	0.33	0.4641	0.60	0.4965	1.30	0.1917	2.80	0.0567
0.08	0.2266	0.34	0.4697	0.62	0.4862	1.35	0.1847	2.90	0.0524
0.09	0.2374	0.35	0.4693	0.64	0.4751	1.40	0.1791	3.00	0.0506
0.10	0.2484	0.36	0.4771	0.66	0.4650	1.45	0.1781	3.10	0.0490
0.11	0.2719	0.37	0.4805	0.68	0.4597	1.50	0.1797	3.20	0.0465
0.12	0.2852	0.38	0.4806	0.70	0.4615	1.55	0.1786	3.30	0.0438
0.13	0.2964	0.39	0.4812	0.72	0.4682	1.60	0.1788	3.40	0.0406
0.14	0.3230	0.40	0.4875	0.74	0.4682	1.65	0.1745	3.50	0.0375
0.15	0.3465	0.41	0.4929	0.76	0.4631	1.70	0.1660	3.60	0.0350
0.16	0.3709	0.42	0.4962	0.78	0.4548	1.75	0.1560	3.70	0.0327
0.17	0.4106	0.43	0.5028	0.80	0.4466	1.80	0.1475	3.80	0.0312
0.18	0.4333	0.44	0.5146	0.82	0.4352	1.85	0.1404	3.90	0.0301
0.19	0.4676	0.45	0.5255	0.84	0.4243	1.90	0.1341	4.00	0.0287
0.20	0.4861	0.46	0.5319	0.86	0.4106	1.95	0.1279		
0.21	0.4844	0.47	0.5398	0.88	0.3935	2.00	0.1203		
0.22	0.4822	0.48	0.5461	0.90	0.3797	2.05	0.1127		
0.23	0.4713	0.49	0.5526	0.92	0.3664	2.10	0.1071		
0.24	0.4627	0.50	0.5529	0.94	0.3564	2.15	0.1009		
0.25	0.4519	0.51	0.5466	0.96	0.3447	2.20	0.0957		

Tab. 52.

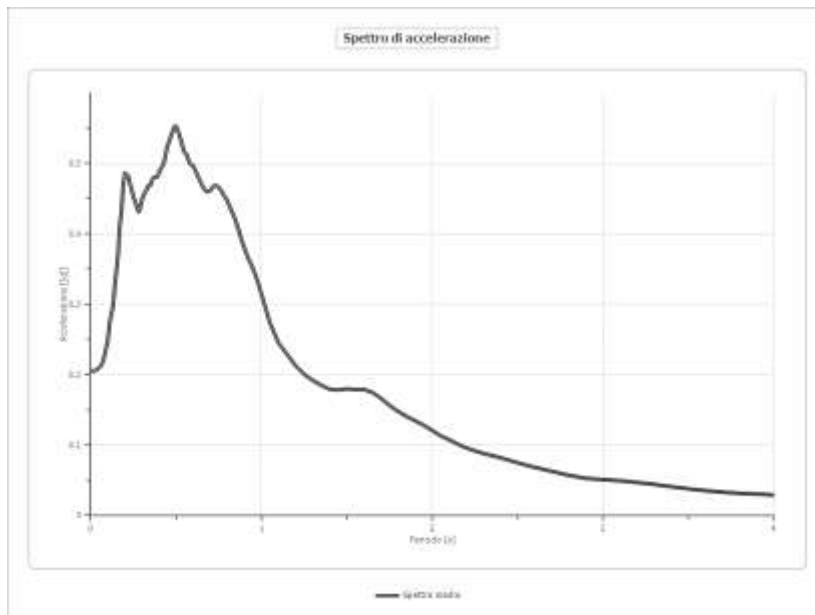


Fig. 12/14.

Spettro normalizzato di risposta elastico:

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1949	0.26	0.4879	0.52	0.4879	0.98	0.3581	2.25	0.1560
0.01	0.2071	0.27	0.4879	0.53	0.4879	1.00	0.3509	2.30	0.1526
0.02	0.2193	0.28	0.4879	0.54	0.4879	1.05	0.3342	2.35	0.1493
0.03	0.2315	0.29	0.4879	0.55	0.4879	1.10	0.3190	2.40	0.1462
0.04	0.2438	0.30	0.4879	0.56	0.4879	1.15	0.3051	2.50	0.1404
0.05	0.2560	0.31	0.4879	0.57	0.4879	1.20	0.2924	2.60	0.1350
0.06	0.2682	0.32	0.4879	0.58	0.4879	1.25	0.2807	2.70	0.1300
0.07	0.2804	0.33	0.4879	0.60	0.4879	1.30	0.2699	2.80	0.1253
0.08	0.2926	0.34	0.4879	0.62	0.4879	1.35	0.2599	2.90	0.1210
0.09	0.3049	0.35	0.4879	0.64	0.4879	1.40	0.2506	3.00	0.1170
0.10	0.3171	0.36	0.4879	0.66	0.4879	1.45	0.2420	3.10	0.1132
0.11	0.3293	0.37	0.4879	0.68	0.4879	1.50	0.2339	3.20	0.1097
0.12	0.3415	0.38	0.4879	0.70	0.4879	1.55	0.2264	3.30	0.1063
0.13	0.3538	0.39	0.4879	0.72	0.4874	1.60	0.2193	3.40	0.1032
0.14	0.3660	0.40	0.4879	0.74	0.4742	1.65	0.2127	3.50	0.1003
0.15	0.3782	0.41	0.4879	0.76	0.4617	1.70	0.2064	3.60	0.0975
0.16	0.3904	0.42	0.4879	0.78	0.4499	1.75	0.2005	3.70	0.0948
0.17	0.4026	0.43	0.4879	0.80	0.4386	1.80	0.1949	3.80	0.0923
0.18	0.4149	0.44	0.4879	0.82	0.4279	1.85	0.1897	3.90	0.0900
0.19	0.4271	0.45	0.4879	0.84	0.4177	1.90	0.1847	4.00	0.0877
0.20	0.4393	0.46	0.4879	0.86	0.4080	1.95	0.1799		
0.21	0.4515	0.47	0.4879	0.88	0.3987	2.00	0.1754		
0.22	0.4637	0.48	0.4879	0.90	0.3899	2.05	0.1712		
0.23	0.4760	0.49	0.4879	0.92	0.3814	2.10	0.1671		
0.24	0.4879	0.50	0.4879	0.94	0.3733	2.15	0.1632		
0.25	0.4879	0.51	0.4879	0.96	0.3655	2.20	0.1595		

Tab. 53.

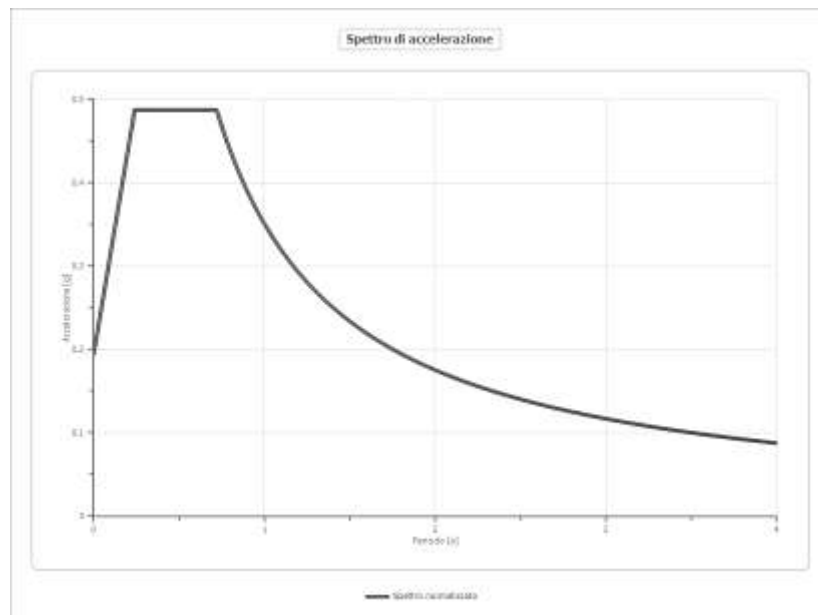
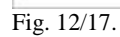
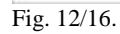


Fig. 12/15.

Parametri spettro normalizzato:

Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
0.195	2.504	--	0.240	0.719	2.316	0.195	0.488

Tab. 54.



Profilo a max:

	0.0 [m]	17.0 [m]	54.0 [m]	159.0 [m]	509.0 [m]
TR475_ID16291_1 [g]	0.219	0.112	0.096	0.092	0.173
TR475_ID16291_2 [g]	0.213	0.115	0.102	0.084	0.178
TR475_ID16291_3 [g]	0.192	0.101	0.127	0.109	0.179
TR475_ID16291_4 [g]	0.206	0.120	0.100	0.101	0.173
TR475_ID16291_5 [g]	0.302	0.121	0.100	0.115	0.180
TR475_ID16291_6 [g]	0.186	0.111	0.076	0.089	0.188
TR475_ID16291_7 [g]	0.217	0.118	0.122	0.110	0.179
000147xa_record [g]	0.234	0.123	0.093	0.102	0.180
000147ya_record [g]	0.207	0.098	0.080	0.106	0.179
000365xa_record [g]	0.169	0.111	0.107	0.093	0.178
000383xa_record [g]	0.183	0.130	0.083	0.094	0.178
001243xa_record [g]	0.204	0.141	0.119	0.111	0.180
001714xa_record [g]	0.182	0.138	0.097	0.099	0.179
005655xa_record [g]	0.201	0.105	0.069	0.087	0.179
IT0088xa_record [g]	0.282	0.123	0.122	0.107	0.179
IT0133ya_record [g]	0.168	0.138	0.095	0.100	0.180
IT0484ya_record [g]	0.170	0.128	0.109	0.107	0.176
IT0608ya_record [g]	0.172	0.135	0.097	0.097	0.179
IT0871xa_record [g]	0.202	0.103	0.104	0.105	0.174
IT0875ya_record [g]	0.201	0.140	0.087	0.078	0.178
IT0899ya_record [g]	0.197	0.136	0.102	0.102	0.178
media [g]	0.205	0.121	0.099	0.099	0.178
Dev. St. [g]	0.034	0.014	0.015	0.010	0.003

Tab. 55.

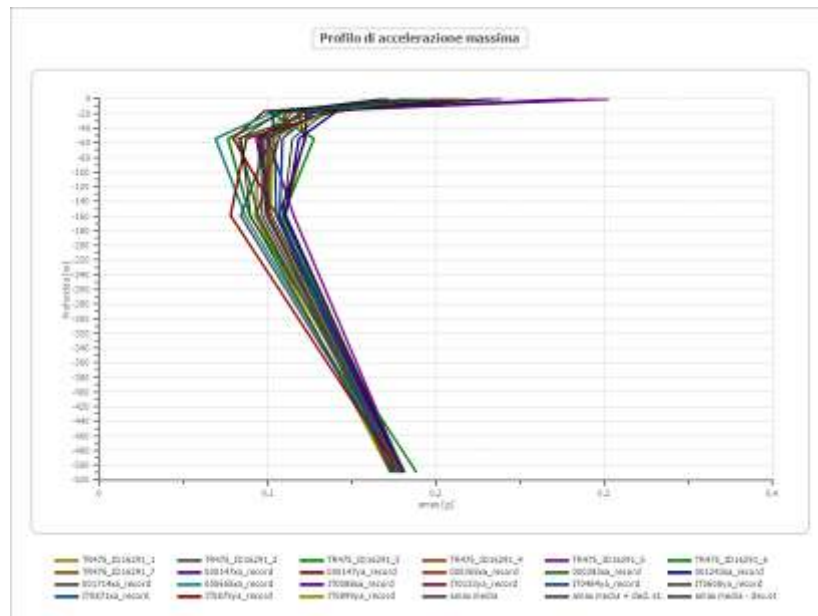


Fig. 12/18.

Si potrà constatare come lo Spettro derivante dall'utilizzo della Cat. D (DM/NTC) sia penalizzante per l'area in esame.

I valori di PGA del presente Studio di RSL sono infatti pari a 0,17 g per la Classe d'Uso II e pari a 0,19 g per la Classe d'Uso III. Normalmente si riscontra un drastico abbassamento dello spettro (e conseguentemente della PGA) rispetto a quanto proposto dalla Tab. 3.2.II del DM/NTC. La tabella porta in se tutta una serie di approssimazioni che debbono tenere conto dell'intero territorio nazionale e di una debita sicurezza complessiva. È ovvio che anche qualsiasi studio di RSL porta in se grandi approssimazioni e indeterminanze (di cui si è detto anche in relazione). Si ritiene di poter utilizzare il valore di PGA discendente dallo studio di RSL per le verifiche alla liquefazione.

