



COMUNE DI PIEVE DI CENTO (BO)

oggetto intervento:

REALIZZAZIONE PALESTRA PER LA SCUOLA
PRIMARIA

Codice Intervento:

Tipologia Opere:

Progetto:

descrizione intervento:

firme soggetti responsabili:

Il Responsabile unico del procedimento:

Il geologo:



titolo elaborato:

RELAZIONE GEOLOGICA

n; tavola

scala

Directory di destin:

revisione elaborato

0	Novembre 2012				
N; Rev.	Data Rev.	Descrizione Revisione	Visto	Firma	Redazione grafica

Indice generale

1 Premessa.....	2
2 Principale normativa di riferimento.....	5
3 Metodo di lavoro.....	6
3.1 Studi di riferimento.....	6
3.2 Prove geognostiche e geofisiche di repertorio.....	6
3.3 Prove geognostiche e geofisiche integrative.....	7
4 Modellazione geologica.....	9
4.1 Geomorfologia e geologia.....	9
4.2 Idrogeologia e idraulica.....	11
5 Caratterizzazione geotecnica.....	14
6 Caratterizzazione sismica.....	20
6.1 Pericolosità sismica nazionale di riferimento.....	20
6.2 Micro Zonazione Sismica semplificata (DAL n.112/2007).....	21
6.3 Caratterizzazione sismica ai sensi delle NTC 2008.....	24
6.4 Approfondimenti sismici di “terzo livello”.....	27
6.4.1 Modellazione numerica della risposta sismica locale.....	27
6.4.2 Verifiche della liquefazione e dei cedimenti post-sisma.....	38

1 Premessa

In seguito al sisma del 29 maggio la palestra della scuola elementare è risultata inagibile e il Comune di Pieve di Cento ha ora la necessità di realizzare una nuova palestra a servizio delle attività scolastiche comunali e delle attività delle società sportive locali.

Per quanto detto, lo Studio scrivente è stato incaricato dall'Amministrazione Comunale di elaborare lo studio geologico finalizzato alla valutazione dell'edificabilità dell'area interessata dall'intervento. Occorre premettere che la previsione di una nuova palestra, impone la predisposizione di uno Studio Sismico di “terzo livello di approfondimento” ai sensi della DAL n.112/2007¹, mentre la progettazione esecutiva richiede una Relazione Geologica coerente anche con i contenuti imposti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti (NTC 2008).

In questo senso, viste anche le condizioni d'urgenza dell'intervento, lo scrivente ha elaborato uno studio geologico e sismico in grado di soddisfare tutti gli approfondimenti richiesti dalle citate normative. Il presente lavoro dunque fornisce:

- schema geologico, geomorfologico, idrogeologico e pericolosità idraulica dell'area interessata dal progetto;
- caratterizzazione sismica approfondita al “terzo livello”, come richiesto dalla DAL 112/2007 (modellazione numerica di risposta sismica locale; propensione alla liquefazione; cedimenti post sisma) e dalle NTC 2008 per il dimensionamento progettuale delle strutture di fondazione;
- caratterizzazione geotecnica dei sedimenti che costituiscono il “volume significativo” di sottosuolo;
- eventuali prescrizioni.

Le figure 1.1 e 1.2 riportano rispettivamente la localizzazione e uno stralcio planimetrico dell'area ove è prevista la realizzazione della palestra.

Lo studio è impostato anche in riferimento alle caratteristiche prestazionali richieste dalle NTC 2008 e cioè: tipo di costruzione 2; vita nominale $V_n \geq 50$ anni; classe d'uso IV.

La figura 1.3 riporta uno stralcio delle planimetrie preliminari di progetto.

¹Obbligatoria nelle aree in cui è prevista la realizzazione di opere di rilevate interesse pubblico



Figura 1.1 – Localizzazione sulla Carta Topografica RER al 25.000. L'area di studio è cerchiata rosso

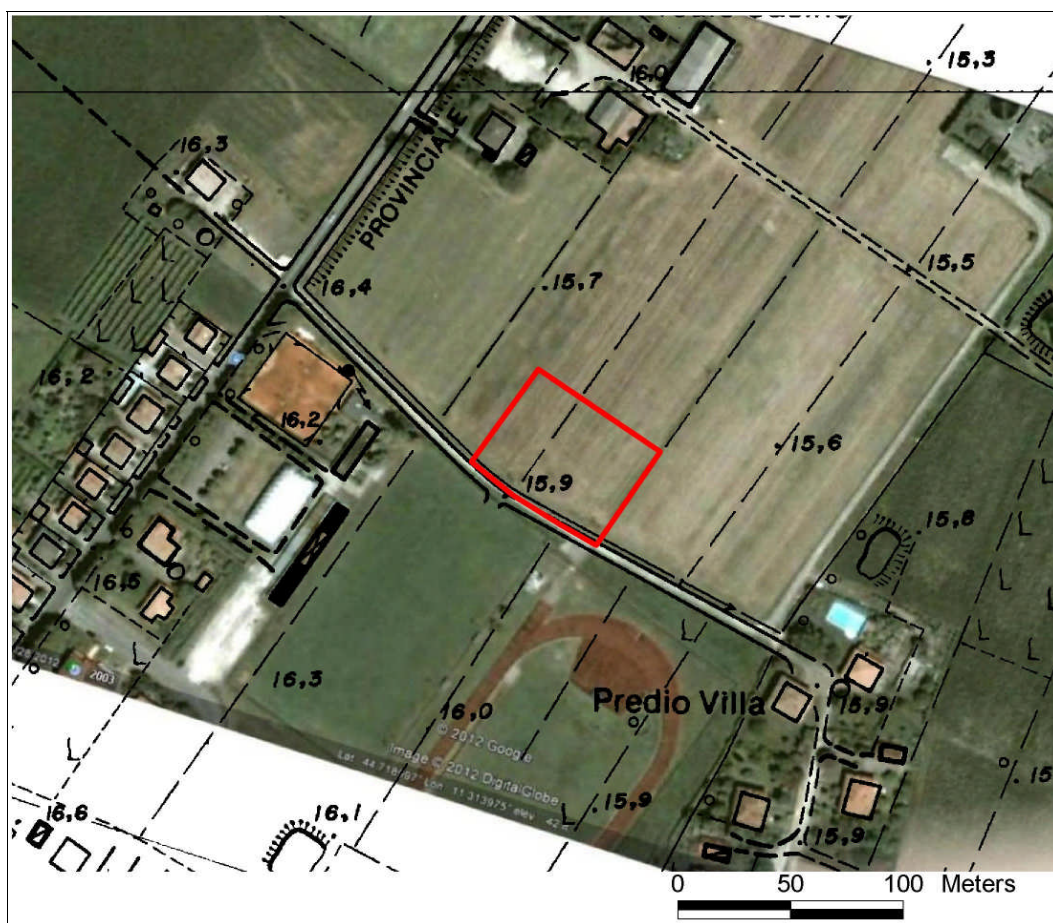


Figura 1.2 – Localizzazione sulla Carta Tecnica Regionale al 25.000. Il perimetro dell'area di studio è riportato in rosso

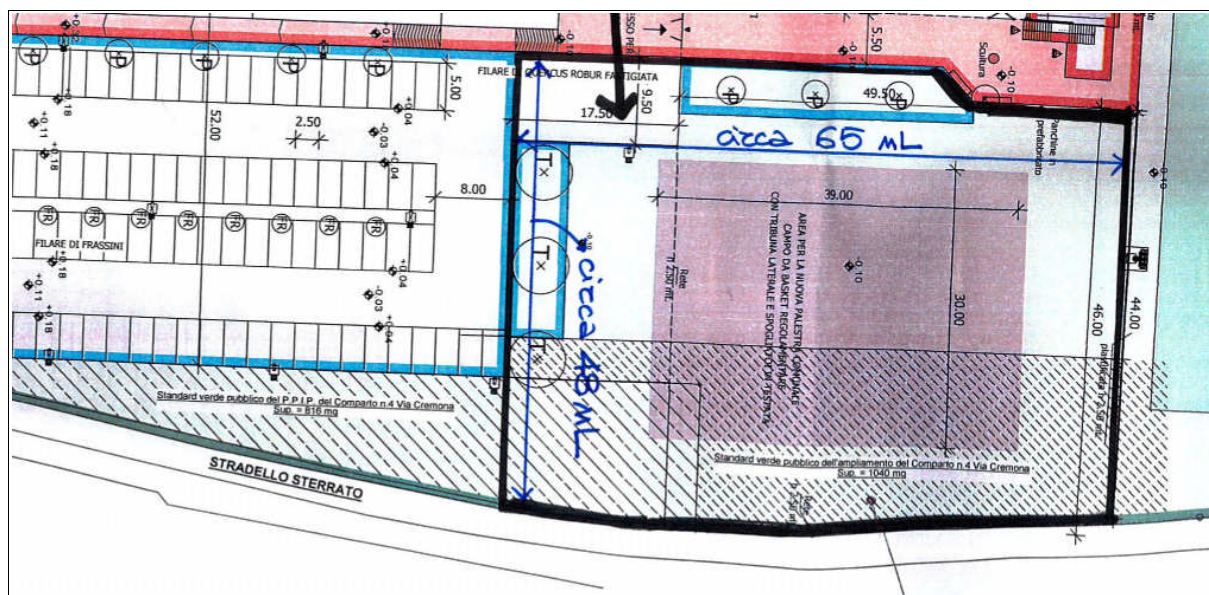


Figura 1.3 – Stralcio planimetria di progetto preliminare

2 Principale normativa di riferimento

- *Delibera RER 112/2007*
Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia_Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica
- *Decreto Ministeriale 14.01.2008*
Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
- *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*
Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- *Eurocodice 8 (1998)*
Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture
Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- *Eurocodice 7.1 (1997)*
Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI
- *Eurocodice 7.2 (2002)*
Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- *Eurocodice 7.3 (2002)*
Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI
- *Decreto Ministeriale 11.03.1988*
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione

3 Metodo di lavoro

Il lavoro analitico svolto è impostato riferendosi a studi e prove geognostiche e geofisiche di repertorio e a prove geognostiche e geofisiche integrative, eseguite nell'area di previsto sedime della palestra.

3.1 Studi di riferimento

Per il contesto geologico, geomorfologico e idrogeologico locale → ci si è riferiti alle informazioni contenute nel Quadro Conoscitivo al PSC in forma associata (Comuni delle associazioni “Reno-Galliera” e “Terre di Pianura”), ed in particolare alla <<Tavola AC 1.1b - Carta litologico-morfologica>> (scala 1:25000) ed alla <<Tavola AC.1.2b – Carta idrogeologica” (scala 1:25000), elaborate dallo Studio Viel nel 2003;

Per il contesto di pericolosità idraulica → si è consultato il Piano Stralcio (PSAI) per il bacino del Reno e, inoltre, si sono consultati i dati relativi agli episodi storici di esondazione raccolti dalla Protezione Civile dell'Emilia-Romagna relativi agli allagamenti minori in pianura;

Per il contesto sismico locale → il riferimento per questo lavoro è lo studio di Micro Zonazione Sismica di “secondo livello” dei comparti di progetto e dell'urbanizzato consolidato, elaborato ad integrazione del PSC di Pieve di Cento (Studio Viel & Sangiorgi, 2008) ai sensi della delibera RER 112/2007; ci si è inoltre riferiti ai dati di pericolosità sismica forniti dall'INGV e pubblicati anche nel sito <http://esse1.mi.ingv.it/>, basati sulla più recente revisione della macrozonazione sismogenica del territorio nazionale;

3.2 Prove geognostiche e geofisiche di repertorio

B/D geognostica SGSS della Regione Emilia-Romagna → terebrazioni pubblicate nel <<sito delle sezioni geologiche e sondaggi della pianura emiliano-romagnola>> a cura del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli (SGSS) della RER in particolare:

- pozzi AGIP “San Pietro in Casale 013” e “Poggetto 01”
- sondaggi RER “220080p508”, “203090P509x”
- penetrometrie elettriche con piezocono “202080U506”; “202080U503” “203050U506”.

Indagini geofisiche espletate per lo studio di MZS del Comune di Pieve di Cento (Studio Viel & Sangiorgi, 2008) → in adiacenza all'area di studio è stata eseguita una prova MASW per la stima delle velocità delle onde sismiche di taglio Vs.

3.3 Prove geognostiche e geofisiche integrative

Prove penetrometriche CPTU → sono state eseguite quattro prove penetrometriche statiche elettriche con piezocono spinte fino a:

CPTU1 e CPTU2 → -20 metri dal piano campagna (p.c.)

CPTU3 e CPTU4 → -15 metri dal p.c.

Le terebrazioni sono state realizzate con un penetrometro dotato di spinta da 200 kN, montato su mezzo semovente cingolato con ancoraggi laterali per incrementare il contrasto durante la penetrazione profonda (foto 3.1). La punta elettrica utilizzata, dotata anche di cella piezometrica presenta caratteristiche standard e la speciale attrezzatura utilizzata permette l'acquisizione dei dati ogni cm di avanzamento attraverso lettura diretta delle resistenze. I dati di penetrazione (Q_c , f_s) sono stati elaborati per la stima automatica dei principali parametri meccanici fondamentali (vedi grafica in appendice): quota di falda locale, resistenza alla punta normalizzata (Q_{c1n}), I_c , D.R., ϕ' , c_u , OCR, Modulo Edometrico.

Indagini geofisiche → è stata eseguita una registrazione sismica passiva mediante tecnica HVSR. Questa prova consente la misura del rumore sismico (microtremore) del sottosuolo. I dati sono stati acquisiti con strumentazione portatile in dotazione allo Studio scrivente. Lo strumento dispone di tre canali di acquisizione connessi a tre velocimetri elettrodinamici ad alta risoluzione, in grado di misurare le componenti della velocità (moto) di ogni strato lungo le direzioni N-S; E-W; H-V. L'elaborazione del microtremore misurato, fornisce i rapporti spettrali HVSR o H/V (Nogoshi & Igarashi, 1970), risultando efficace per la stima delle frequenze fondamentali di risonanza f_r del sottosuolo

$$f_r = V_s / 4 * H \quad \text{con } H = \text{spessore dello strato}$$

In questo modo, gli esiti delle misure tomografiche, opportunamente calibrati con la stratigrafia direttamente desunta dalle penetrometrie e dai dati di sottosuolo pregressi forniscono un ulteriore e utile supporto alla ricostruzione di sottosuolo ed alla stima della velocità media delle onde di taglio nel volume di sottosuolo investigato; la stima delle frequenze amplificanti del terreno consente anche una preliminare valutazione delle eventuali "doppie risonanze" con le tipologie di manufatti di progetto.

La figura 3.1 localizza le prove geognostiche e geofisiche eseguite per questo studio.



Figura 3.1 - Localizzazione delle prove geognostiche e geofisiche di riferimento (scala 1:1.000)

La figura 4.2 riporta invece un estratto della Carta Geologica interattiva alla scala 1:10.000, pubblicata nel sito del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli² regionale della Regione Emilia-Romagna. La cartografia classifica i sedimenti alluvionali affioranti al subsistema di Ravenna (AES8) e in particolare al suo ordine più recente dell'Unità di Modena (AES8a) caratterizzato da depositi superficiali con tessiture limoso sabbiose.

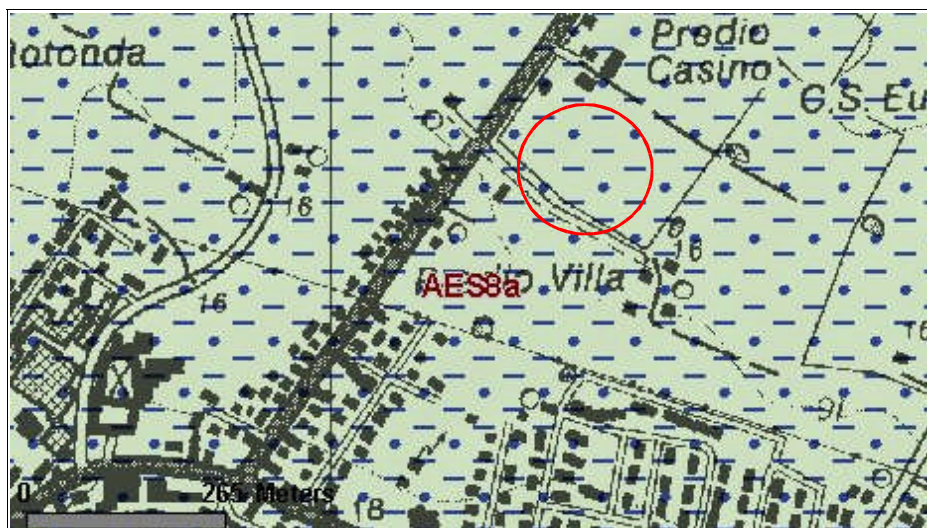


Figura 4.2 – Stralcio della Carta Geologica della Regione Emilia-Romagna, scala 1:10.000. In cerchio rosso l'area studiata

Le indagini di repertorio e le ulteriori indagini penetrometriche eseguite internamente all'area di studio consentono di elaborare lo schema tessiturale del sottosuolo che caratterizza l'area di studio. Le prove CPTU hanno dimostrato una buona correlabilità degli esiti a dimostrazione che l'area studiata risulta omogenea dal punto di vista stratigrafico. La figura 4.3 propone una sovrapposizione degli esiti penetrometrici e la distribuzione tessiturale desunta dai dati di resistenza.

Si deve segnalare che le prove penetrometriche forniscono, per il primo intervallo di sottosuolo, un esito litologico più incerto: le tessiture fino a circa -2,2 metri possono risultare anche molto falsate per l'essiccamento che caratterizza questo primo intervallo insaturo attraversato.

Più in profondità, le penetrometrie non hanno attraversato intervalli granulari significativi (ad esclusione di alcuni modesti intervalli limoso sabbiosi, per lo più di spessore decimetrico, attraversati da 7,0÷9,0 metri), confermando la situazione paleogeografica generale e che gli apporti sabbiosi appaiono esaurirsi più a est, cioè verso l'attuale alveo del Reno.

² https://applicazioni.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=geologia

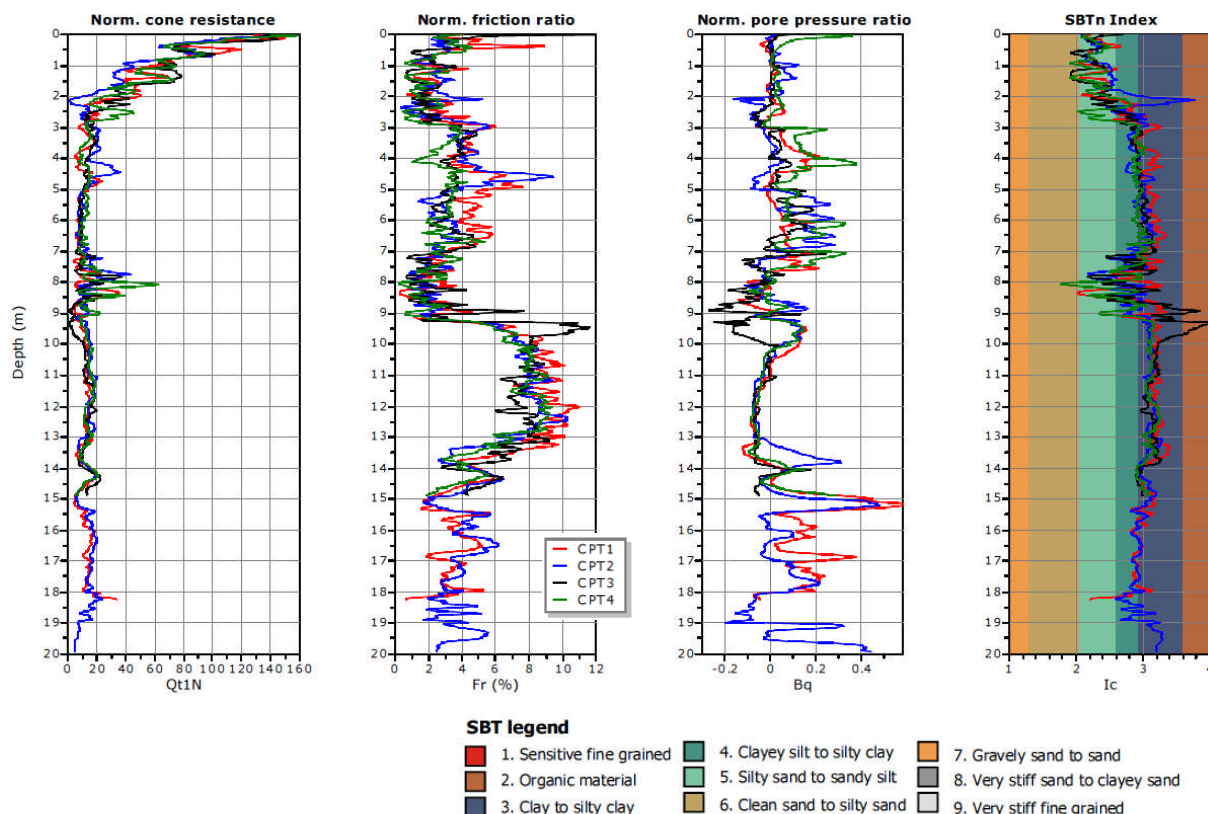


Figura 4.3 – Sovrapposizione degli esiti penetrometrici (resistenze; pressioni dei pori; tessiture desunte)

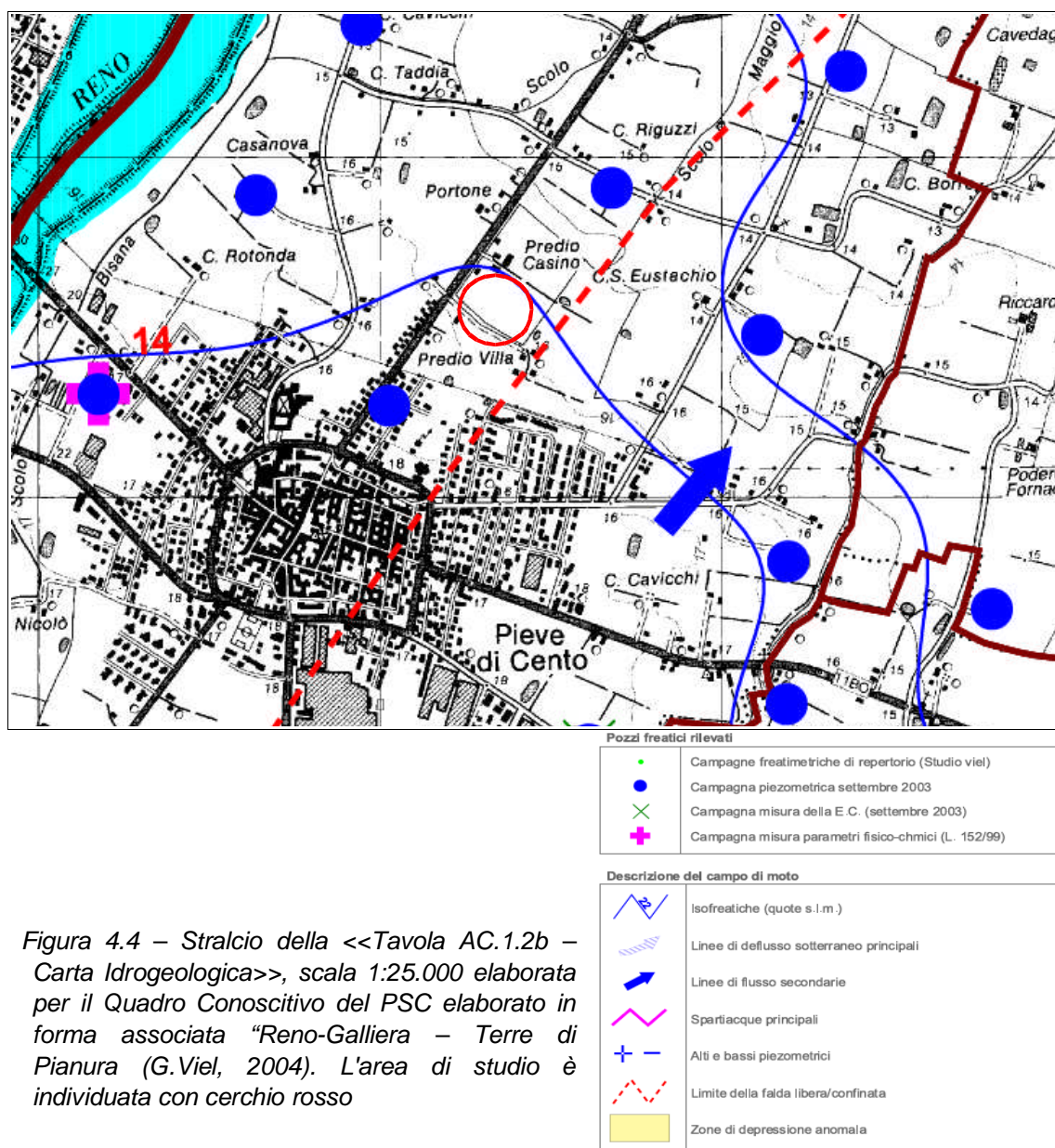
In sintesi, lo schema stratigrafico relativo all'intervallo investigato dalle prove penetrometriche risulta:

1. da piano campagna fino a 2,0÷2,7 m → depositi limosi e argillosi debolmente sabbiosi, sovraconsolidati per essiccamento;
2. da 2,0÷2,7 m a 7,0÷7,6 m → depositi argilloso limosi con rari livelli sabbiosi fini;
3. da 7,0÷7,6 m a 9,0 m → alternanze di limi argillosi e livelli di limi sabbiosi e sabbie fini limose;
4. da 9,0 m a fine prova (15÷20 m) → depositi prevalentemente argillosi, con intervalli caratterizzati da elevata sovraconsolidazione (paleosuoli?) e livelli organici.

4.2 Idrogeologia e idraulica

L'analisi del contesto idrogeologico locale, estrapolabile dalla Carta Idrogeologica del PSC Associato (G. Viel, 2003), riscontra una prima debole falda, ospitata

nell'intervallo limoso sabbioso meno profondo, la cui ricarica appare principalmente legata all'alimentazione di subalveo del Fiume Reno e dei principali canali di scolo e bonifica. La ricostruzione della tavola d'acqua evidenzia una soggiacenza apparente (dislivello tra quota del p.c. e quota media piezometrica della falda) di circa 1,5 metri. Il campo di modo è invece caratterizzato da un deflusso sotterraneo diretto verso NNE.



In tutte le prove CPTU il livello statico registrato dopo l'estrazione delle aste, è risultato a -2,20 metri dal p.c., confermando il contesto idrogeologico descritto, considerando che le prove sono state effettuate in un periodo caratterizzato da scarse precipitazioni e dunque con soggiacenze ancora superiori alla media

stagionale.

Per quanto riguarda l'aspetto idraulico, l'area di studio risulta esterna ad aree con alta probabilità di allagamento (T.R. <200 anni) come si desume dalla cartografia del P.T.C.P. e del P.S.A.I. Anche i dati raccolti dalla Protezione Civile riguardo episodi di allagamenti locali (aggiornati al 2003) non evidenziano ricorrenze almeno negli ultimi 60 anni (figura 4.5). Non sussistono quindi elementi storici che indichino presenza di rischio idraulico locale di qualche rilevanza.