Starà al Progettista riferirsi o meno a tali risultanze per la progettazione dell'edificio. Per cui l'adesione o meno alle risultanze dello Studio di R.S.L. è da ricondursi al Progettista. Nel prosieguo della presente relazione i dati di PGA discendenti dallo R.S.L. saranno utilizzati nella reiterazione delle verifiche a liquefazione, che verranno di seguito illustrate.

8.3 Risultanze delle verifiche alla liquefazione, ripetute a seguito del valore di ancoraggio dello spettro di risposta discendente dallo Studio di R.S.L.:

Ripetendo quindi le verifiche alla liquefazione per $PGA = 0,17 \text{ g}$ e $0,19 \text{ g}$, si ottengono i seguenti valori di ILP:

Classe d'Uso II ($PGA = 0,17 \text{ g}$); Metodo di Boulanger & Idriss 2014		
Mw	ILP	Cedimenti, in cm. circa.
6.14	1.6	Inferiore a 2 cm.
5.90	1.5	Inferiore a 2 cm.
5.50	1.3	Inferiore a 2 cm.
5.20	1.1	Inferiore a 2 cm.

Classe d'Uso III ($PGA = 0,19 \text{ g}$); Metodo di Boulanger & Idriss 2014		
Mw	ILP	Cedimenti, in cm. circa.
6.14	1.9	Inferiore a 2 cm.
5.90	1.8	Inferiore a 2 cm.
5.50	1.6	Inferiore a 2 cm.
5.20	1.5	Inferiore a 2 cm.

Tabb. 56.

Si ricordi che l'apposita Delibera regionale indica che:

$I_L = 0$	Non liquefacibile
$0 < I_L \leq 2$	Potenziale basso
$2 < I_L \leq 5$	Potenziale moderato
$5 < I_L \leq 15$	Potenziale alto
$15 < I_L$	Potenziale molto alto

Le verifiche sono state eseguite per i valori di Mw sopra indicati, ovvero:

- 6,14: la Magnitudo massima indicata dall'I.N.G.V. per la Zona Sismica (914) a cui appartiene il Comune di Portomaggiore (si veda la Fig. 10/3 e la Tab. 19);
- 5,90: la Magnitudo dell'evento dell'Emilia 2012 e molto prossima (5,80) al massimo evento sismico localmente registrato (si veda la Storia Sismica locale riportata in relazione);

- 5,50: un valore intermedio di Magnitudo;

- 5,20: l'evento che presenta la massima probabilità locale di accadimento (si veda studio di disaggregazione) con tutti i limiti già descritti circa la disaggregazione dei dati. Ognuno di tali valori di Mw "comporta" infatti una certa probabilità di accadimento (nei limiti già ampiamente considerati).

Si osservi che il valore di 6,14 è riconducibile a percentuali (di "accadimento") dell'1%, in sostanza sarebbero del tutto trascurabili se non fosse che il sisma, per sua natura è difficilmente "ingabbiabile" in definizioni numeriche e/o previsionali. Ciò sta comunque a significare che il valore con maggior probabilità di accadimento (per quanto ciò valga....), se si vuole, il più pericoloso in percentuale è pari a 5,20 ma che in realtà, evidentemente il più pericoloso in assoluto, ovvero 6,14 è quello che presenta minori probabilità di accadimento (sempre nei limiti dei metodi di individuazione, di cui in relazione si è già ampiamente riportato).

Dalle risultanze riportate in Tab. 56 si può constatare come i valori di ILP pur derivanti dall'applicazione del (più pessimistico) Metodo di Boulanger & Idriss 2014 denotino un Potenziale di Liquefazione BASSO.

Circa i cedimenti massimi attesi da liquefazione si rimanda alle considerazioni già in precedenza riportate in relazione, questi cedimenti possono essere considerati come assolutamente modesti in tutte le combinazioni di verifica. Tali cedimenti potranno essere considerati accettabili dalle strutture qualora le strutture stesse siano in grado di non danneggiarsi per tali cedimenti, ciò vale anche per le finiture e funzionalità, anche dei vari impianti tecnologici.

Considerando quanto riportato circa i numeri caratterizzanti il Potenziale di Liquefazione, circa gli spessori e le profondità degli strati potenzialmente liquefacibili e circa i cedimenti attesi ed assunte le necessarie precauzioni progettuali e realizzative, il Rischio complessivo da liquefazione (di cui si dirà più oltre) può essere ritenuto localmente TRASCURABILE.

Data la sezione stratigrafica locale (alle cui analisi si rimanda: Figg. 4/9 e 4/10) si ritiene di poter concludere che le risultanze dell'indagine puntuale C.P.T.U. 1, rappresentino la situazione maggiormente penalizzante, a descrivere l'intera area in esame. Infatti i pressi della C.P.T.U. 1 sono quelli caratterizzati da maggior presenza granulare che va poi scemando verso Ovest. Chiaramente tutti i manufatti da realizzarsi sull'area in esame dovranno essere realizzati con la massima rigidità strutturale in modo da sopportare eventuali cedimenti differenziali causati da eventuali liquefazione.

si osservi però che ciò è vero anche dal punto di vista statico, è cioè chiaro che anche la sola maturazione dei cedimenti per compressione potrà originare distorsioni angolari che dovranno essere debitamente considerate e attentamente contrastate in fase esecutiva.

Di seguito si riportano le restituzioni grafiche delle verifiche eseguite (a seguito dei risultati dello Studio di R.S.L. dallo scrivente, per Classe d'Uso II: $PGA = 0,17 \text{ g}$) utilizzando il Metodo di Boulanger & Idriss 2014.

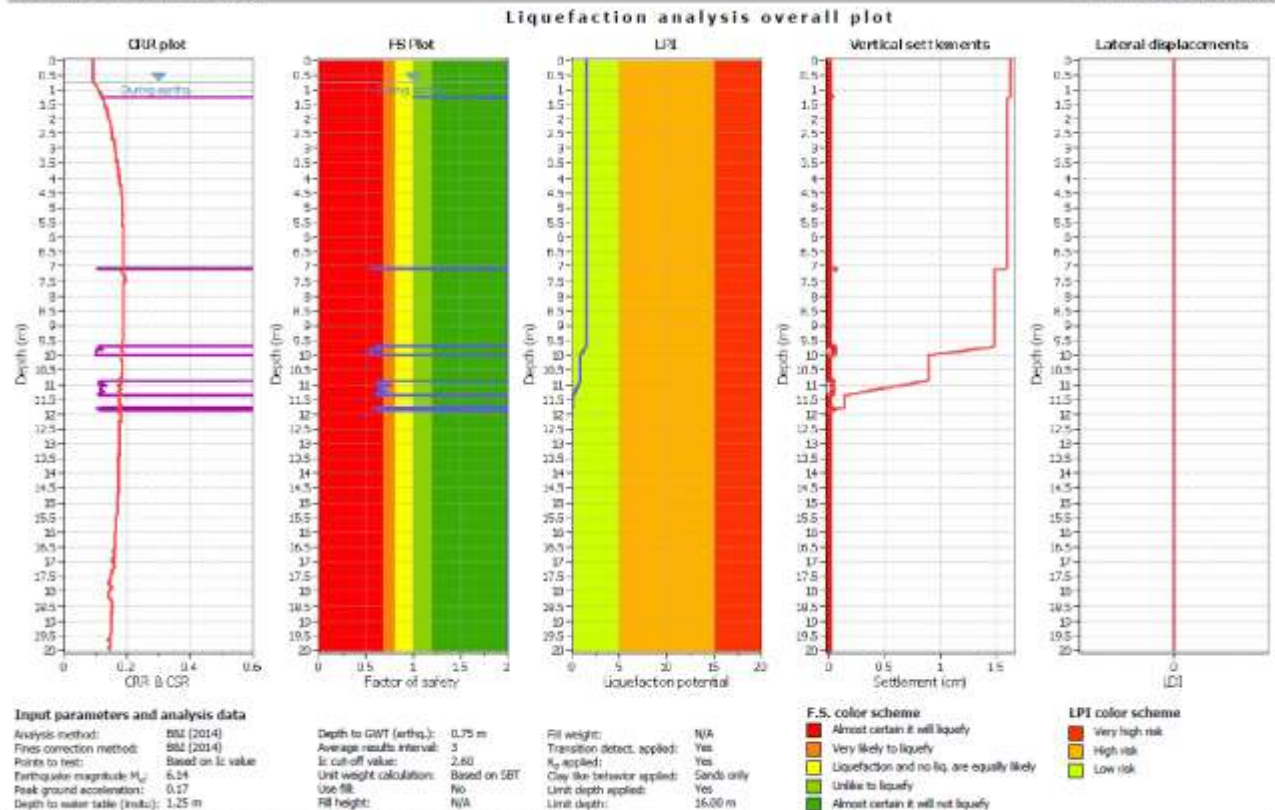


Fig. 13/1: Boulanger & Idriss, Mw = 6,14; S X ag/g = 0,17 g.

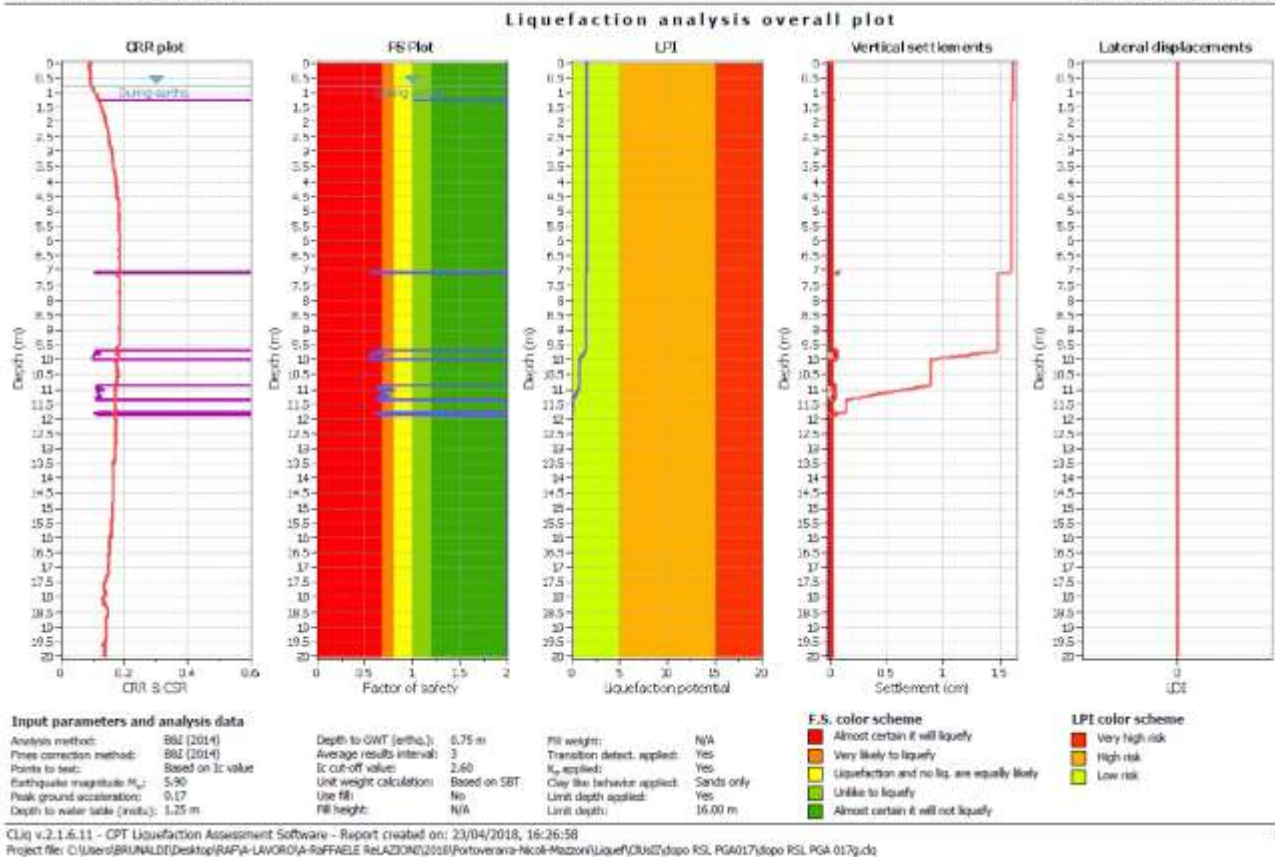


Fig. 13/2: Boulanger & Idriss, Mw = 5,90; S X ag/g = 0,17 g.

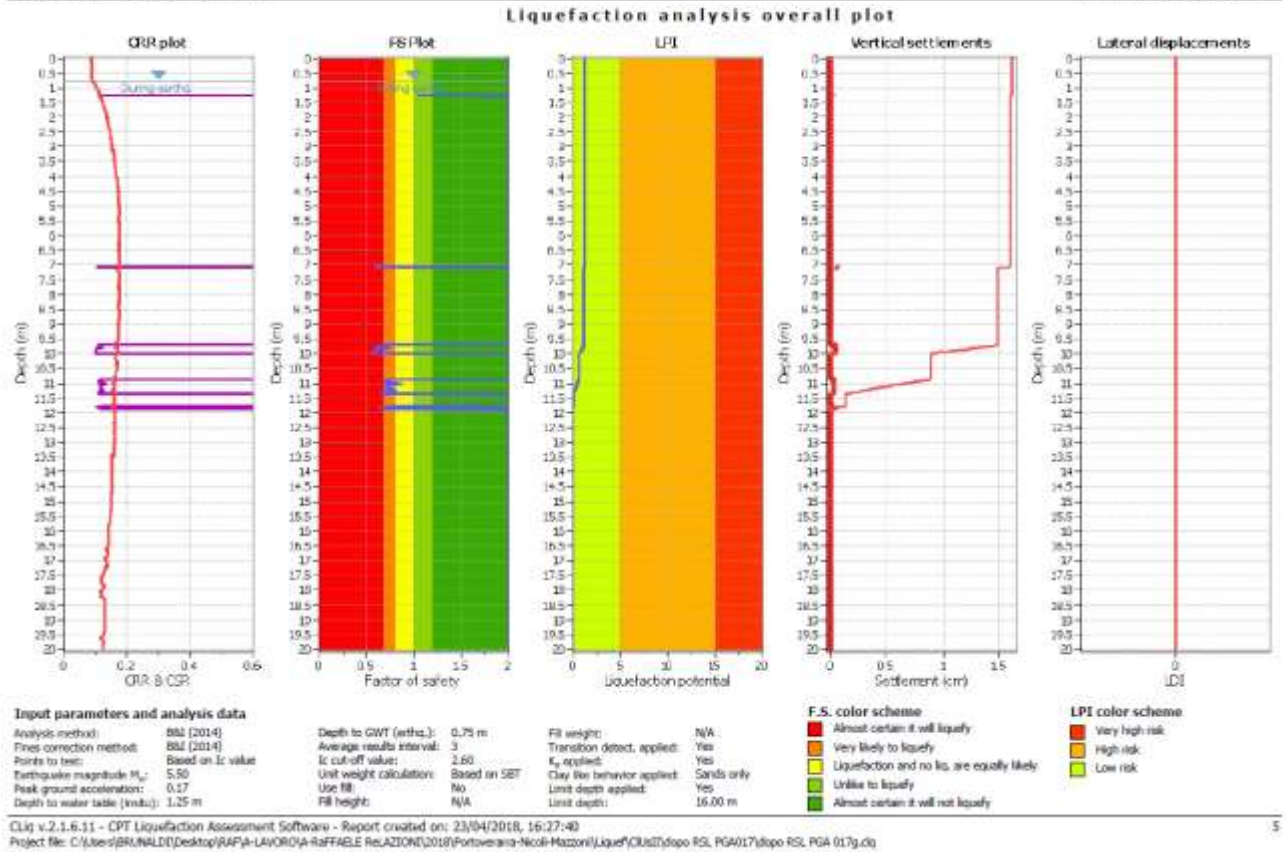


Fig. 13/3: Boulanger & Idriss, Mw= 5,50; S X ag/g= 0,17 g.

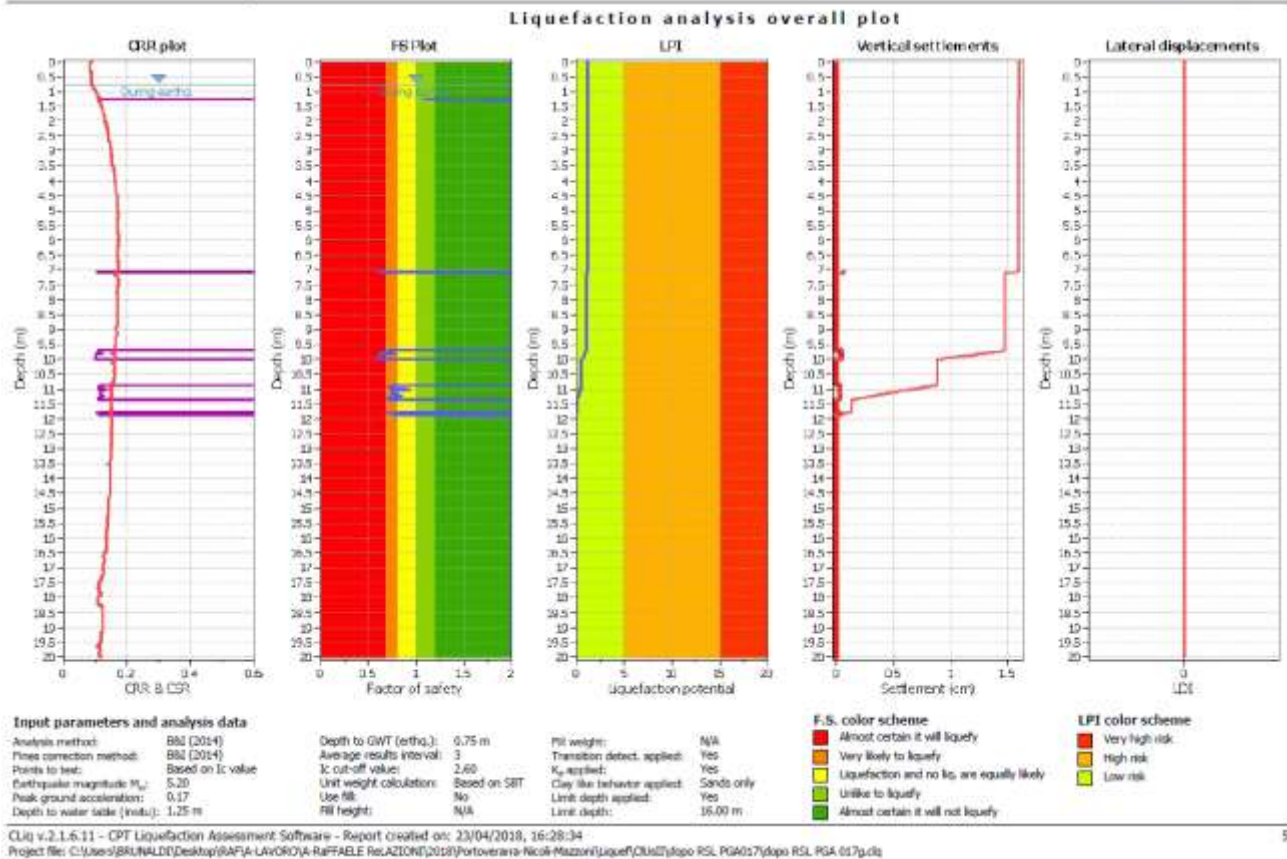


Fig. 13/4: Boulanger & Idriss, Mw= 5,20; S X ag/g= 0,17 g.

Di seguito si riportano le restituzioni grafiche delle verifiche eseguite (a seguito dei risultati dello Studio di R.S.L. dallo scrivente, per Classe d'Uso III: PGA = 0,19 g) utilizzando il Metodo di Boulanger & Idriss 2014.

This software is licensed to: Studio Geologia

CPT name: CPTU1 PORTOVERRARA

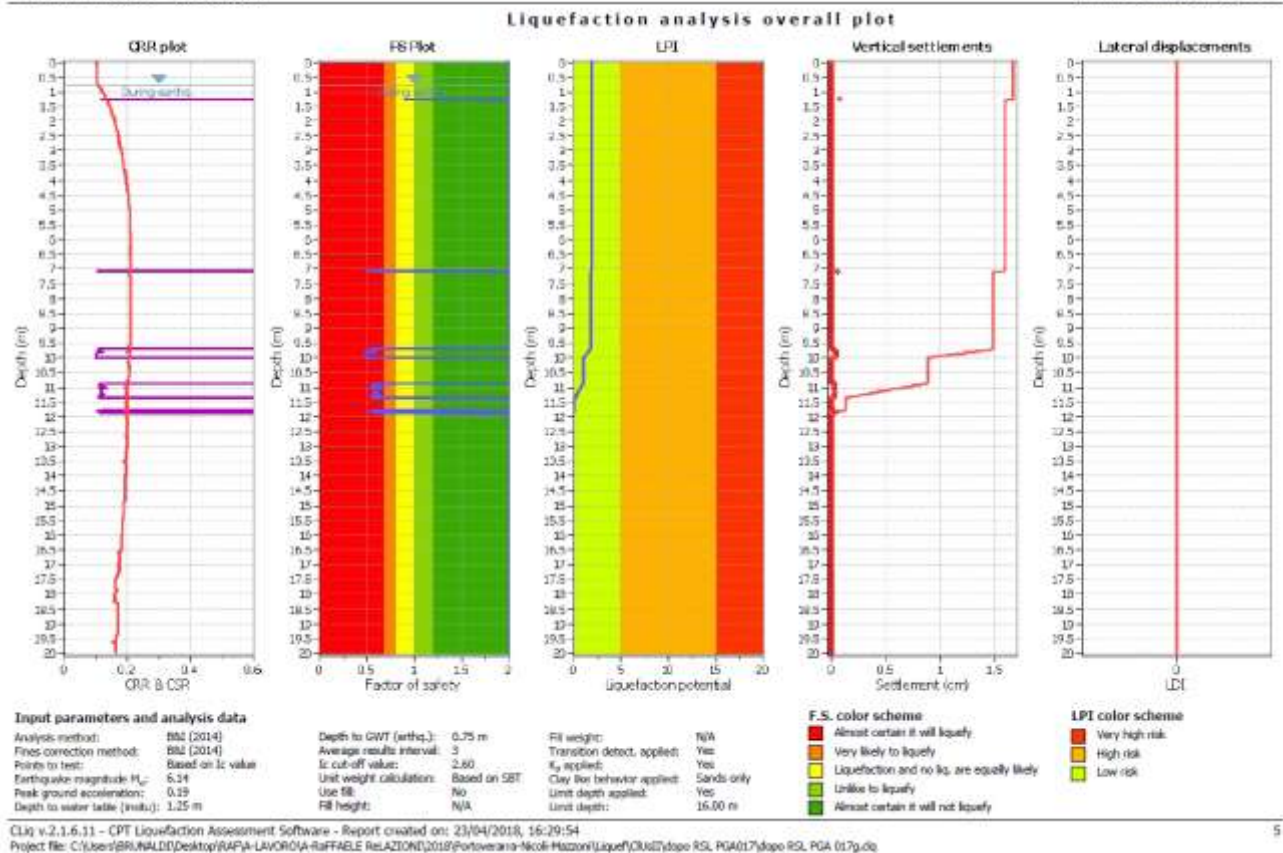


Fig. 13/5: Boulanger & Idriss, Mw= 6,14; S X ag/g= 0,19 g.

This software is licensed to: Studio Geologia

CPT name: CPTU

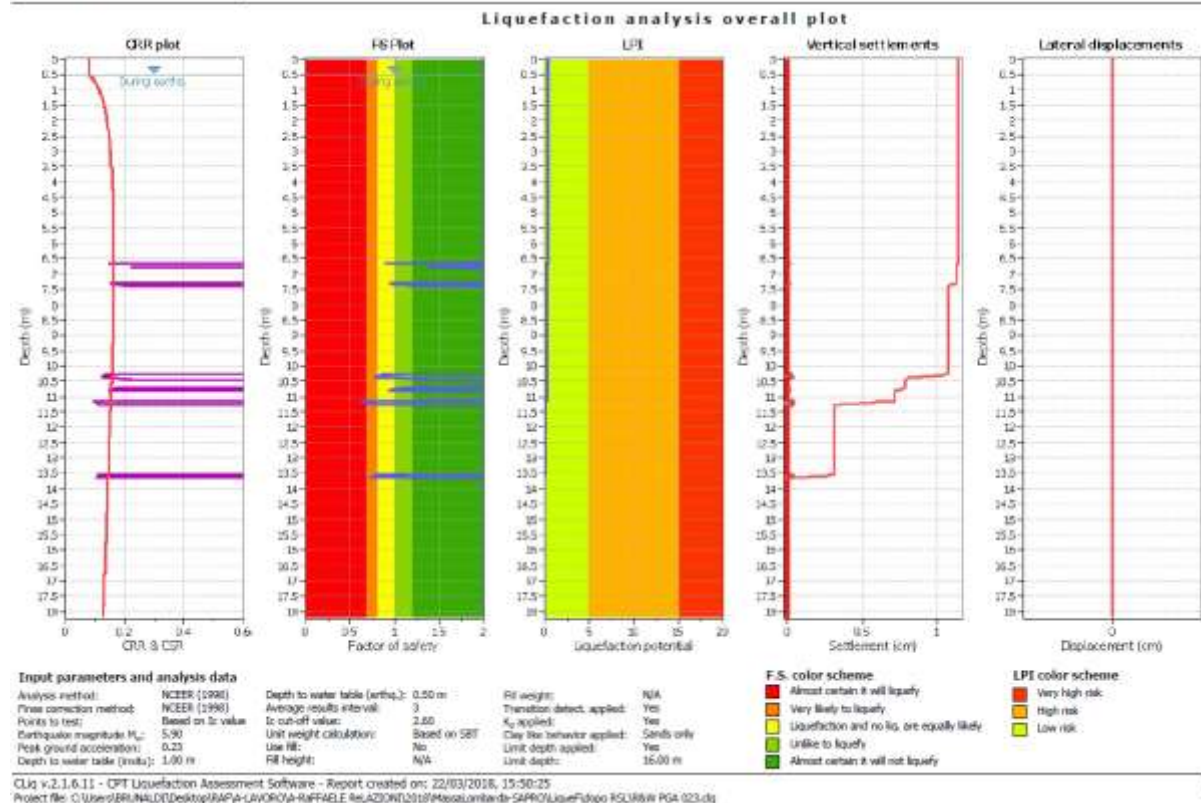


Fig. 13/6: Boulanger & Idriss, Mw= 5,90; S X ag/g= 0,19 g.