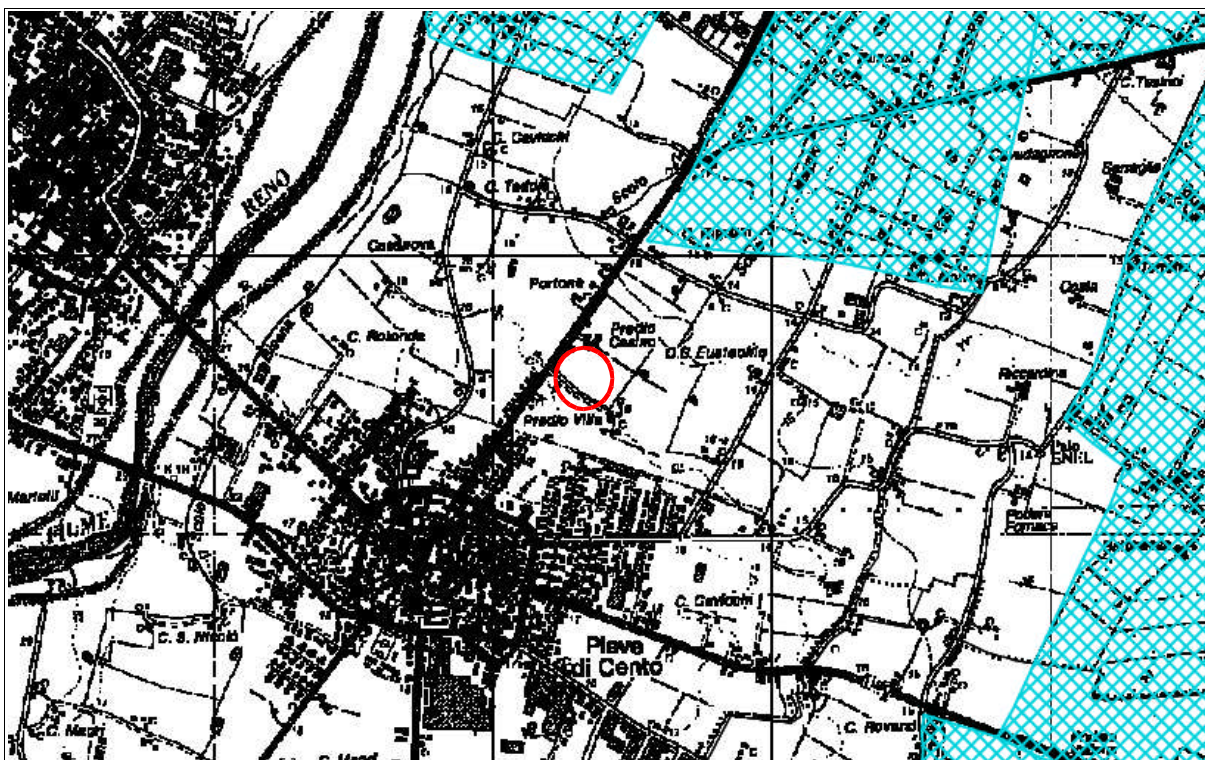


Figura 4.5 – Localizzazione delle aree con episodi di allagamento minori in retinato azzurro (fonte: Protezione Civile). L'area di studio è evidenziata in cerchiato rosso

5 Caratterizzazione geotecnica

I dati di resistenza alla punta e laterale delle prove CPTE/U consentono di ricavare tessiture e proprietà meccaniche del sottosuolo attraversato (parametri “nominali”). Le penetrometrie forniscono esiti di resistenza ben correlabili tra loro e consentono di caratterizzare con buona sicurezza un volume di sedimenti da ritenersi adeguatamente “significativo” per l'intervento edificatorio previsto.

Per quanto detto, si elencano le correlazioni³ utilizzate per la stima delle proprietà meccaniche dei sedimenti indagati:

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) ::

$$N_{60} = \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 I_c}}$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 I_c}}$$

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 (%) ::

$$100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad \left(\begin{array}{l} \text{applicable only to } SBT_n: 5, 6, 7 \text{ and } 8 \\ \text{or } I_c < I_{c_cutoff} \end{array} \right)$$

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 $SBT_n: 5, 6, 7 \text{ and } 8$)

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

If $I_c > 2.20$

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

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

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

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 $SBT_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9$ or $I_c > I_{c_cutoff}$)

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

$$S_{u(rem)} = f_s \quad \left(\begin{array}{l} \text{applicable only to } SBT_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9 \\ \text{or } I_c > I_{c_cutoff} \end{array} \right)$$

:: Overconsolidation Ratio, OCR ::

$$k_{OCR} = \left[\frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \text{ or user defined}$$

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

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

³ Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 4th Edition, July 2010

Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11): 1337–1355 (2009)

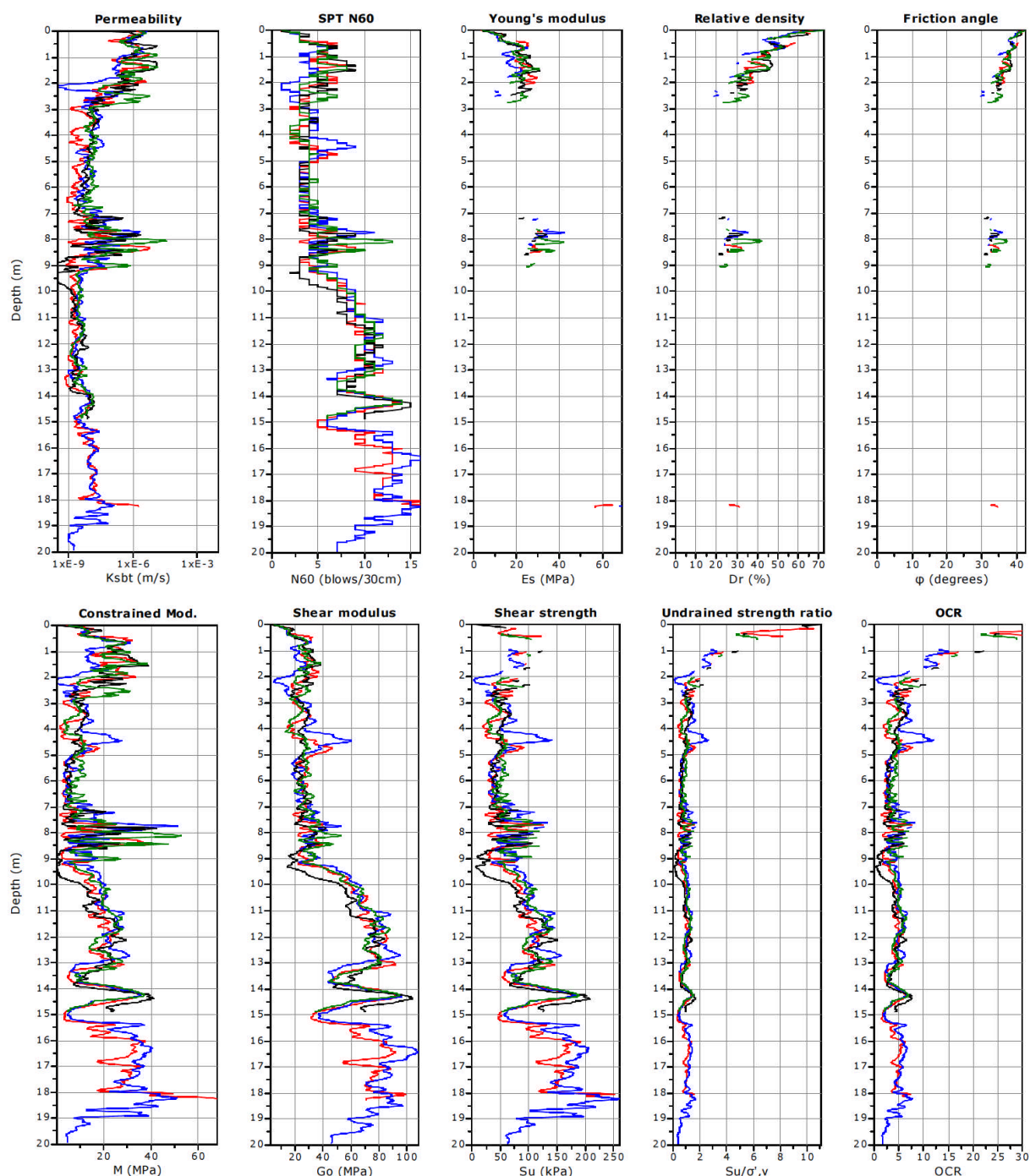


Figura 5.1 – Distribuzione dei principali parametri meccanici desunti dalle prove penetrometriche

La figura 5.1 offre la distribuzione dei principali parametri meccanici ricavati dalle prove penetrometriche. I risultati analitici per ogni lettura di avanzamento delle prove penetrometriche (2 cm) sono stati inoltre riferiti ad intervalli omogenei di sottosuolo (layer), ricavandone i valori meccanici medi. In questo modo è possibile fornire un modello litotecnico di sintesi per ogni verticale, proposto nelle successive figure 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5, necessario per le ulteriori verifiche geotecniche in fase progettuale.

CPTU 1 – PARAMETRI MECCANICI MEDI

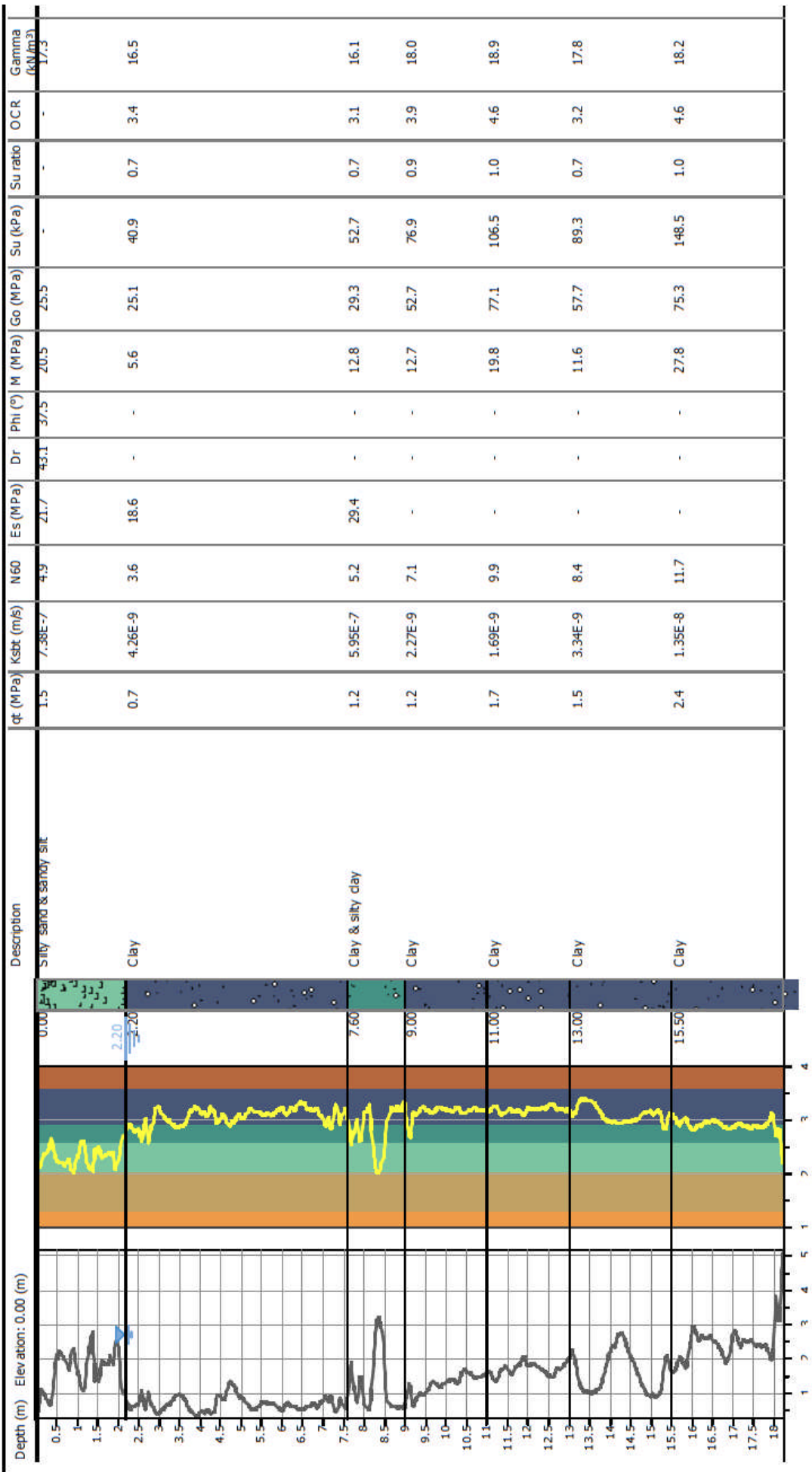


Figura 5.2

CPTU 2 – PARAMETRI MECCANICI MEDI

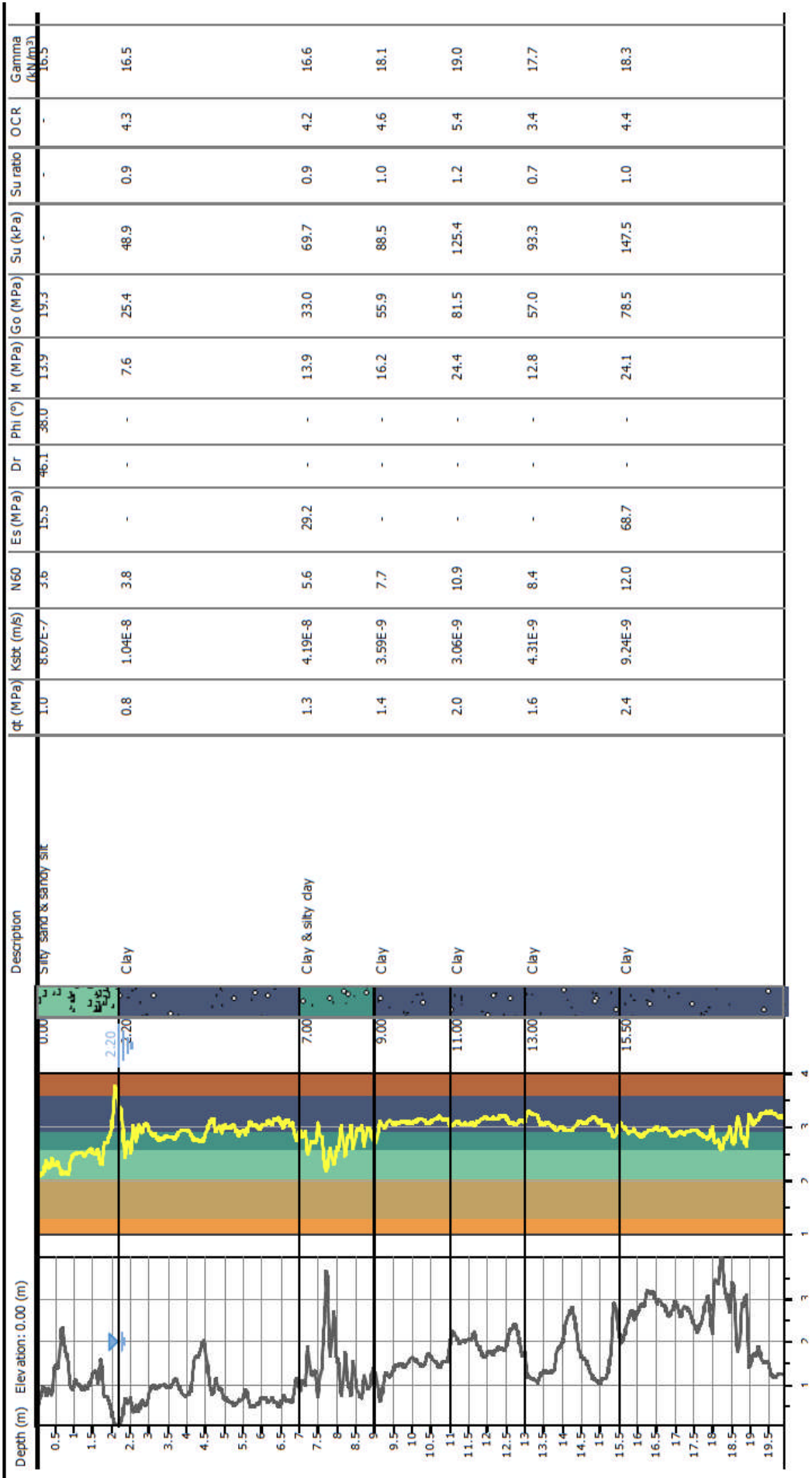


Figura 5.3

CPTU 3 – PARAMETRI MECCANICI MEDI

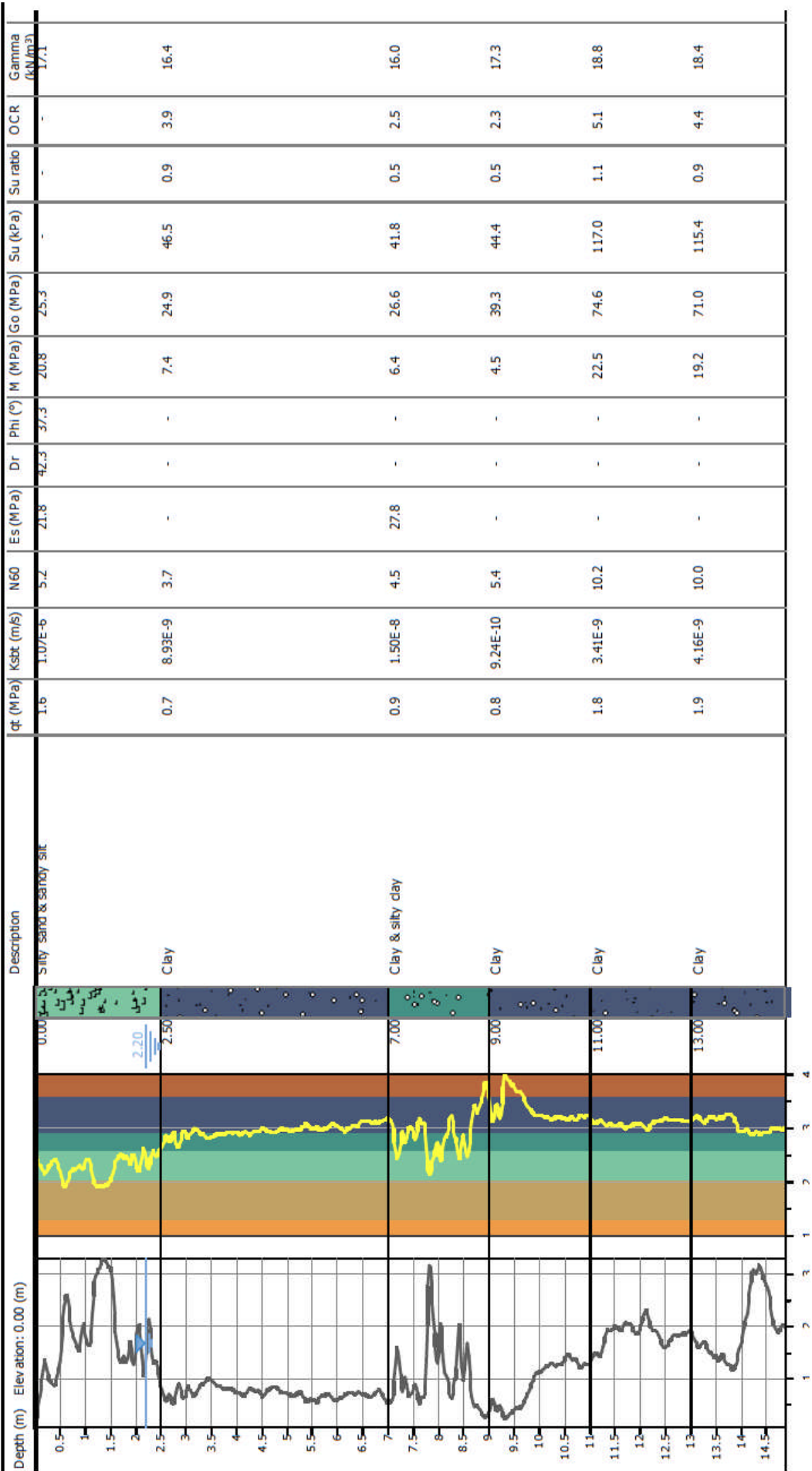


Figura 5.4

CPTU 4 – PARAMETRI MECCANICI MEDI

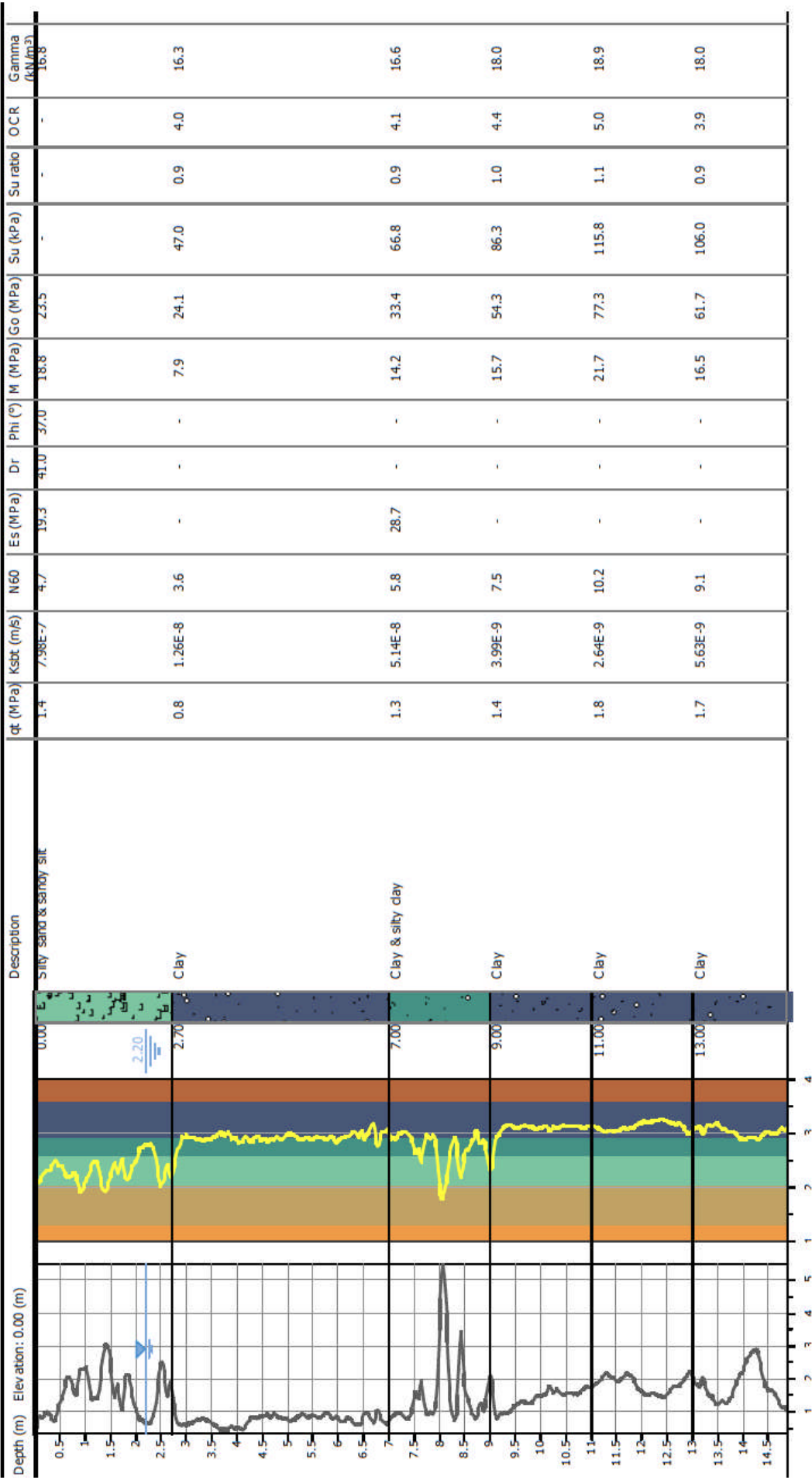


Figura 5.5

6 Caratterizzazione sismica

6.1 Pericolosità sismica nazionale di riferimento

L'ultima zonazione sismogenica del territorio nazionale è nota con la semplice sigla "ZS9" (2004), prodotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Questa zonazione rappresenta il più recente riferimento per gli studi di pericolosità sismica del territorio italiano, elaborata riferendosi anche ai più recenti background informativi sui terremoti ed in particolare alle ultime banche dati relative alle sorgenti sismogeniche italiane DISS⁴ 2.0 e al catalogo CPTI⁵.

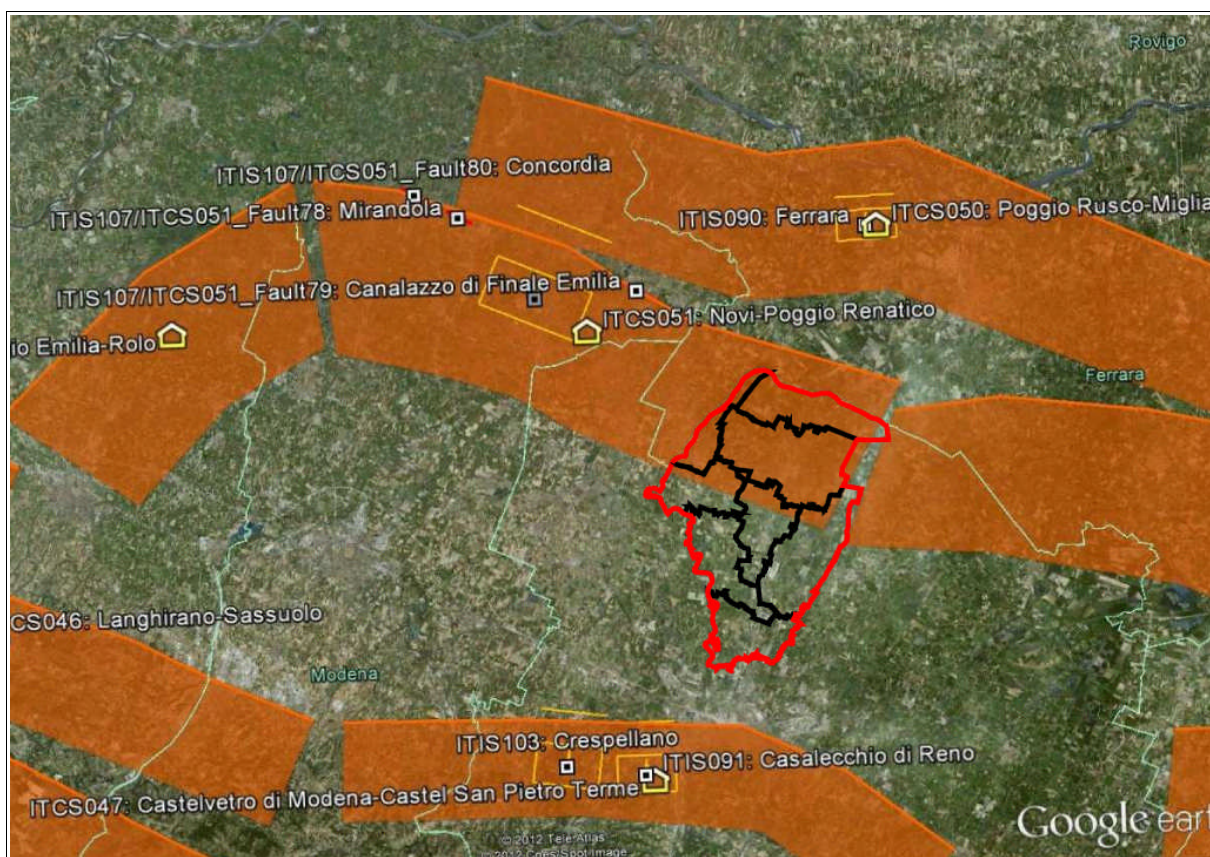


Figura 6.1 - Zonazione sismogenetica ZS9 e distribuzione delle sorgenti sismogenetiche contenute in DISS 3.1 (foto aerea: Google Earth). Le sigle ITCS corrispondono alle "zone" mentre le sigle ITIS corrispondono

La figura 6.1 propone la sovrapposizione del territorio dei Comuni dell'Unione Reno-Galliera con la distribuzione delle sorgenti sismogenetiche contenute nel database più aggiornato e disponibile DISS 3.1. Si evince che l'area studiata ricade nel più

⁴ <<Database of Potential Sources for Earthquake Larger than M5.5 in Italy">> (Valensise e Pantosti, 2001)

⁵ <<Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani", Gruppo di lavoro CPTI, 1999-2002>>

ampio contesto sismico rappresentato dalla fascia più esterna dell'arco appenninico settentrionale. La sismicità è correlabile alla tettonica attiva del fronte compressivo del margine appenninico sepolto più avanzato che giunge fino all'attuale Po.

Più nel dettaglio, la banca dati DISS 3.1 indica che il territorio di Pieve di Cento è compreso nella “fascia” sismogenetica ITCS051 “Novi-Poggio Renatico”, situata poco a nord. A questa zona sismogenica viene attribuita una magnitudo massima $M_w = 5,9$ e caratterizzata da terremoti storici che raramente hanno raggiunto elevate intensità.

6.2 Micro Zonazione Sismica semplificata (DAL n.112/2007)

La DAL n.112/2007 propone la definizione semplificata delle amplificazioni locali sulla base delle tabelle allegate in appendice al documento e riferite a grandi situazioni morfologico-stratigrafiche (“secondo livello” di analisi). Le variabili, da inserire nelle tabelle per la stima dell’amplificazione locale sono:

- F.A. P.G.A. → rapporto tra la massima ampiezza dell’accelerazione su affioramento rigido ($a_{max,r}$) e la massima ampiezza dell’accelerazione alla superficie del deposito ($a_{max,s}$) alla frequenza f . Il fattore di amplificazione dipende dalla frequenza di eccitazione armonica, dal fattore di smorzamento D e dal rapporto tra l’impedenza sismica, prodotto tra densità-velocità, della roccia base e quella del deposito;
- F.A. S.I. - Intensità spettrale di Housner → indicatore della pericolosità sismica, è definito come l’area sottesa dello spettro di risposta di pseudovelocità, nel nostro caso per i due intervalli di frequenze, rispettivamente da $0.1 < T_0 < 0.5$ s e da $0.5 < T_0 < 1$ s;
- la velocità equivalente delle onde di taglio nel sottosuolo (V_s).