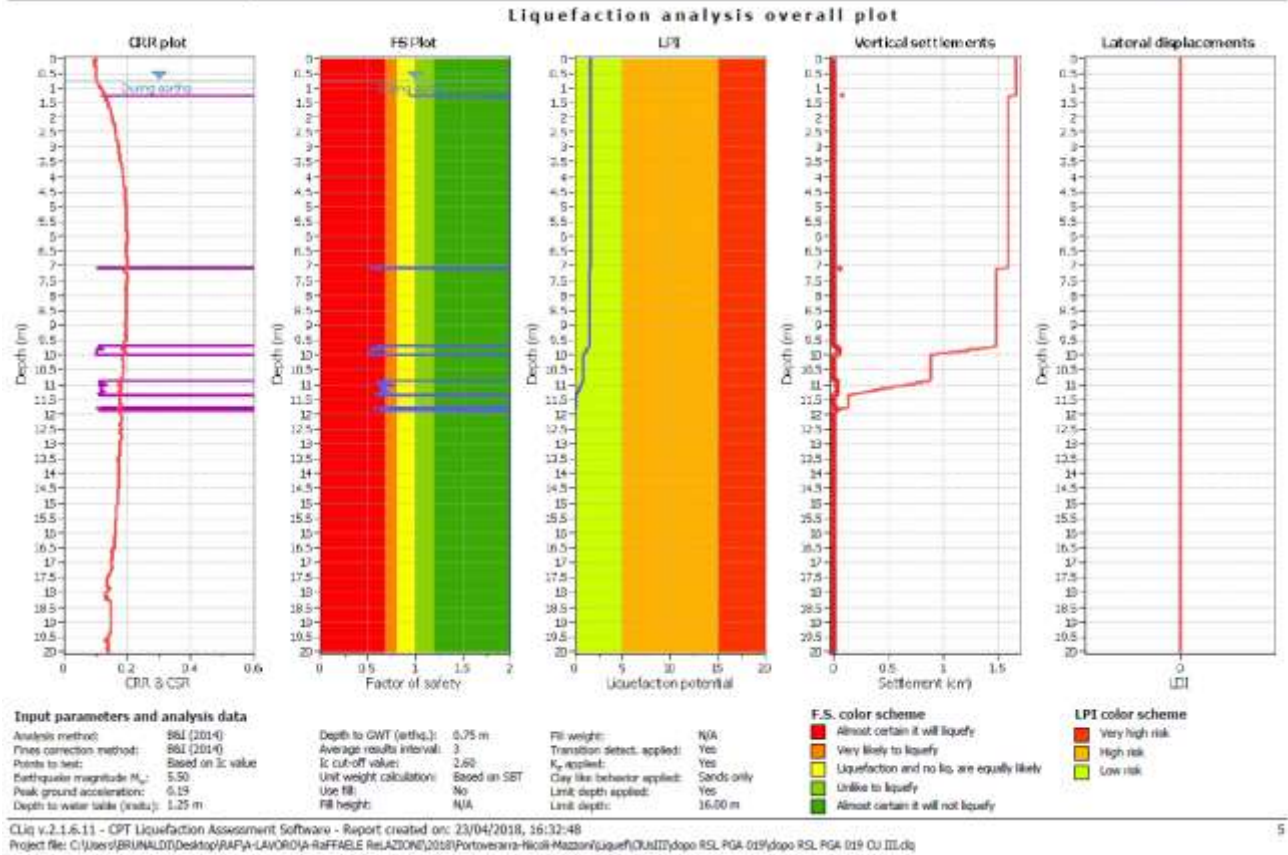


Fig. 13/7: Robertson & Wride, Mw= 5,50; S X ag/g= 0,19 g.

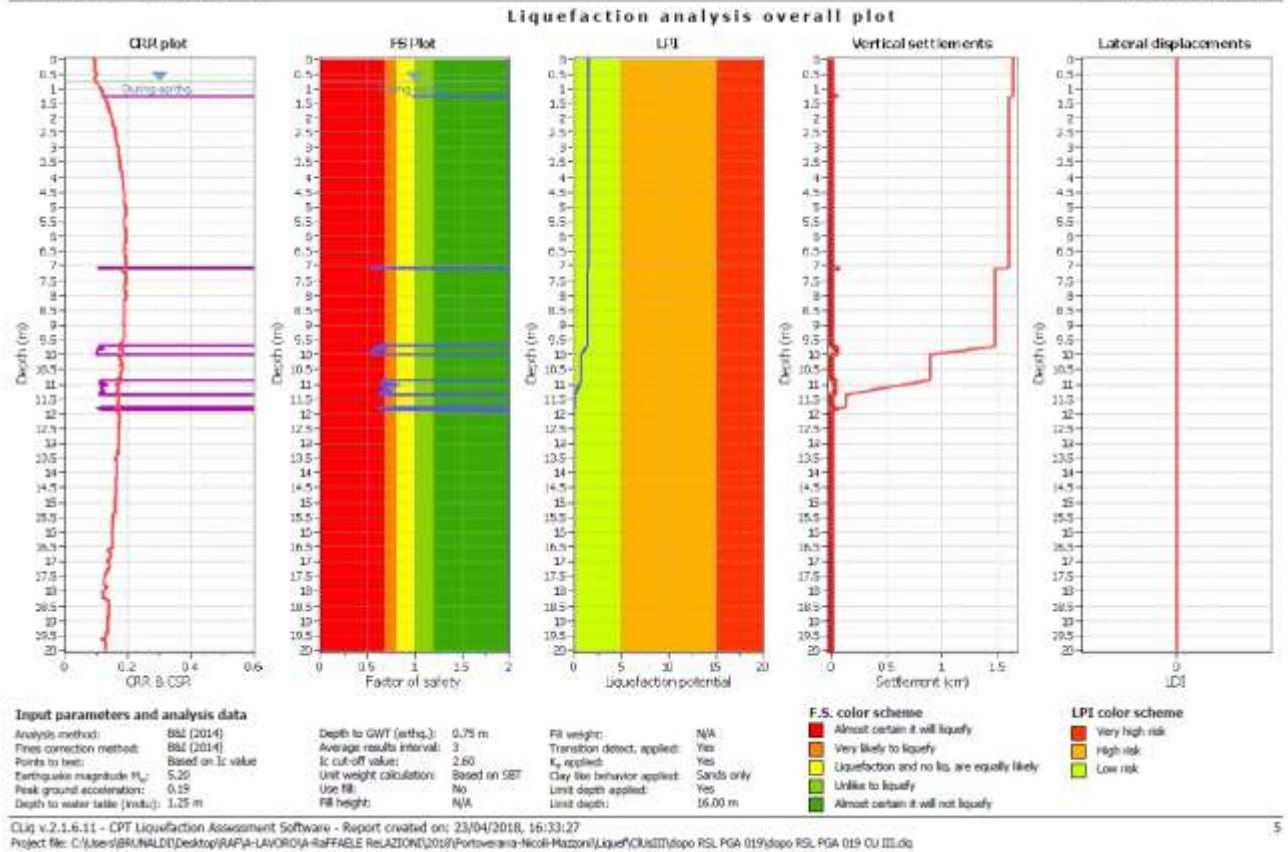


Fig. 13/7: Robertson & Wride, Mw= 5,20; S X ag/g= 0,19 g.

Circa i metodi semplificati (come quelli utilizzati in relazione) occorre ricordare che, al contrario della maggior parte dei metodi empirici, richiedono che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie e della magnitudo di riferimento. Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al

taglio mobilitabile nello strato (R) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (T). Cioè in pratica si avrà: $F_s = \frac{R}{T}$. Un

deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza F_s sarà minore di 1,00. R è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche, statiche. La grandezza T dipende invece dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto) e viene ricavata attraverso la

relazione: $T = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'}, r_d MSF$. dove:

a_{\max} = accelerazione sismica massima.

G = accelerazione di gravità = 980,7 cm/s².

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

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

r_d = coefficiente funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema:

$r_d = 1 - 0,00765z$ per $z \leq 9,15$ m.

$r_d = 1,174 - 0,0267z$ per $9,15 < z \leq 23$ m.

$r_d = 0,774 - 0,008z$ per $23 < z \leq 30$ m.

$r_d = 0,5$ per $z > 30$ m.

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma, ricavabile con la relazione:

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} \text{ se } M \leq 7,5 \text{ o con la formula } MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \text{ se } M > 7,5$$

Il Calcolo della resistenza al taglio mobilitata (R), tramite Il metodo di Robertson & Wride che permette di correlare la resistenza al taglio mobilitata nel terreno con i risultati delle prove penetrometriche statiche (C.P.T.) avviene secondo le due seguenti equazioni:

$$R = 0.883 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \text{ per } (q_{c1n})_{cs} < 50; R = 93 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \text{ per } 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160$$

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

specifico normalizzati con le relazioni: $Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'}$ e $F = 100 \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}}$.

dove:

q_c (kg/cm²) = resistenza alla punta determinata dalla prova C.P.T.

f_s (kg/cm²) = attrito laterale specifico determinato dalla prova C.P.T.

σ_{v0} (kg/cm²) = pressione verticale totale

σ_{v0}' (kg/cm²) = pressione verticale efficace

Si calcola l'indice di tipo dello strato sabbioso con la formula: $Ic = \sqrt{(Log_{10} F + 1.22)^2 + (Log_{10} Q - 3.47)^2}$

Si applica una correzione che tenga conto dell'approfondimento della prova: $q_{c1n} = C_Q q_c$ dove $C_Q = \left(\frac{1}{\sigma_{v0}'} \right)^n$

L'esponente n viene valutato come segue: se $Ic > 2,6$ allora $n = 1$; se $Ic \leq 2,6$ si calcola un primo valore di q_{c1n} , utilizzando

$n = 0,5$; quindi si ricalcola Ic con la relazione: $Ic = \sqrt{(Log_{10} F + 1.22)^2 + (Log_{10} q_{c1n} - 3.47)^2}$.