La delibera fornisce anche i dati di riferimento per valutazioni più accurate della risposta sismica: lo spettro di risposta normalizzato (per $T_r = 475$ anni e smorzamento del 5%) per l’Emilia-Romagna, i valori di a_{gref} di ogni Comune, ed i segnali di riferimento (accelerogrammi), anch’essi già scalati per ogni singolo Comune. In questo senso, al Comune di Pieve di Cento viene attribuita una a_{gref} pari a 0,158g.

Lo studio sismico (Viel & Sangiorgi, 2008) elaborato per il PSC di Pieve di Cento ha prodotto anche una cartografia di Micro Zonazione Sismica Semplificata (MZS) ai sensi della DAL n.112/2007. La stima delle distribuzioni delle V_s nel sottosuolo indagato è dunque ricavata dalle prove geofisiche (MASW e acquisizioni HVSR) e penetrometriche (CPTE), già eseguite dallo scrivente. In particolare, la media delle

velocità delle onde di taglio riscontrate nel capoluogo con le due prove MASW eseguite nel capoluogo è risultata rispettivamente di 201 m/s e 208 m/s (figura 6.2). Anche la penetrometria con punta meccanica di repertorio e spinta a 31 metri di profondità, eseguita per il Piano Particolareggiato in località Predio Casino, presenta valori di Vs30 di poco inferiori a 200 m/s.

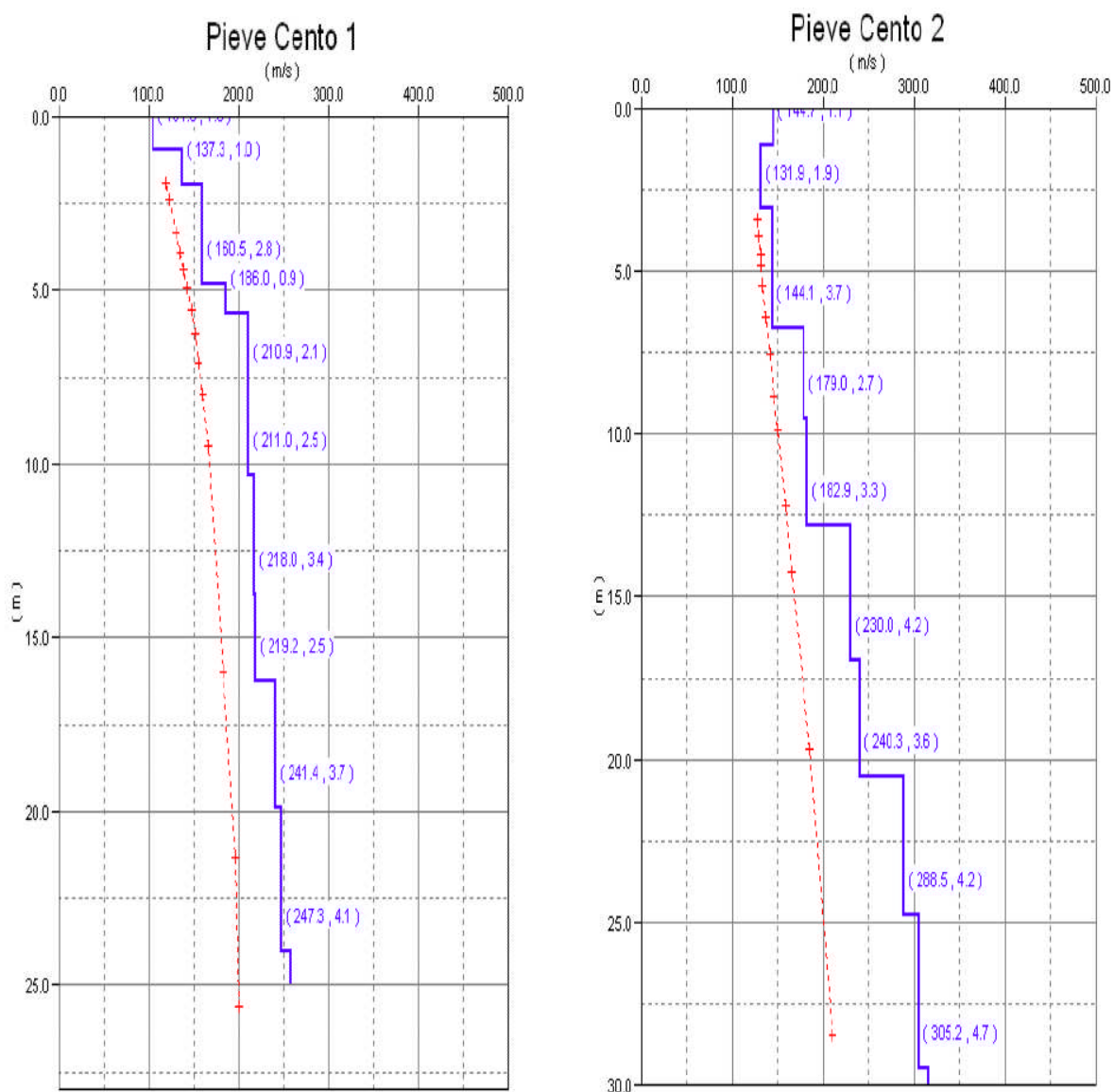


Figura 6.2 - Distribuzione delle Vs ricavate dalle prove MASW nel Capoluogo a Nord (diagramma a sinistra) e nel Capoluogo a Sud (a destra)

Il contesto morfologico e geologico attribuito all'area è quello di Pianura Padana e in particolare di "PIANURA 2", ovvero <<caratterizzato da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decametrici, talora con intercalazioni di ghiaie (di spessore anche decine di metri), con substrato profondo (≥ 100 m)>>.

In conclusione, gli esiti di amplificazione ricavati con l'approccio semplificato indicato dalla DAL n.112/2007, risultano i seguenti e attribuibili a tutta l'area di studio (figura 5.4):

Vs30	Contesto morfologico	F.A. PGA	F.A.S.I. (0,1s<To<0,5s)	F.A.S.I. (0,5s<To<1s)
200	PIANURA 2	1,5	1,8	2,5

La figura 6.3 propone uno stralcio della cartografia della citata MZS.

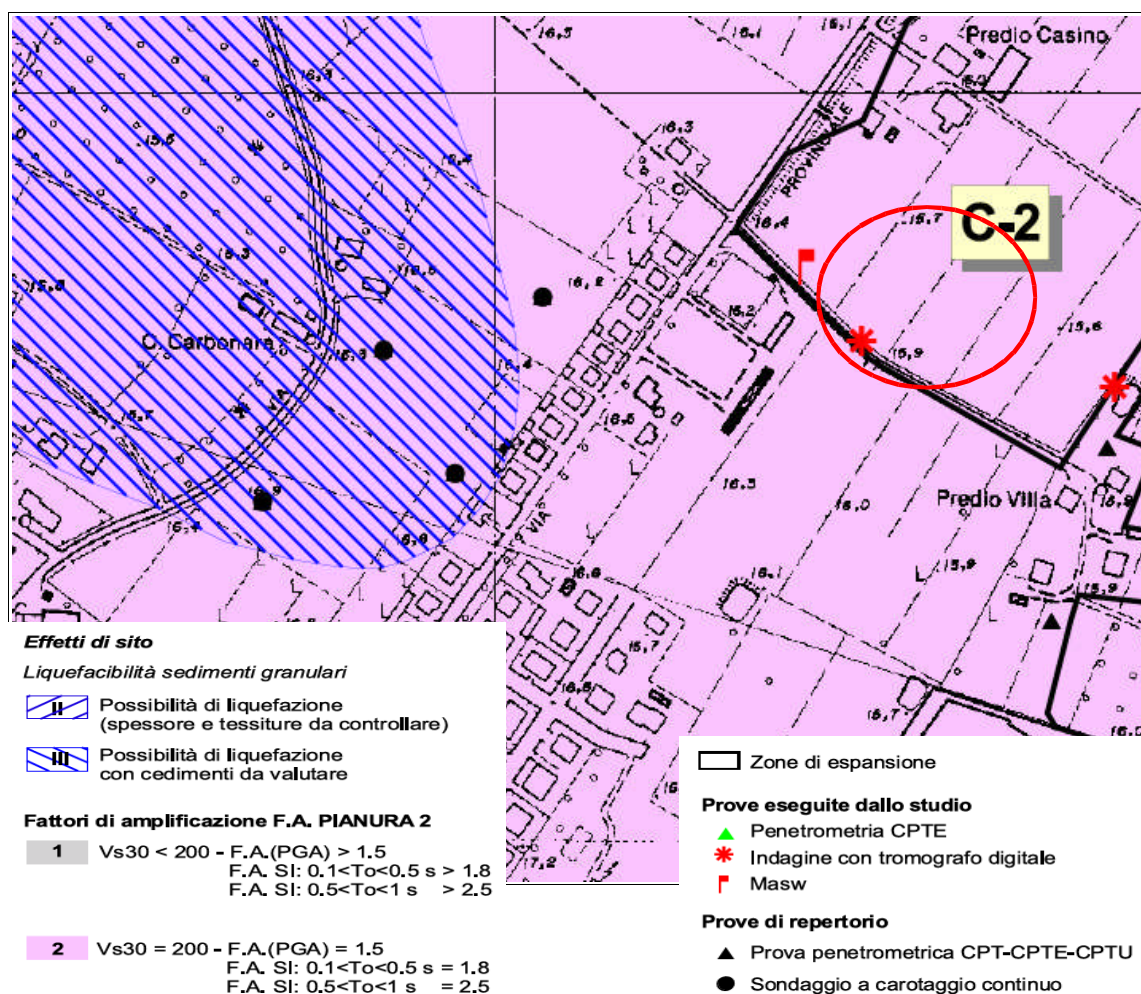


Figura 6.3 - Stralcio della Tavola di Micro Zonazione Sismica elaborata per il PSC di Pieve di Cento (Viel & Sangiorgi, 2008). In cerchiato rosso è indicata l'area di studio

6.3 Caratterizzazione sismica ai sensi delle NTC 2008

La pericolosità sismica di riferimento secondo le NTC 2008 è invece fornita dall'INGV e pubblicata nel sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Nello specifico, la valutazione della pericolosità è stata impostata sulla base delle seguenti coordinate (baricentro dell'area di progetto): latitudine 44,719649 e longitudine 11,314940 (coordinate ED50).

Per la stima semplificata delle amplificazioni locali ai sensi delle NTC 2008 si ricava che il sottosuolo studiato, considerando anche la quota di incastro delle fondazioni (superficiali) è attribuibile alla <<categoria di sottosuolo di fondazione>> “C” (*<<depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s [...]>>*).

Le coordinate dell'area sono state implementate nel programma on-line <<GeoStru Parametri Sismici>> (figura 6.4). In termini di pericolosità di base si ottiene, per l'area studiata, una accelerazione massima al suolo (per probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, cioè per T.R. = 475 anni) riferita a suoli rigidi pari ad $a_g = 0,157g$.

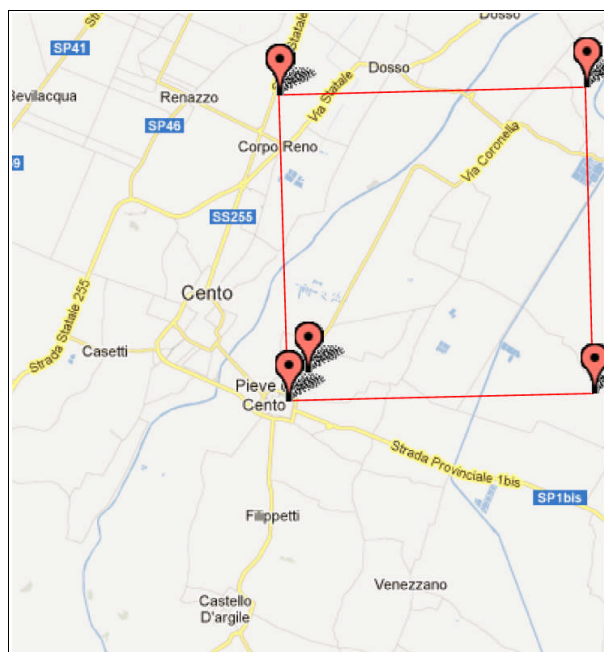


Figura 6.4 – Area di studio e reticolo di riferimento della pericolosità sismica INGV

Le NTC 2008 adottano un approccio prestazionale alle verifiche di progettazione per le nuove strutture e per quelle esistenti. Per quanto attiene l'azione sismica, l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento del manufatto a fronte di un

sisma che possa verificarsi nell'area di progetto. In questo senso, la pericolosità sismica sito specifica per poter essere adeguata alle NTC vigenti, deve fornire:

- la risposta sismica locale in funzione del contesto stratigrafico del sottosuolo e morfologico;
- i valori di accelerazione orizzontale massima a_g e i parametri che definiscono gli spettri di risposta per differenti probabilità di superamento (P_{vr}) nel periodo di riferimento (V_r), valutati in funzione degli stati limite ultimi (SLV; SLC) e di esercizio (SLO; SLD) dei manufatti e sulla base delle relative caratteristiche prestazionali di progetto.

Per quanto detto, l'azione sismica viene calcolata sulla base delle seguenti caratteristiche prestazionali dell'edificio di progetto:

TIPO DI COSTRUZIONE	→	2 (opera ordinaria)
VITA NOMINALE (V_n)	→	≥ 50 anni
CLASSE D'USO	→	classe IV (costruzione con funzioni pubbliche o strategiche)
VITA DI RIFERIMENTO (V_r)	→	100 anni

I parametri sismici e i coefficienti sismici di risposta sismica locale (analisi semplificata) sono determinati utilizzando ancora il programma on-line <<GeoStru Parametri Sismici>> e risultano:

parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
 Categoria topografica: T1
 Periodo di riferimento: 100anni
 Coefficiente c_u : 2

Operatività (SLO):
 Probabilità di superamento: 81 %
 T_r : 60 [anni]
 a_g : 0,061 g
 F_o : 2,483
 T_{c^*} : 0,273 [s]

Danno (SLD):
 Probabilità di superamento: 63 %
 T_r : 101 [anni]
 a_g : 0,080 g
 F_o : 2,558
 T_{c^*} : 0,266 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 949 [anni]
ag: 0,207 g
Fo: 2,538
Tc*: 0,279 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 1950 [anni]
ag: 0,272 g
Fo: 2,462
Tc*: 0,291 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,610
St: 1,000
Kh: 0,017
Kv: 0,008
Amax: 0,902
Beta: 0,180

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,620
St: 1,000
Kh: 0,022
Kv: 0,011
Amax: 1,176
Beta: 0,180

SLV:

Ss: 1,380
Cc: 1,600
St: 1,000
Kh: 0,089
Kv: 0,044
Amax: 2,806
Beta: 0,310

SLC:

Ss: 1,300
Cc: 1,580
St: 1,000
Kh: 0,110
Kv: 0,055
Amax: 3,470
Beta: 0,310

6.4 Approfondimenti sismici di “terzo livello”

6.4.1 Modellazione numerica della risposta sismica locale

La previsione di realizzare un manufatto di importanza strategica per l'Amministrazione comunale ha comportato la modellazione numerica della risposta sismica locale (RSL) utilizzando lo specifico codice di calcolo monodimensionale “SHAKE2000”. L'elaborazione ha permesso di valutare l'amplificazione dell'impulso sismico al suolo e di quantificare gli spettri di risposta sulla base di terremoti di riferimento (TR 475 anni con smorzamento pari al 5%) forniti dalla Regione Emilia-Romagna per le analisi di “terzo livello”.

I dati geognostici più profondi sono desunti dalla B/D della Regione Emilia-Romagna e in particolare sintetizzati nella sezione geologica n.32 (la figura 6.5 riporta la localizzazione planimetrica mentre la figura 6.6 ne riporta uno stralcio).

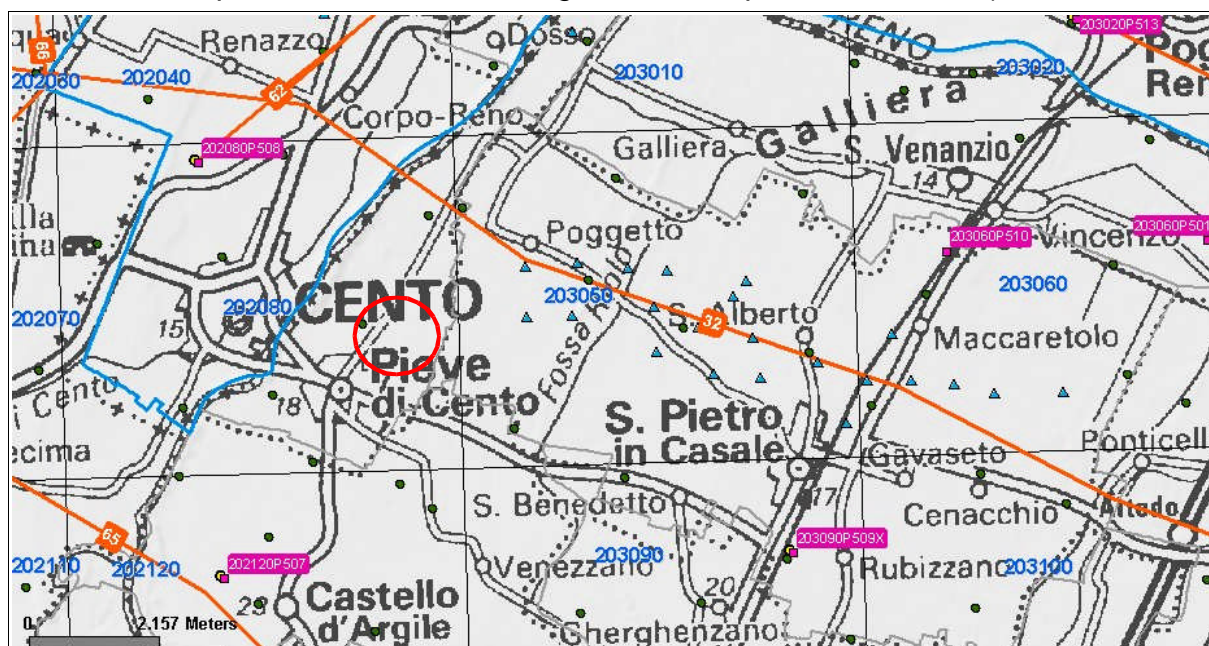
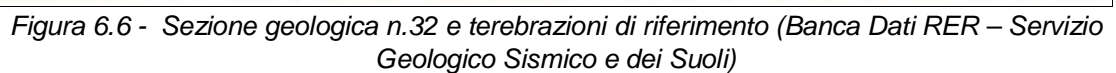


Figura 6.6 - Localizzazione delle terebrazioni profonde di riferimento e sezione geologica n.32 (Banca Dati RER – Servizio Geologico Sismico e dei Suoli). In cerchiato rosso l'area di studio

Lo Studio scrivente dispone del software SHAKE 2000, un programma di calcolo realizzato per verifiche monodimensionali, in grado di raggiungere, tramite una sequenza di analisi lineari complete, valori di rigidezza G e di smorzamento D compatibili con le caratteristiche delle colonne litologiche oggetto di studio.

La verifica monodimensionale dell'amplificazione locale, tramite l'utilizzo di Shake si compone di due fasi: elaborazione del modello e simulazione degli effetti indotti dal sisma di progetto.



La prima fase consiste nel costruire la colonna di sottosuolo di riferimento, rappresentata da strati (layer) a differente tessitura e da diversi valori delle onde di taglio S (Vs).

All'interno del modello geologico utilizzato per l'analisi di RSL si sono quindi implementati i seguenti sismostrati (layer), caratterizzati da contrasti d'impedenza coerenti anche con gli esiti dell'acquisizione tomografica eseguita nell'area di studio: il bedrock sismico è stato impostato a -150 metri dal p.c., cioè al tetto dei depositi alluvionali del Sintema Emiliano-romagnolo inferiore del Pleistocene medio costituiti da alternanze cicliche di spessore pluridecamentrico di depositi prevalentemente ghiaioso sabbiosi. Tale limite, possiede le fondamentali caratteristiche (geometria; età deposizionale; grado di addensamento; rigidità, ecc.) per essere assunto come pseudobedrock sismico, sebbene le velocità di taglio che caratterizzano gli spessori alluvionali siano certamente inferiori a 800 m/s.

La seguente figura 6.7 riassume graficamente i parametri implementati nel modello di sottosuolo.

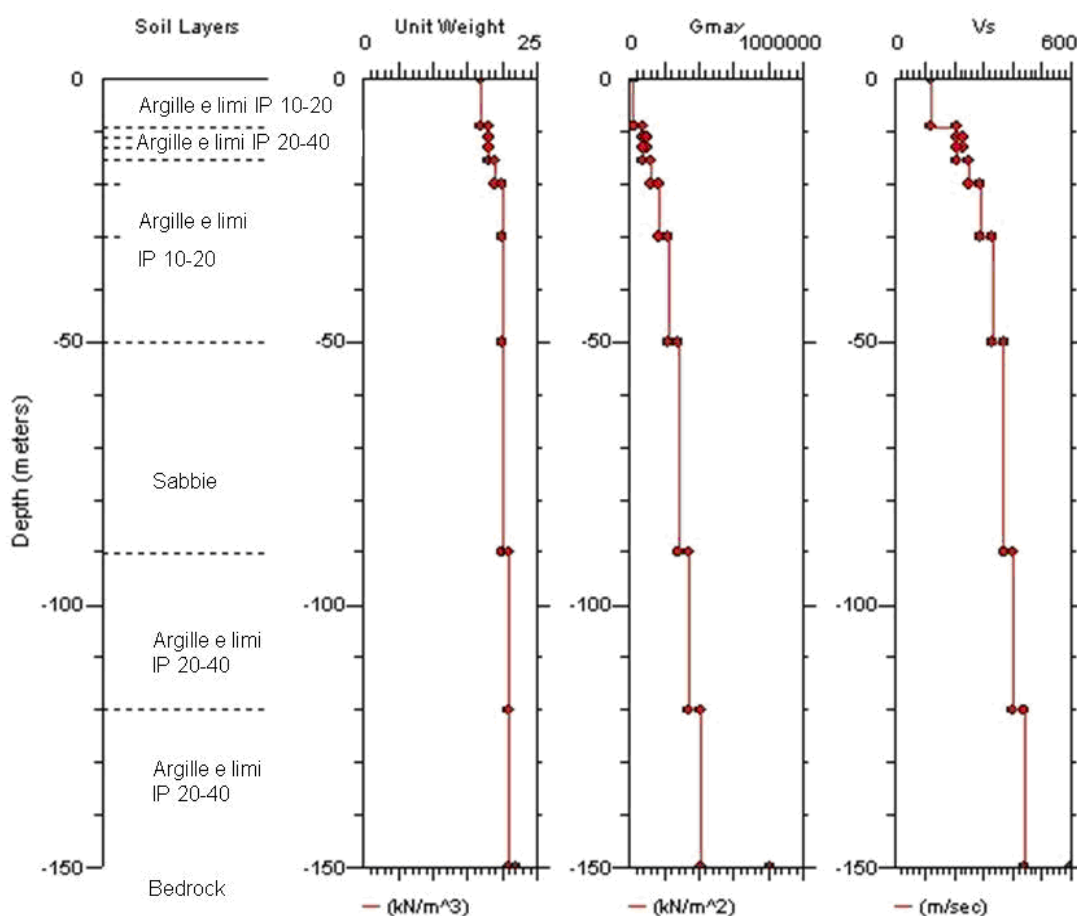


Figura 6.7 – Stratigrafia di riferimento schematica utilizzata per la modellazione sismica con SHAKE2000.

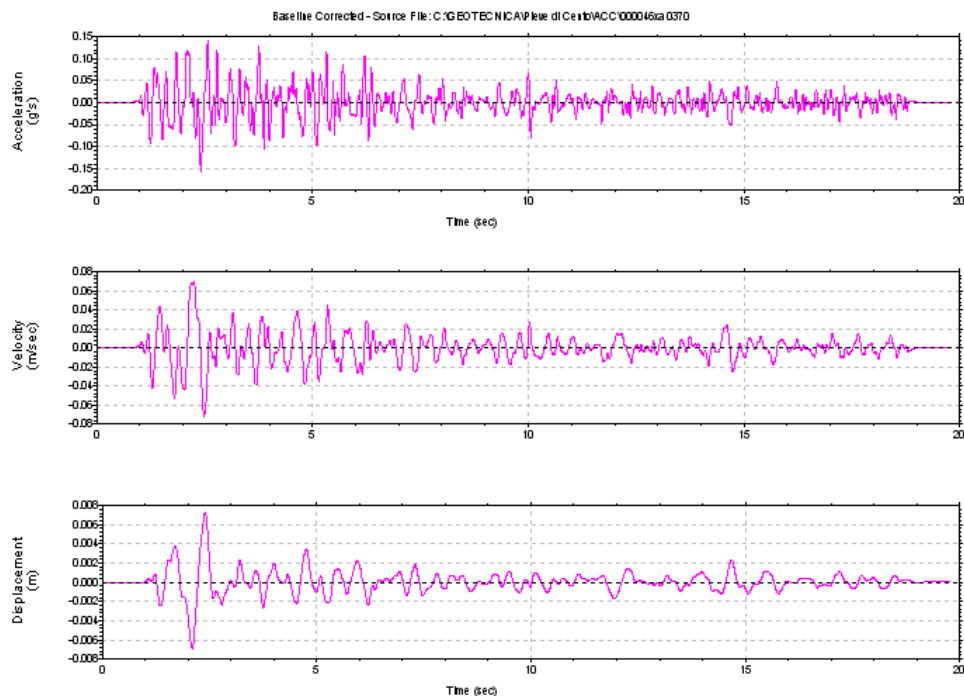
Occorre poi l'inserimento degli input sismici, desunti dai segnali di riferimento selezionati dalla banca dati accelerometrica "European Strong Motion database" e forniti dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli regionale. Si tratta di tre tipologie di segnali, già "scalati" per il territorio comunale a cui si riferiscono e sono rappresentati dai tre differenti accelerogrammi di progetto riprodotti della figura 6.8:

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

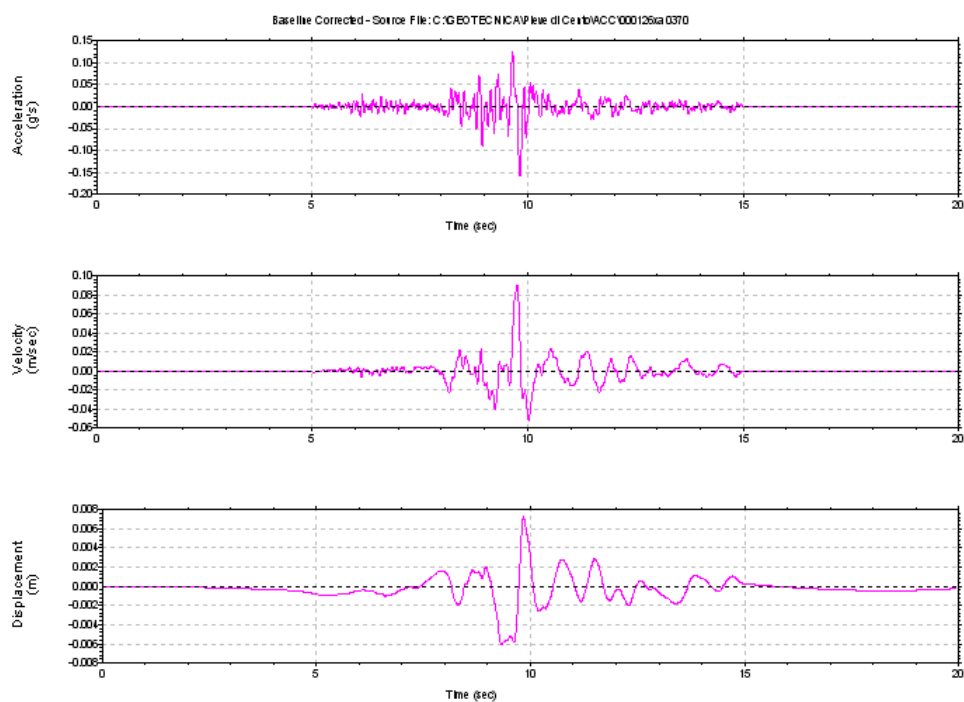
La seconda fase di elaborazione consente di ottenere tre differenti "spettri di risposta", ognuno dei quali descrive il diverso comportamento relativo ad ogni singolo strato della colonna litologica tipo, rispetto all'input sismico utilizzato. Questi "spettri" sono utilizzati nell'ambito della progettazione per la verifica sismica delle strutture.