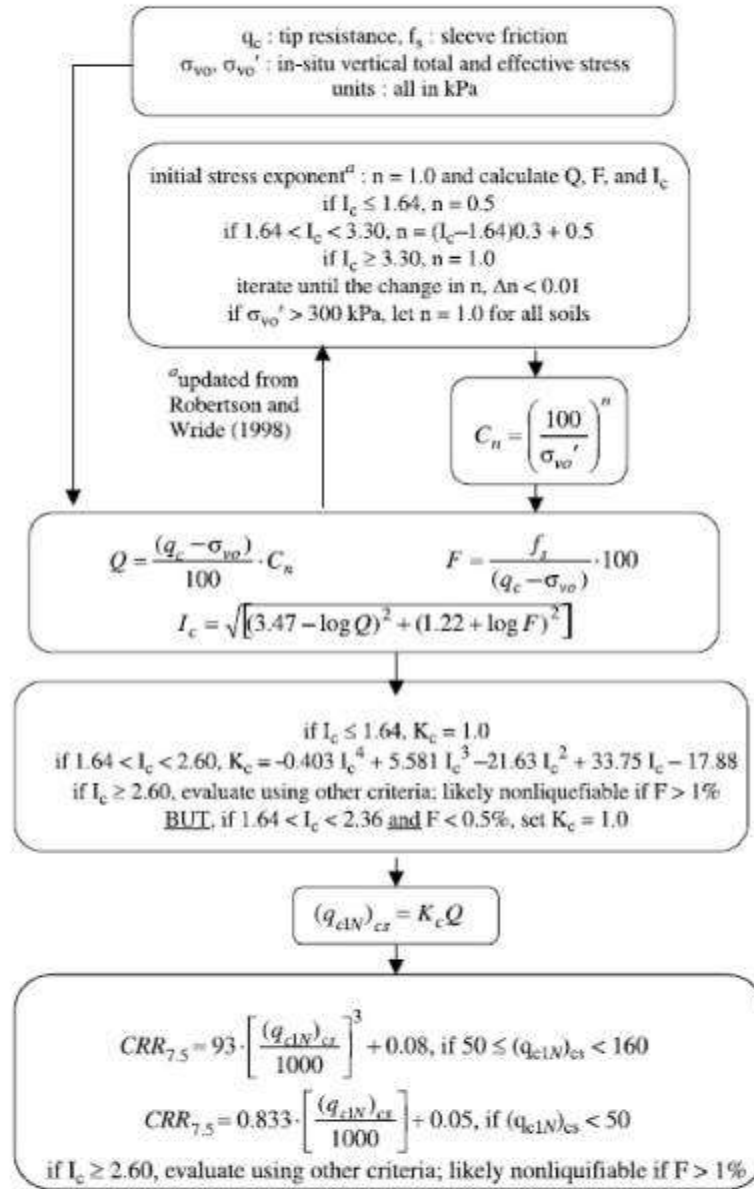
se il nuovo valore di Ic è ancora minore di 2,6 si conferma il valore $n = 0,5$, altrimenti si ricalcola q_{c1n} , utilizzando $n = 0,75$; se $q_{c1n} > 2q_c$ si pone $q_{c1n} = 2q_c$. Si introduce la correzione dovuta alla presenza di fine nel livello sabbioso:

$(q_{c1n})_{cs} = K_c q_{c1n}$, dove K_c è uguale a 1, se $Ic \leq 1.64$, ed è fornito dalla relazione:

$K_c = -0.403 Ic^4 + 5.581 Ic^3 - 21.63 Ic^2 + 33.75 Ic - 17.88$, in caso contrario. Il metodo verrà illustrato anche di seguito.

Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance, NCEER (1998)

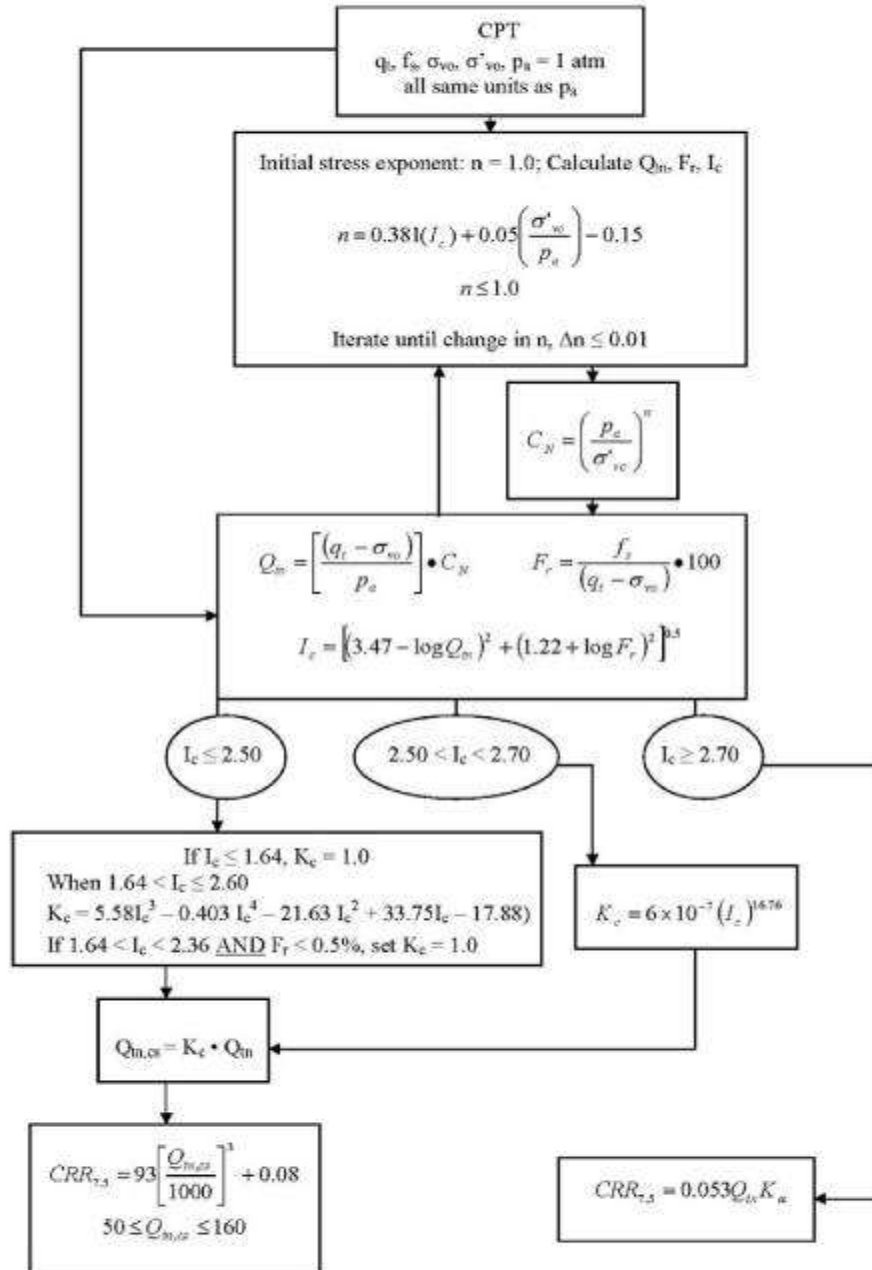
Calculation of soil resistance against liquefaction is performed according to the Robertson & Wride (1998) procedure. The procedure used in the software, slightly differs from the one originally published in NCEER-97-0022 (Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils). The revised procedure is presented below in the form of a flowchart¹:



¹ "Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground", G. Zhang, P.K. Robertson, and R.W.I. Brachman

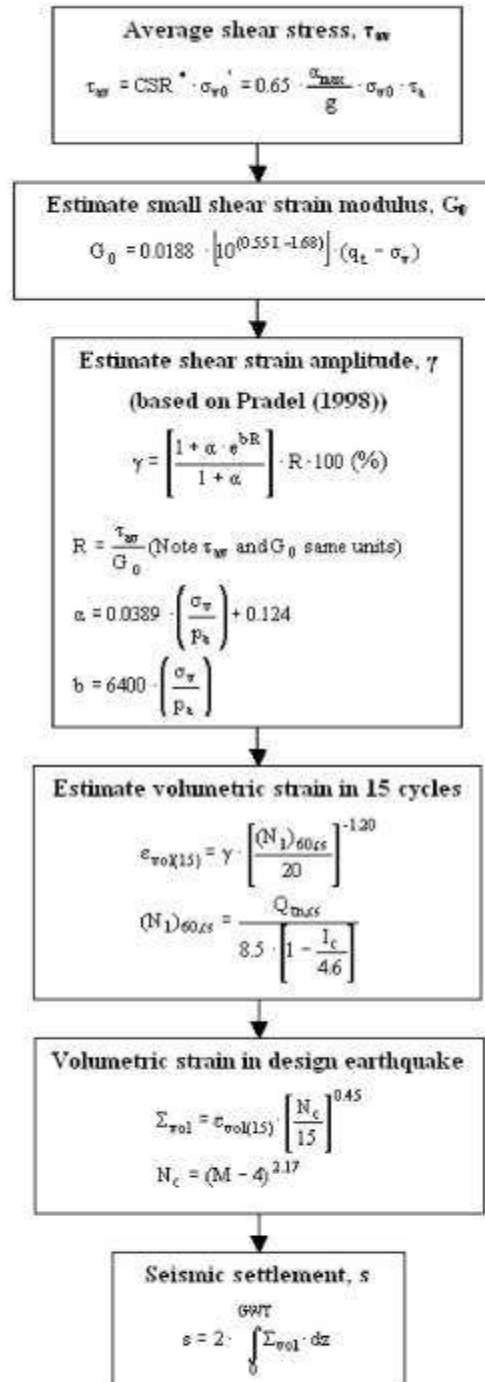
Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance (all soils) - Robertson (2010)

Calculation of soil resistance against liquefaction is performed according to the Robertson & Wride (1998) procedure. This procedure used in the software, slightly differs from the one originally published in NCEER-97-0022 (Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils). The revised procedure is presented below in the form of a flowchart¹:



¹ P.K. Robertson, 2009. "Performance based earthquake design using the CPT", Keynote Lecture, International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering – from case history to practice, IS-Tokyo, June 2009

Procedure for the estimation of seismic induced settlements in dry sands



Robertson, P.K. and Lisheng, S., 2010, "Estimation of seismic compression in dry soils using the CPT" FIFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON RECENT ADVANCES IN GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS, Symposium in honor of professor I. M. Idriss, San Diego, CA

Liquefaction Potential Index (LPI) calculation procedure

Calculation of the Liquefaction Potential Index (LPI) is used to interpret the liquefaction assessment calculations in terms of severity over depth. The calculation procedure is based on the methodology developed by Iwasaki (1982) and is adopted by AFPS.

To estimate the severity of liquefaction extent at a given site, LPI is calculated based on the following equation:

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

where:

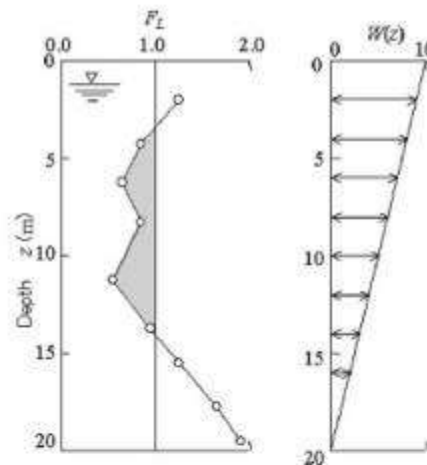
$F_L = 1 - F.S.$ when F.S. less than 1

$F_L = 0$ when F.S. greater than 1

z depth of measurement in meters

Values of LPI range between zero (0) when no test point is characterized as liquefiable and 100 when all points are characterized as susceptible to liquefaction. Iwasaki proposed four (4) discrete categories based on the numeric value of LPI:

- $LPI = 0$: Liquefaction risk is very low
- $0 < LPI \leq 5$: Liquefaction risk is low
- $5 < LPI \leq 15$: Liquefaction risk is high
- $LPI > 15$: Liquefaction risk is very high



Graphical presentation of the LPI calculation procedure

References

- Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J.M. 1997. Cone penetration testing in geotechnical practice, E & FN Spon Routledge, 352 p, ISBN 0-7514-0393-8.
- Boulanger, R.W. and Idriss, I. M., 2007. Evaluation of Cyclic Softening in Silts and Clays. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering June, Vol. 133, No. 6 pp 641-652
- Robertson, P.K. and Cabal, K.L., 2007, Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. Available at no cost at <http://www.geologismiki.gr/>
- Robertson, P.K. 1990. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 27 (1), 151-8.
- Robertson, P.K. and Wride, C.E., 1998, Cyclic Liquefaction and Its Evaluation based on the CPT Canadian Geotechnical Journal, 1998, Vol. 35, August.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R., and Stokoe, K.H., Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, October, pp 817-833
- Zhang, G., Robertson, P.K., Brachman, R., 2002, Estimating Liquefaction Induced Ground Settlements from the CPT, Canadian Geotechnical Journal, 39: pp 1168-1180
- Zhang, G., Robertson, P.K., Brachman, R., 2004, Estimating Liquefaction Induced Lateral Displacements using the SPT and CPT, ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, No. 8, 861-871
- Pradel, D., 1998, Procedure to Evaluate Earthquake-Induced Settlements in Dry Sandy Soils, ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 4, 364-368
- Iwasaki, T., 1986, Soil liquefaction studies in Japan: state-of-the-art, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 1, 2-70
- P.K. Robertson, 2009, Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Canadian Geotechnical Journal, Vol. 46, No. 11, pp 1337-1355
- P.K. Robertson, 2009, "Performance based earthquake design using the CPT", Keynote Lecture, International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering - from case history to practice, IS-Tokyo, June 2009
- Robertson, P.K. and Lisheng, S., 2010, "Estimation of seismic compression in dry soils using the CPT" FIFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON RECENT ADVANCES IN GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS, *Symposium in honor of professor I. M. Idriss*, SAN diego, CA
- R. E. S. Moss, R. B. Seed, R. E. Kayen, J. P. Stewart, A. Der Kiureghian, K. O. Cetin, CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental

Figg. 13/8: illustrazione dei metodi di calcolo utilizzati.