Dall'implementazione del modello all'interno del codice di calcolo, si ottengono diverse informazioni relative ad alcuni parametri fondamentali quali: pseudoaccelerazione spettrale (PSA), pseudovelocità spettrale (PSV), spostamento spettrale (SD).

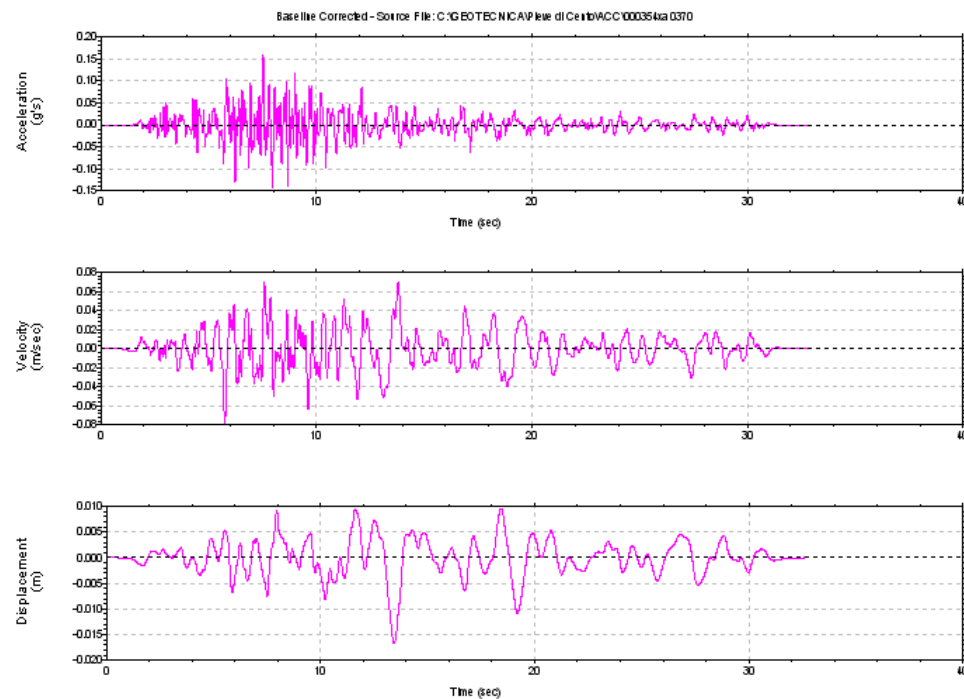
- Il primo spettro (figura 6.9) ottenuto riguarda la PSA. Nel grafico viene mostrato il comportamento dell'accelerazione spettrale attraverso i diversi strati che compongono la colonna litologica tipo, utilizzata nella modellazione per diversi valori di periodo, da 0 a 4 secondi (valori equiparabili ad edifici di altezza variabile da un piano fino a torri molto alte).
- Il secondo spettro ottenuto (figura 6.9) riguarda la PSV, ossia la pseudovelocità. Questo grafico mostra il comportamento della velocità spettrale, in funzione del periodo compreso tra 0 e 4 secondi, nei diversi layers della colonna litologica, in base all'input sismico applicato. I risultati di questa analisi sono utilizzabili per il calcolo del fattore SI, Intensità spettrale di Housner. L'intensità di Housner-SI è un indicatore della pericolosità sismica ed è definito come l'area sottesa dello spettro di risposta di pseudovelocità in un intervallo prefissato di frequenze. Questa grandezza è direttamente correlabile all'energia che viene dissipata nelle strutture durante un terremoto, e quindi espressione del possibile grado di danneggiamento subito dagli edifici.
- Il terzo spettro ottenuto (figura 6.9) è relativo al parametro SD. Nelle figure si evidenzia il comportamento dello spostamento spettrale in funzione del periodo compreso fino a 10 secondi. Lo spostamento spettrale SD è un parametro utilizzato per la valutazione del danno strutturale a cui è soggetta una costruzione dopo il sisma.



Input046_Pieve_di_Cento.xy



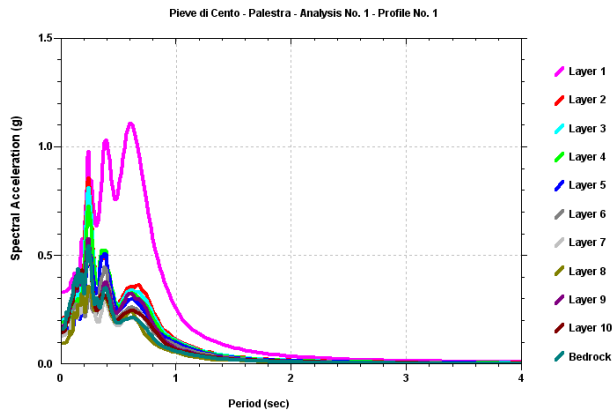
Input126_Pieve_di_Cento.xy



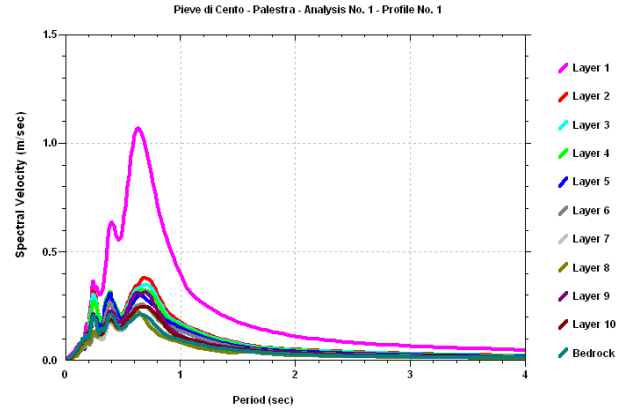
Input354_Pieve_di_Cento.xy

Figura 6.8 –
Accelerogrammi di
progetto

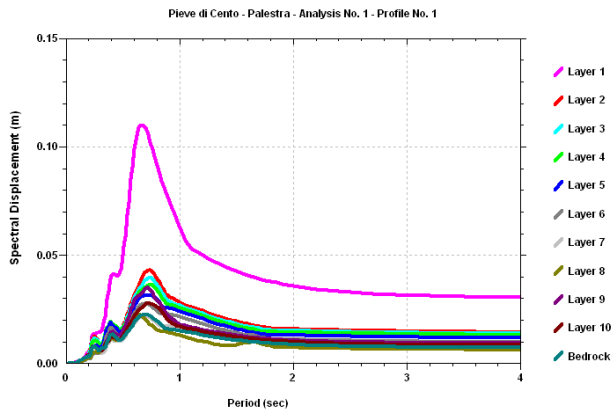
Spettro di risposta
PSA smorzamento 5% Input 046



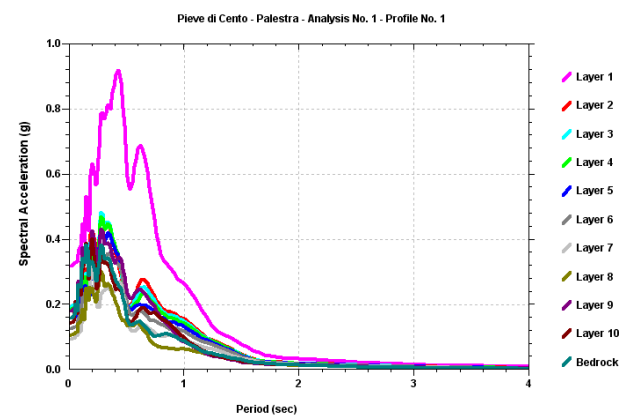
Spettro di risposta
PSV smorzamento 5% Input 046



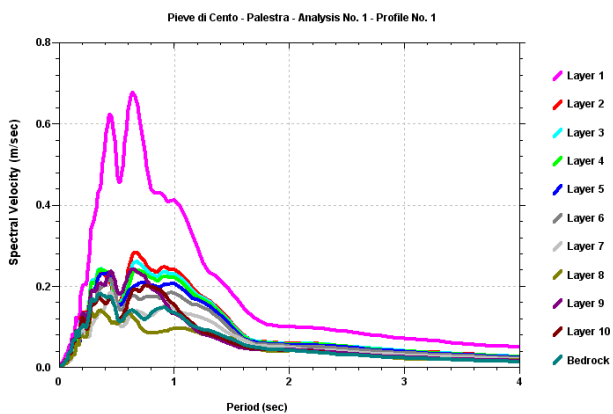
Spettro di risposta
SD smorzamento 5% Input 046



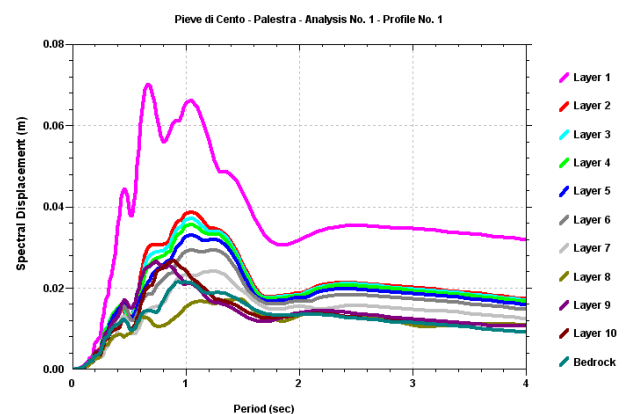
Spettro di risposta
PSA smorzamento 5% Input 126



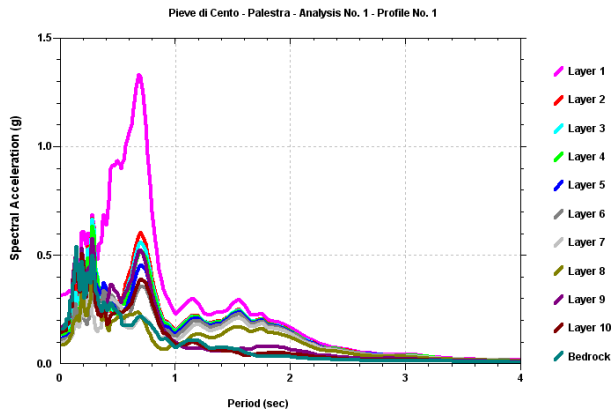
Spettro di risposta
PSV smorzamento 5% Input 126



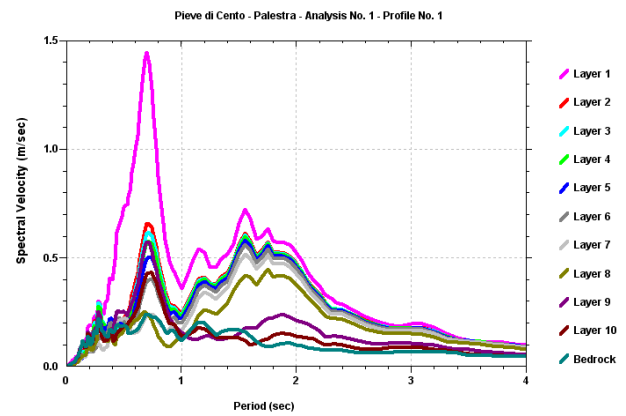
Spettro di risposta
SD smorzamento 5% Input 126



Spettro di risposta
PSA smorzamento 5% Input 354



Spettro di risposta
PSV smorzamento 5% Input 354



Spettro di risposta
SD smorzamento 5% Input 354

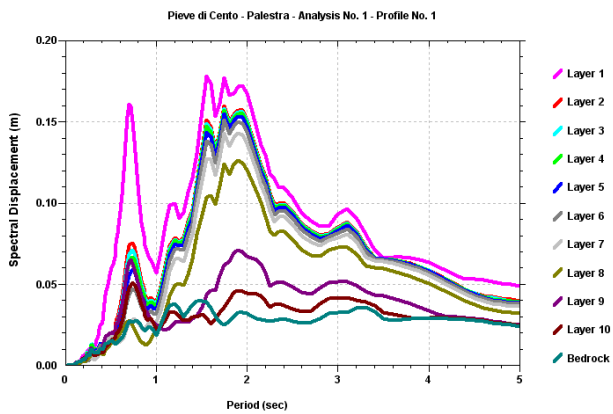


Figura 6.9 – Spettri di risposta sismica locale

La modellazione consente la valutazione dell'amplificazione locale intesa come rapporto PGA/PGA_0 ossia come rapporto dell' a_{gmax} al suolo (calcolata con SHAKE 2000) rispetto all' a_{gmax} al suolo rigido. Si rammenta che per il Comune di Pieve di Cento la DAL 112/2007 riporta una a_{gmax} al suolo rigido pari a 0,158g.

Gli esiti dimostrano le discrepanze fra le risposte del modello di sottosuolo in relazione ai diversi input sismici assegnati: il rapporto PGA/PGA_0 più cautelativo al suolo (cioè il più elevato) è ricavato dall'input 046: la a_g di picco ricavata al suolo risulta infatti pari a 0,33g (figura 6.10):

input 046 $a_g = 0,33g \equiv (FA\ PGA = 2,1)$

input 126 $a_g = 0,32g \equiv (FA\ PGA = 2,0)$

input 354 $a_g = 0,32g \equiv (FA\ PGA = 2,0)$

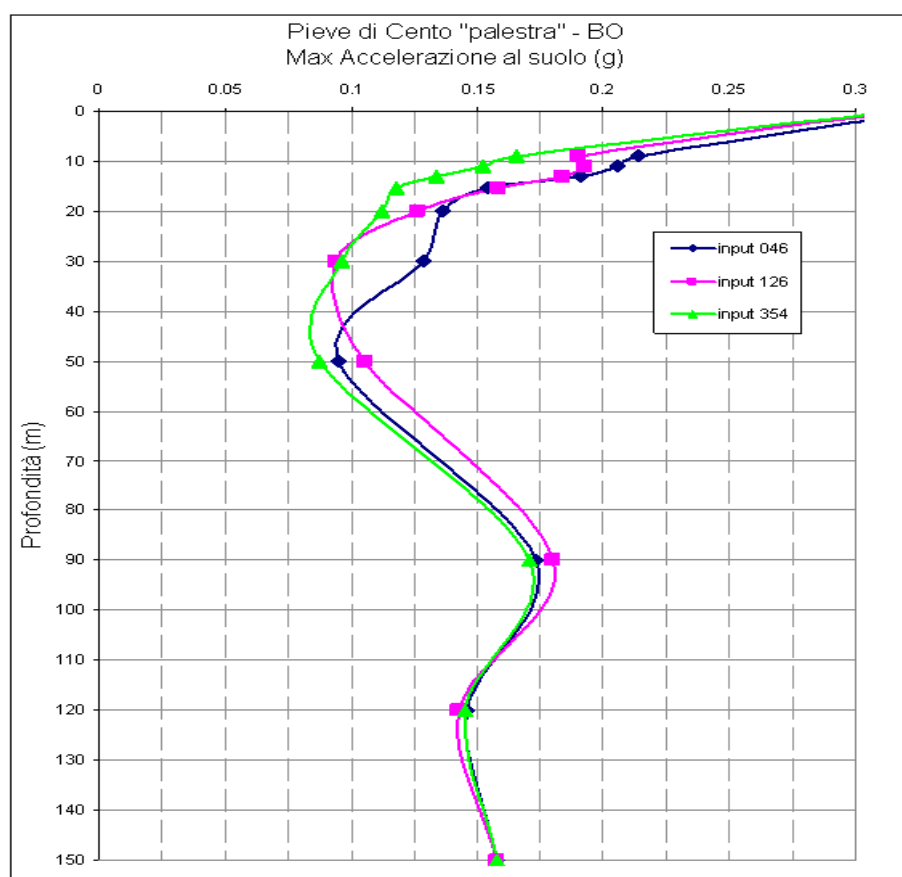


Figura 6.10 – Distribuzione delle accelerazioni orizzontali di picco per i tre input sismici di riferimento (B/D RER) elaborate dal programma SHAKE 2000.