8.4 Considerazione finali in merito al fenomeno co- sismico da liquefazione:

Si vuole attentamente considerare che il Rischio complessivo deriva (secondo quanto universalmente accettato, per esempio nelle nozioni di Protezione Civile) dalla seguente equazione:

R= P X V X E, dove:

R= Rischio;

P= Pericolo o Pericolosità;

V= Vulnerabilità;

E= Esposizione.

La **Pericolosità** ovvero il **Pericolo** è legato al fenomeno, nel caso in questione al fenomeno co-sismico derivante dalla liquefazione degli orizzonti saturi granulari localmente rilevati, e per il caso in esame, come visto è Basso.

La **Vulnerabilità** è connessa alle caratteristiche delle strutture e può essere controllata, nel senso che si può agire sulle fondazioni e sulle strutture in elevazione in modo tale che subiscano il minor danno possibile qualora l'evento (liquefazione) avvenga. L'**Esposizione** dipende dagli oggetti (e/o dal loro valore) e dalle vite umane contenute dagli edifici.

Evidentemente qualsiasi termine dell'equazione può modificare enormemente il risultato complessivo avvicinando o meno questo risultato a termini che possano essere ritenuti (o meno) accettabili. Ciò però non è nelle possibilità (oneri) dello scrivente. Starà alla Committenza e/o ai Progettisti valutare il Rischio complessivo. Si osservi che anche la Pericolosità locale (connessa al fenomeno) può essere, anche ulteriormente ridotta (se i Progettisti/la Committenza lo dovessero ritenere necessario). Si può ad esempio operare sui terreni granulari di fondazione potenzialmente liquefacibili. La già citata Delibera Regionale e le pratiche discendenti dalle esperienze di ricostruzione del post sisma dell'Emilia del 2012 presentano metodi di intervento che consentono di operare in tal senso con risultati che possono essere considerati apprezzabili. Ad esempio si possono realizzare compattazioni dei terreni, si possono realizzare fondazioni profonde (pali), si possono eseguire/realizzare apposite iniezioni e/o drenaggi. Ogni eventuale intervento dovrà essere attentamente ed appositamente pensato, progettato, realizzato ed anche, molto importante, testato. Si consideri infatti che esperienze ve ne sono ma la casistica ancora non consente una progettazione scevra dal testare le performances degli interventi realizzati.

Resta poi, soprattutto da capire cosa si intenda, in Pianura Padana per "rischio" (in senso lato e diverso da quello sopra riportato- Rischio- e per riferirsi a ciò, più correttamente da sostituire col termine Pericolo/Pericolosità) da liquefazione, occorre tornare alle basi delle premesse di applicabilità dei metodi di indagine, questi traggono origine da situazioni 1D o 2D dove

sostanzialmente un letto sabbioso molto esteso è confinato verso l'alto da depositi argillosi o comunque non liquefacibili. In tali situazioni il “rischio”/Pericolo è insito in cedimenti che possono essere molto rilevanti, in relazione alle spessori dei depositi ed ai meccanismi di veicolazione laterale nelle sabbie e non confinati da “accidenti” stratigrafici quali brusche terminazioni frangiate verso le argille; la bibliografia tecnica di riferimento riporta episodi drammatici di perdite di piano o di tilting (rigido, in dipendenza delle caratteristiche degli edifici) di interi edifici. Durante l'evento sismico dell'Emilia del 2012 non si è registrato niente di tutto ciò, si è invece assistito a fuoriuscite di liquidi costituiti da sabbie ed acqua, da pozzi o da fratture nel terreno che hanno intasato vani più o meno interrati e/o riempito superfici varie, anche con fenomeni di risalita fluida particolarmente difficili da spiegare. Relativamente ai cedimenti, anche nei luoghi di maggior evidenza del fenomeno (San Carlo, Sant'Agostino ecc.) non si è assistito a cedimenti particolari, se non in casi particolari. In sostanza cedimenti centimetrici e/o cedimenti differenziali particolari hanno interessato solamente pochi edifici. Se il “rischio”/Pericolo dovesse ricondursi solamente alla messa in posto di qualche metro cubo di sabbia e/o altri fluidi occorrerà considerare una adeguata protezione anche nei confronti degli oggetti e degli impianti tecnologici che saranno ospitati nei vari edifici da realizzarsi e/o di quant'altro contenuto e passibile di danneggiamento.

Oltre a quanto già considerato, si prescrive di non realizzare alcun pozzo freatico e/o artesiano negli immediati pressi dell'area in esame. Purtroppo allo stato attuale delle conoscenze non si ha la possibilità di prevedere l'insorgenza di aperture nei terreni (dalle quali come detto possono sgorgare fluidi derivanti da liquefazione).

9. VIA BONACCIOLA

Il progetto complessivo prevede la realizzazione di alcune piazzole di by-pass per i camion da e per il centro di produzione dei fertilizzanti, lungo la viabilità d'accesso: Via Bonacciola. La realizzazione di tali piazzole avverrà tramite allargamento della sede stradale/della banchina. In corrispondenza dei punti di allargamento si sono realizzate indagini penetrometriche statiche C.P.T. (ubicato come di seguito), lo scopo di tali indagini è di individuare i carichi sopportabili dai terreni di fondazione. Per la realizzazione della sovrastruttura occorrerà un'apposita progettazione del “pacchetto” del rilevato. Sarà in seguito opportuno verificare le performances ottenute, tramite l'esecuzione di apposite prove di carico su piastra.



Fig. 14/1: Ubicazione a Scala Libera su orto- foto tratta da Google Earth (C) dei punti di ubicazione delle C.P.T. 1, 2 e 3 (da Est ad Ovest). Si osservi come buona parte di Via Bonacciola ricalchi un evidente paleo corpo divagativo.

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
tel. e fax: 0532852858 cell.: 3355373693 e-mail: rabugeo@libero.it

Riferimento: 441-18

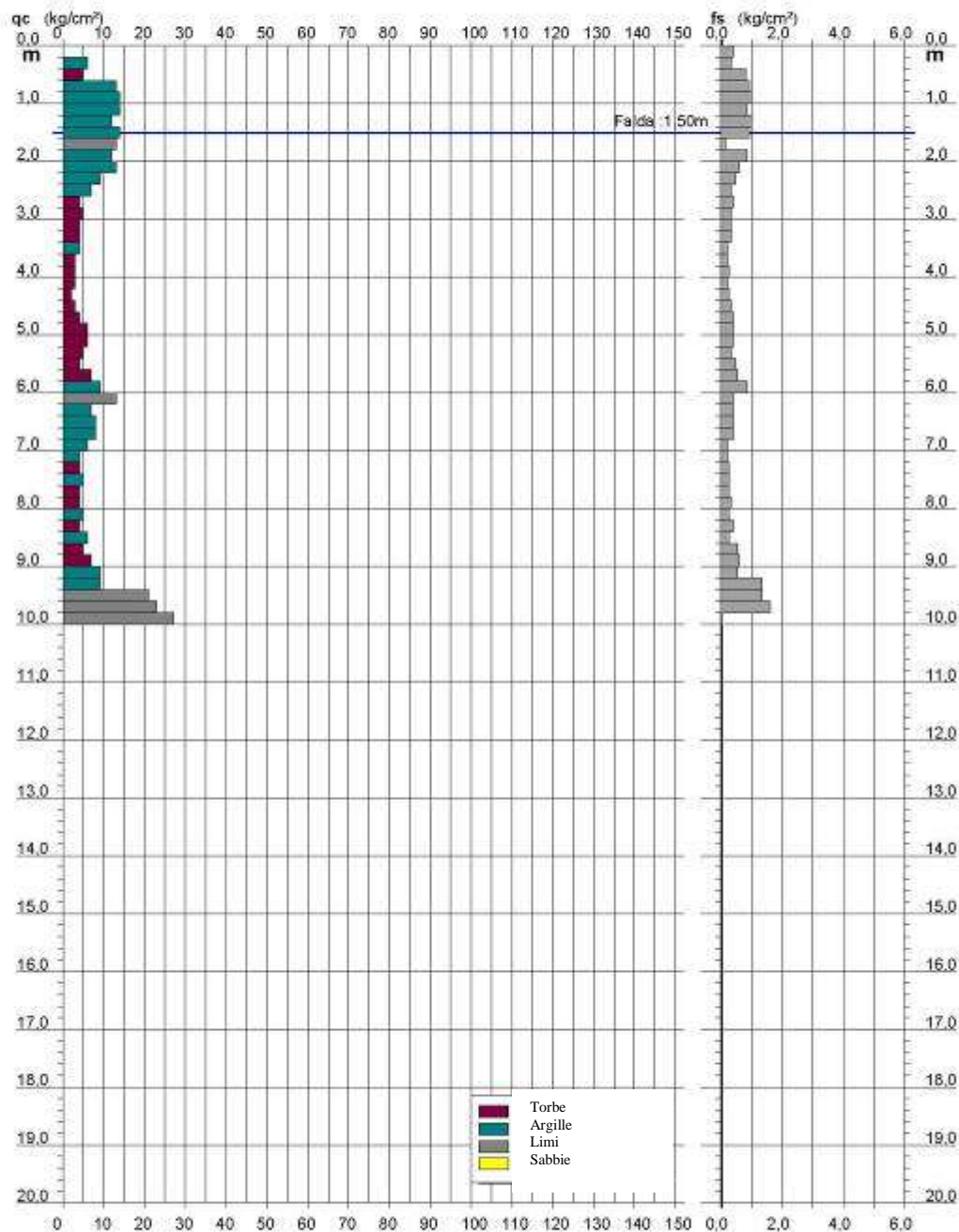
**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 1

2.0105-001

- committente : CAA NICOLI
- lavoro : Ampliamento strada
- località : Portoverrara
- assist. cantiere :

- data : 05/04/2017
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : 1,50 da quota inizio



Software by: Dr.D. Merini - 0425/940820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)

tel. e fax: 0532852858 cell.: 3355373693 e-mail: rabugeo@libero.it

Riferimento: 441-18

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI**

CPT 1

2.0105-001

- committente : CAA NICOLI
- lavoro : Ampliamento strada
- località : Portoverrara
- assist. cantiere :

- data : 05/04/2017
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : 1,50 da quota inizio

NATURA COESIVA										NATURA GRANULARE												
Prof. m.	q _p kg/cm²	q _{0.15} (-)	Natura Litol.	V _r m/s	γ _{so} kg/cm³	C _u kg/cm²	OCR (-)	Eu50 kg/cm²	Eu25 kg/cm²	Mo kg/cm²	Dr %	α _{1s} (°)	α _{2s} (°)	α _{3s} (°)	α _{4s} (°)	α _{dm} (°)	α _{my} (°)	Amaz/g (-)	E50 kg/cm²	E25 kg/cm²	Mo kg/cm²	
0.20	—	—	727	1.85	0.04	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.40	6	18	200	1.85	0.07	0.30	38.1	51	77	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.60	5	6	1***	1.85	0.11	0.25	17.3	10	15	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.80	13	14	200	1.85	0.15	0.80	38.5	103	154	47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.00	14	14	200	1.85	0.19	0.64	29.4	108	162	48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.20	14	16	200	1.85	0.22	0.64	23.4	108	162	48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.40	12	12	200	1.85	0.26	0.57	16.9	97	146	45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.60	14	15	200	0.94	0.28	0.64	17.7	103	162	48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.80	13	97	477	0.88	0.30	0.60	15.4	103	154	47	32	32	35	38	41	32	26	0.001	22	33	38	
2.00	12	14	200	0.92	0.31	0.57	13.3	97	148	45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.20	13	22	200	0.93	0.33	0.60	13.3	103	154	47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.40	9	19	200	0.88	0.36	0.45	8.8	93	124	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.60	7	21	200	0.84	0.37	0.35	5.9	97	146	32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.80	4	10	1***	0.48	0.38	0.20	3.9	21	31	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.00	5	15	1***	0.46	0.39	0.25	3.7	20	34	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.20	4	12	1***	0.48	0.39	0.20	2.7	21	32	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.40	4	12	1***	0.48	0.40	0.20	2.6	22	33	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.60	4	20	200	0.78	0.42	0.20	2.5	106	159	20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.80	3	15	1***	0.46	0.43	0.15	1.7	19	28	5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.00	3	11	1***	0.48	0.44	0.15	1.05	19	29	5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.20	3	15	1***	0.46	0.45	0.15	1.6	19	28	5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.40	3	7	1***	0.46	0.46	0.10	0.9	13	20	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.60	3	9	1***	0.48	0.47	0.15	1.5	19	28	5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.80	4	10	1***	0.48	0.47	0.20	2.1	24	35	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.00	6	15	1***	0.48	0.48	0.30	3.5	26	39	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.20	6	15	1***	0.46	0.49	0.30	3.4	27	40	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.40	6	15	1***	0.46	0.50	0.25	2.6	27	41	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.60	4	9	1***	0.46	0.51	0.20	1.9	24	36	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.80	7	13	1***	0.48	0.52	0.35	3.8	27	40	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6.00	8	10	200	0.88	0.54	0.45	5.0	148	223	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6.20	13	32	477	0.88	0.56	0.60	7.0	140	209	47	16	30	35	38	39	29	26	0.031	22	33	39	
6.40	7	17	200	0.84	0.57	0.35	3.4	161	241	32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6.60	8	20	200	0.86	0.59	0.40	3.9	166	248	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6.80	8	20	200	0.85	0.61	0.40	3.7	171	257	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7.00	8	30	477	0.82	0.62	0.30	2.5	159	238	29	—	28	31	35	38	26	26	—	10	15	18	
7.20	4	20	200	0.78	0.64	0.20	1.5	117	175	20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7.40	4	15	1***	0.48	0.65	0.20	1.4	25	38	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7.60	5	19	200	0.80	0.66	0.25	1.9	142	213	25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7.80	4	15	1***	0.46	0.67	0.20	1.4	25	38	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.00	4	12	1***	0.46	0.68	0.20	1.4	25	38	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.20	5	19	200	0.80	0.70	0.25	1.7	143	215	25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.40	4	10	1***	0.46	0.71	0.20	1.3	25	38	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.60	6	22	200	0.82	0.72	0.30	2.1	167	250	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.80	5	9	1***	0.46	0.73	0.25	1.6	31	47	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9.00	7	12	1***	0.48	0.74	0.35	2.5	39	59	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9.20	9	17	200	0.88	0.76	0.45	3.3	212	318	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9.40	9	7	200	0.88	0.78	0.45	3.2	216	324	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9.60	23	16	477	0.93	0.80	0.82	6.5	205	307	63	24	31	34	37	40	39	27	0.045	35	53	63	
9.80	23	14	477	0.94	0.81	0.87	6.8	207	310	69	26	32	34	37	40	39	28	0.051	38	58	69	
10.00	27	—	477	0.95	0.83	0.95	7.4	205	306	51	31	32	35	38	41	35	28	0.061	45	68	81	

Software by Dr.D. Martin - 0425840820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig. 14/2: moduli di restituzione dell'indagine C.P.T. 1.

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
tel. e fax: 0532852858 cell.: 3355373693 e-mail: rabugeo@libero.it

Riferimento: 441-18

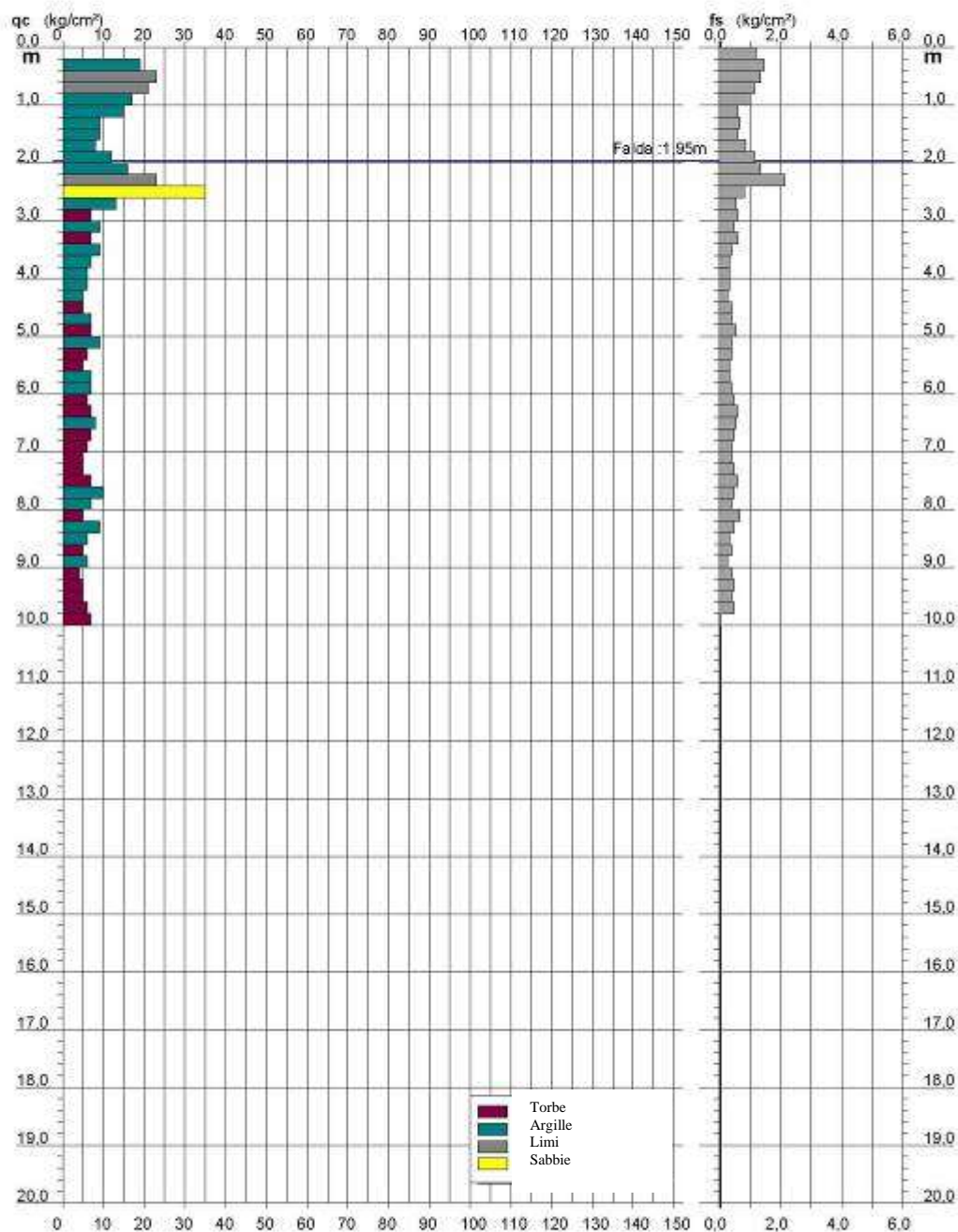
**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 2

2.0105-001

- committente : CAA NICOLI
- lavoro : Ampliamento strada
- località : Portoverrara
- assist. cantiere :

- data : 05/04/2017
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : 1,95 da quota inizio



Software by: Dr.D. Merini - 0425/940820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)

tel. e fax: 0532852858 cell.: 3355373693 e-mail: rbruggeo@libero.it

Riferimento: 441-18

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI**

CPT 2

2.0105-001

- committente : CAA NICOLI
- lavoro : Ampliamento strada
- località : Portoverrara
- assist. cantiere :

- data : 05/04/2017
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : 1,95 da quota inizio

NATURA COESIVA											NATURA GRANULARE										
Prof. m.	q _p kg/cm ²	q _{0.15} (-)	Natura Litol.	V _r m/s	σ _{vo} kg/cm ²	Cu kg/cm ²	OCR (-)	Eu50 kg/cm ²	Eu25 kg/cm ²	M ₀ kg/cm ²	Dr %	a1s (°)	a2s (°)	a3s (°)	a4s (°)	adm (°)	amy (°)	Amaz/g (-)	E50 kg/cm ²	E25 kg/cm ²	M ₀ kg/cm ²
0.20	—	—	777	1.85	0.04	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.40	19	13	20W	1.85	0.07	0.78	99.9	132	198	58	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.60	23	17	47/	1.85	0.11	0.87	92.1	148	221	68	75	39	40	42	44	40	28	0.175	38	58	68
0.80	21	19	47/	1.85	0.15	0.82	53.7	140	210	63	85	37	39	41	43	39	27	0.144	35	53	63
1.00	17	17	20W	1.85	0.19	0.72	34.5	123	184	54	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.20	15	25	20W	1.85	0.22	0.67	24.8	113	170	50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.40	9	13	20W	1.85	0.26	0.45	12.5	77	115	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.60	9	15	20W	1.85	0.30	0.45	10.6	77	115	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.80	8	9	20W	1.85	0.33	0.40	7.9	80	120	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.00	13	11	20W	0.92	0.35	0.57	11.5	97	148	45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.20	16	12	20W	0.96	0.37	0.70	13.8	118	177	52	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.40	23	11	47/	0.94	0.39	0.97	17.1	148	221	68	44	34	37	39	42	34	28	0.190	38	58	68
2.60	35	44	3---	0.89	0.41	—	—	—	—	—	58	38	38	40	43	36	29	0.125	58	88	105
2.80	13	34	20W	0.93	0.43	0.60	9.7	103	155	47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.00	7	12	1---	0.46	0.43	0.35	4.8	22	33	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.20	8	19	20W	0.88	0.45	0.45	6.2	119	177	50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.40	7	12	1---	0.48	0.46	0.35	4.4	23	35	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.60	9	22	20W	0.88	0.48	0.45	5.8	128	192	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.80	7	21	20W	0.84	0.50	0.35	4.1	138	208	32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.00	6	18	20W	0.82	0.51	0.30	3.2	143	214	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.20	6	18	20W	0.82	0.58	0.30	3.1	146	219	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.40	5	19	20W	0.80	0.54	0.25	2.4	135	202	25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.60	5	12	1---	0.48	0.55	0.25	2.3	29	43	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.80	7	17	20W	0.84	0.57	0.35	3.4	161	241	32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.00	7	13	1---	0.48	0.58	0.35	3.2	32	48	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.20	9	22	20W	0.89	0.60	0.45	4.4	167	250	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.40	6	15	1---	0.48	0.61	0.30	2.6	33	49	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.60	5	15	1---	0.46	0.62	0.25	2.0	30	45	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.80	5	21	20W	0.84	0.83	0.35	3.0	173	259	30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6.00	7	17	20W	0.84	0.85	0.35	2.9	175	263	32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6.20	6	13	1---	0.48	0.86	0.30	2.3	34	51	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6.40	7	12	1---	0.46	0.67	0.35	2.8	37	55	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6.60	8	15	20W	0.88	0.69	0.40	3.2	191	280	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6.80	7	15	1---	0.48	0.69	0.35	2.7	38	57	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7.00	6	15	1---	0.48	0.70	0.30	2.3	35	53	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7.20	5	12	1---	0.46	0.71	0.25	1.7	31	47	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7.40	5	11	1---	0.46	0.72	0.25	1.7	31	47	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7.60	7	12	1---	0.46	0.73	0.35	2.5	39	58	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7.80	10	21	20W	0.90	0.75	0.50	3.8	211	317	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.00	7	17	20W	0.84	0.77	0.35	2.4	189	283	32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.20	5	7	1---	0.48	0.78	0.35	1.5	31	47	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.40	9	19	20W	0.88	0.79	0.45	3.1	219	328	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.60	6	18	20W	0.82	0.81	0.30	1.8	171	256	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.80	5	12	1---	0.46	0.82	0.25	1.4	32	48	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9.00	6	22	20W	0.82	0.83	0.30	1.7	172	258	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9.20	4	10	1---	0.46	0.84	0.20	1.0	20	39	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9.40	5	11	1---	0.46	0.85	0.25	1.4	32	48	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9.60	5	12	1---	0.46	0.86	0.25	1.3	32	48	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9.80	8	13	1---	0.48	0.87	0.30	1.7	37	58	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10.00	7	—	20W	0.84	0.89	0.35	2.0	197	295	32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Fig. 14/3: moduli di restituzione dell'indagine C.P.T. 2.

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
tel. e fax: 0532852858 cell.: 3355373693 e-mail: rabrugeo@libero.it

Riferimento: 441-18

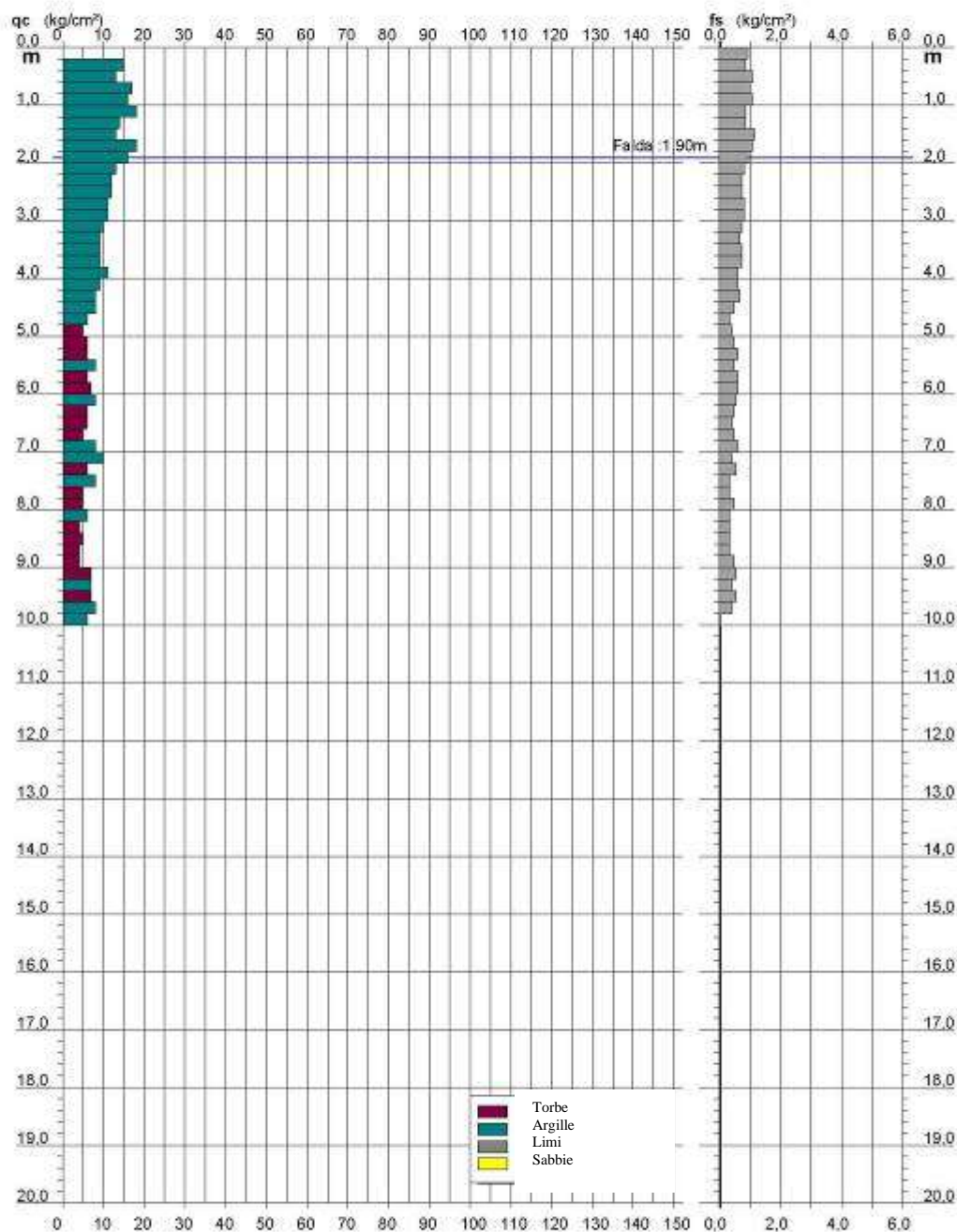
**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 3

2.0105-001

- committente : CAA NICOLI
- lavoro : Ampliamento strada
- località : Portoverrara
- assist. cantiere :

- data : 05/04/2017
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : 1,90 da quota inizio



Software by: Dr.D. Merin - 0425/940820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)

tel. e fax: 0532852858 cell.: 3355373693 e-mail: rbrugueo@libero.it

Riferimento: 441-18

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI**

CPT 3

2.0105-001

- committente : CAA NICOLI
- lavoro : Ampliamento strada
- località : Portoverrara
- assist. cantiere :

- data : 05/04/2017
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : 1,90 da quota inizio

NATURA COESIVA											NATURA GRANULARE											
Prof. m.	q _p kg/cm²	q _{pts} (-)	Natura Litol.	V ^r m/s	γ _{pro} kg/cm³	Cu kg/cm²	OCR (-)	Eu50 kg/cm²	Eu25 kg/cm²	Mo kg/cm²	Dr %	a1s (°)	a2s (°)	a3s (°)	a4s (°)	adm (°)	amy (°)	Amaz/g (-)	E50 kg/cm²	E25 kg/cm²	Mo kg/cm²	
0.20	—	—	—	777	1.85	0.04	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.40	15	17	20W	1.85	0.07	0.87	96.0	113	170	50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.60	13	12	20W	1.85	0.11	0.60	52.2	103	154	47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.80	17	17	20W	1.85	0.15	0.72	45.6	123	184	54	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.00	16	15	20W	1.85	0.19	0.70	32.9	118	177	52	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.20	18	21	20W	1.85	0.22	0.75	28.8	128	191	56	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.40	14	16	20W	1.85	0.26	0.64	19.3	108	162	49	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.60	13	11	20W	1.85	0.30	0.60	15.3	103	154	47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.80	18	17	20W	1.85	0.33	0.75	17.3	128	191	56	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.00	18	17	20W	0.98	0.35	0.70	14.7	118	177	52	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.20	13	16	20W	0.93	0.37	0.60	11.6	103	154	47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.40	12	16	20W	0.92	0.39	0.57	10.1	97	148	45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.60	12	16	20W	0.92	0.41	0.57	9.6	98	147	45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.80	11	14	20W	0.91	0.43	0.54	8.4	101	152	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.00	11	14	20W	0.91	0.44	0.54	8.0	107	160	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.20	10	14	20W	0.90	0.46	0.50	6.9	116	175	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.40	9	13	20W	0.88	0.48	0.45	5.8	128	192	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.60	9	12	20W	0.88	0.50	0.45	5.5	144	202	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.80	9	12	20W	0.88	0.51	0.45	5.3	141	211	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.00	11	18	20W	0.91	0.52	0.54	6.3	139	209	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.20	9	15	20W	0.88	0.55	0.45	4.9	152	229	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.40	8	12	20W	0.86	0.57	0.40	4.1	158	230	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.60	8	17	20W	0.86	0.59	0.40	3.9	164	246	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.80	8	18	20W	0.82	0.60	0.30	2.8	156	234	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.00	5	12	1***	0.46	0.61	0.25	2.1	30	45	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.20	6	12	1***	0.46	0.62	0.30	2.5	33	50	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.40	6	10	1***	0.46	0.63	0.30	2.5	33	50	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.60	8	17	20W	0.86	0.65	0.40	3.4	192	273	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.80	8	10	1***	0.46	0.66	0.30	2.4	34	51	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6.00	7	12	1***	0.46	0.66	0.35	2.8	37	56	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6.20	8	15	20W	0.88	0.68	0.40	3.2	100	285	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6.40	6	13	1***	0.46	0.69	0.30	2.2	35	52	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6.60	6	15	1***	0.46	0.70	0.30	2.2	35	53	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6.80	5	11	1***	0.46	0.71	0.25	1.7	31	46	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7.00	8	13	20W	0.88	0.73	0.40	3.0	198	297	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7.20	10	28	20W	0.90	0.74	0.50	3.8	210	314	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7.40	6	11	1***	0.46	0.75	0.30	2.0	36	54	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7.60	8	24	20W	0.89	0.77	0.40	2.8	205	307	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7.80	5	15	1***	0.46	0.78	0.25	1.5	32	47	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.00	5	11	1***	0.46	0.79	0.25	1.5	32	47	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.20	6	18	20W	0.82	0.81	0.30	1.8	171	258	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.40	4	12	1***	0.46	0.81	0.20	1.1	26	38	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.60	5	15	1***	0.46	0.82	0.25	1.4	32	48	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.80	4	12	1***	0.46	0.83	0.20	1.1	26	39	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9.00	4	9	1***	0.46	0.84	0.20	1.0	28	39	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9.20	7	13	1***	0.46	0.85	0.35	2.1	42	62	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9.40	7	17	20W	0.84	0.87	0.35	2.0	186	294	32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9.60	7	13	1***	0.46	0.88	0.35	2.0	42	63	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9.80	8	20	20W	0.88	0.89	0.40	2.3	217	328	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10.00	6	—	20W	0.82	0.91	0.30	1.6	174	261	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Software by Dr.D.Martin - 0425840820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig. 14/3: moduli di restituzione dell'indagine C.P.T. 3.

C.P.T. 1: Valori minimi, massimi, medi e VALORI CARATTERISTICI:

ORIZZONTE/STRATO	Profondità del tetto e del letto dello strato (in m da p.c.)	Dato: Cu in Kg/cm ² ; Φ in °	Dato: Mo in Kg/cm ² ;	γ medio in T/m ³
1: ARGILLE	p.c. 2.40	Cu compreso fra 0.25 e 0.64 Cu _{medio} = 0.53 Cu _K = 0.46	Mo compreso fra 8 e 48 Mo _{medio} = 41 Mo _K = 31	1.85 sino al livello della falda. 0.90 dal livello della falda. si ricorda che il livello della falda è variabile. Si veda l'apposito punto della Relazione di Modellazione Geologica
2: ARGILLE ORGANICHE/TORBOSE	2.40 9.40	Cu compreso fra 0.10 e 0.60 Cu _{medio} = 0.28 Cu _K = 0.25	Mo compreso fra 30 e 47 Mo _{medio} = 17 Mo _K = 13	0.50
3: ARGILLE, ARGILLE LIMOSE È presente sia la componente coesiva che la componente granulare.	9.40 Profondità massima di 10.00m.	Cu compreso fra 0.82 e 0.95 Cu _{medio} = 0.88 Cu _K = 0.82 Φ compreso fra 27 e 28 Φ _{medio} = 28 Φ _K = 27	Mo compreso fra 63 e 81 Mo _{medio} = 71 Mo _K = 63	0.90

Tab. 57: 5° Percentile di distribuzione della media, adottando il metodo conservativo di Angus per un volume di rottura grande e con una distribuzione lognormale. Da Zhou & Gao: "Confidence intervals for the log-normal mean", statistics in medicine, Vol. 16, 783-790 (1997).

C.P.T. 2: Valori minimi, massimi, medi e VALORI CARATTERISTICI:

ORIZZONTE/STRATO	Profondità del tetto e del letto dello strato (in m da p.c.)	Dato: Cu in Kg/cm ² ; Φ in °	Dato: Mo in Kg/cm ² ;	γ medio in T/m ³
1: ARGILLE, ARGILLE DEBOLMENTE LIMOSE Si tralascerà la modesta componente limosa.	p.c. 2.80	Cu compreso fra 0.40 e 0.87 Cu _{medio} = 0.66 Cu _K = 0.58	Mo compreso fra 35 e 105 Mo _{medio} = 56 Mo _K = 48	1.85 sino al livello della falda. 0.90 dal livello della falda. si ricorda che il livello della falda è variabile. Si veda l'apposito punto della Relazione di Modellazione Geologica
2: ARGILLE ORGANICHE/TORBOSE	2.80 Profondità massima di 10.00m.	Cu compreso fra 0.20 e 0.50 Cu _{medio} = 0.33 Cu _K = 0.31	Mo compreso fra 6 e 40 Mo _{medio} = 20 Mo _K = 16	0.80

Tab. 58: 5° Percentile di distribuzione della media, adottando il metodo conservativo di Angus per un volume di rottura grande e con una distribuzione lognormale. Da Zhou & Gao: "Confidence intervals for the log-normal mean", statistics in medicine, Vol. 16, 783-790 (1997).

C.P.T. 3: Valori minimi, massimi, medi e VALORI CARATTERISTICI:

ORIZZONTE/STRATO	Profondità del tetto e del letto dello strato (in m da p.c.)	Dato: Cu in Kg/cm ² ; Φ in °	Dato: Mo in Kg/cm ² ;	γ medio in T/m ³
1: ARGILLE	p.c. 2.20	Cu compreso fra 0.60 e 0.75 Cu _{medio} = 0.67 Cu _K = 0.64	Mo compreso fra 47 e 56 Mo _{medio} = 51 Mo _K = 49	1.85 sino al livello della falda. 0.94 dal livello della falda. si ricorda che il livello della falda è variabile. Si veda l'apposito punto della Relazione di Modellazione Geologica
2: ARGILLE	2.20 4.60	Cu compreso fra 0.40 e 0.57 Cu _{medio} = 0.49 Cu _K = 0.46	Mo compreso fra 35 e 45 Mo _{medio} = 40 Mo _K = 38	0.90
3: ARGILLE ORGANICHE/TORBOSE	4.60 Profondità massima di 10.00m.	Cu compreso fra 0.20 e 0.50 Cu _{medio} = 0.31 Cu _K = 0.29	Mo compreso fra 6 e 40 Mo _{medio} = 18 Mo _K = 14	0.60

Tab. 57: 5° Percentile di distribuzione della media, adottando il metodo conservativo di Angus per un volume di rottura grande e con una distribuzione lognormale. Da Zhou & Gao: "Confidence intervals for the log-normal mean", statistics in medicine, Vol. 16, 783-790 (1997).

In merito alla categoria di suolo sismico, per i terreni indagati dalle C.P.T. 1, 2 e 3 si suggerisce di riferirsi alla Cat. D (da DM/NTC, Tab. 3.2.II).

Argenta, lì 24/04/2018

Geologo Raffaele Brunaldi