La risposta sismica locale deve essere anche valutata in funzione delle amplificazioni del moto di vibrazione in termini frequenze dell'impulso sismico, considerando i fattori di smorzamento D e i rapporti tra le impedenze sismiche dei sismostrati. La

variazione del fattore di amplificazione con la frequenza definisce la funzione di amplificazione $A(f)$ della colonna sismo stratigrafica.

Il moto sismico può dunque essere amplificato in corrispondenza di determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali f_n di vibrazione della colonna strigrafica. In questo senso, molto importante risulta la prima frequenza naturale di vibrazione f_1 denominata frequenza fondamentale, in corrispondenza della quale la funzione di amplificazione assume un valore massimo.

Dalle funzioni di amplificazione ricavate dalle elaborazioni risulta che la frequenza fondamentale assume un valore locale pari a circa $0,6 \div 0,7$ Hz a seconda degli input considerati. Le frequenze naturali di possibile risonanza sono (figura 6.11):

$F1 = 0,6 \div 0,7$ Hz \rightarrow amplificazione = 2,1

$F2 = 1,55 \div 1,7$ Hz \rightarrow amplificazione = 3,1

$F3 = 2,75$ Hz \rightarrow amplificazione = 1,5

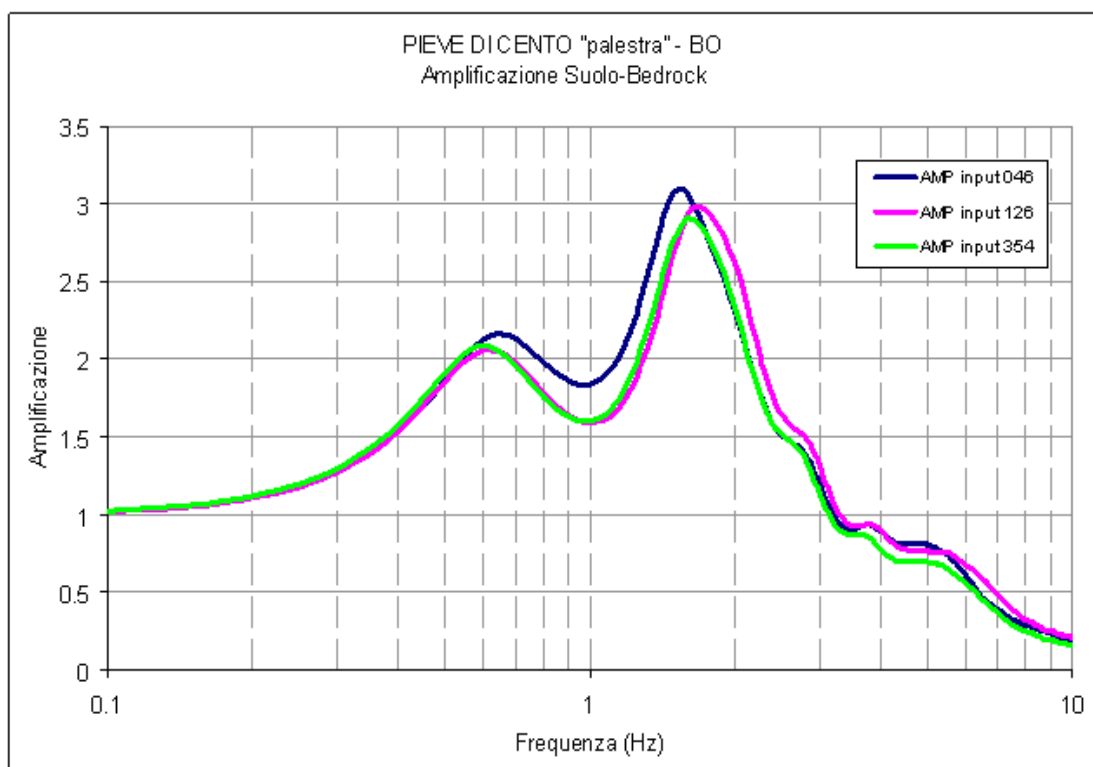


Figura 6.11 – Funzione di trasferimento del moto oscillatorio del sisma lungo tutta la colonna litologica tipo per ogni input sismico di riferimento

Si precisa che la modellazione numerica elaborata dal software SHAKE2000 è stata limitata alla stima dell'amplificazione entro i 10 Hz, limite più utile ai fini ingegneristici (analisi delle interazioni sottosuolo/strutture).

La figura 6.12 mostra invece il dettaglio dello spettro di amplificazione H/V ricavato dalle registrazioni HVSR. Si evince una buona correlazione tra l'esito numerico della modellazione e l'esito strumentale della registrazione passiva, sebbene lo spettro H/V non consenta valutazioni quantitative di amplificazione e sebbene la registrazione sismica passiva non riesca a evidenziare marcatamente le amplificazioni a frequenze superiori a 1 Hz.

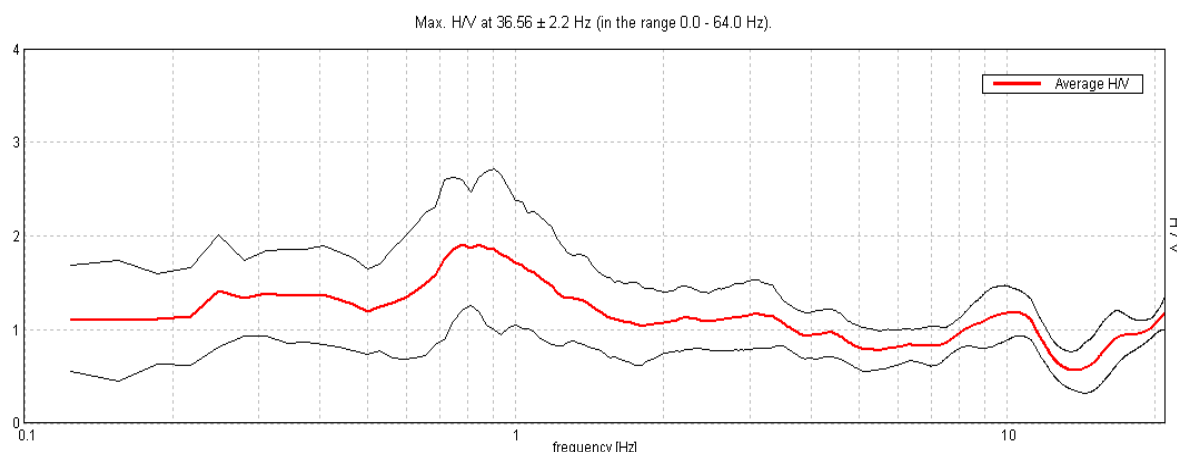


Figura 6.12– Confronto degli spettri H/V ottenuti dalle registrazioni sismiche passive HVSR

Le figure 6.11 e 6.12 rappresentano un utile strumento per la valutazione della vulnerabilità dei manufatti di previsione e/o esistenti rispetto agli effetti di amplificazione locale del moto sismico. È infatti noto come le strutture siano caratterizzate da differenti modi di vibrazione, in funzione di molti parametri tra cui l'elevazione, la tipologia, il materiale costruttivo, etc. Dal punto di vista analitico, la vibrazione di un edificio è governata soprattutto dalla sua altezza. In questo senso, la figura 6.13 riporta un abaco di possibile relazione tra altezza di un edificio in c.a. e frequenza di risonanza propria.

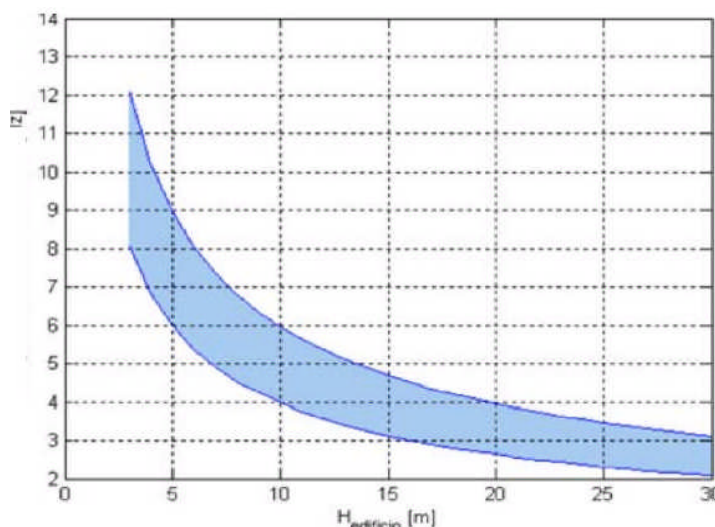


Figura 6.13 – Abaco di relazione tipica tra altezza edificio in c.a. - primo modo flessionale (da Masi et al., 2007)

Un'ulteriore relazione empirica che lega la frequenza di vibrazione di un edificio e la sua altezza è la seguente: $f = (10 \div 12)/n.\text{piani}$.

La coincidenza tra frequenze di risonanza naturale del terreno e frequenze di vibrazione delle strutture può dunque causare pericolose amplificazioni nel caso di impulsi ciclici dovuti ad un evento sismico (effetto di "doppia risonanza").

Per quanto detto, per finalità di interesse ingegneristico la modellazione numerica e le registrazioni HVSR evidenziano possibilità di picchi significativi per frequenze $< 3,0$ Hz. In conclusione, si potrebbero avere effetti di "doppia risonanza" per edifici maggiori di $3 \div 4$ piani e/o manufatti di altezza maggiore di 15 metri.

Per quanto riguarda la stima dell'intensità spettrale di Housner (SI), intesa come come rapporto fra gli spettri PSV al suolo e PSV al bedrock, la modellazione espletata con SHAKE 2000 (figura 6.14) ha permesso di rivavare gli esiti negli intervalli temporali rispettivamente di $0,1\text{s} \div 0,5\text{s}$ e $0,5\text{s} \div 1,0\text{s}$, come richiesto dalla DAL 112/2007:

INPUT 046 Pieve di Cento	INPUT126 Pieve di Cento	INPUT 354 Pieve di Cento
F.A. SI/SI ₀ [0.1s-0.5s] = 2,54	F.A. SI/SI ₀ [0.1s-0.5s] = 2,61	F.A. SI/SI ₀ [0.1s-0.5s] = 2,18
F.A. SI/SI ₀ [0.5s-1.0s] = 4,75	F.A. SI/SI ₀ [0.5s-1.0s] = 3,73	F.A. SI/SI ₀ [0.5s-1.0s] = 4,78

Intensità di Housner S.I. (smorz. 5%)

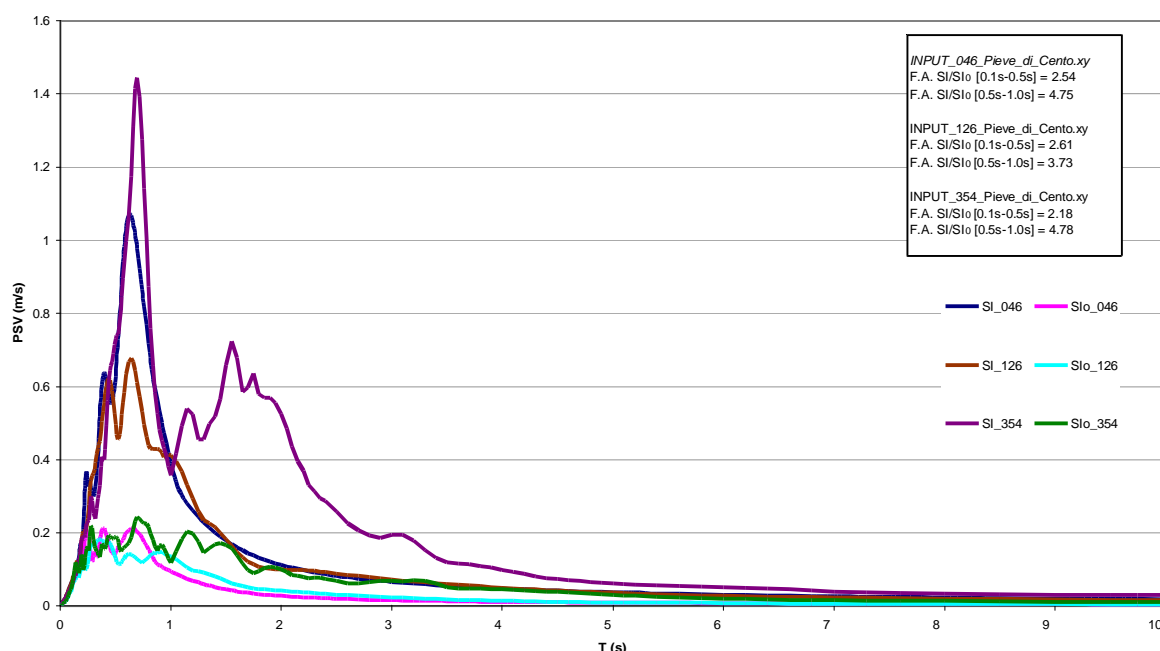


Figura 6.14 – Intensità di Housner S.I. riferite al bedrock e al suolo per i tre input sismici di riferimento.

6.4.2 Verifiche della liquefazione e dei cedimenti post-sisma

La suscettibilità alla liquefazione dei sedimenti rappresenta un parametro molto importante da valutare nelle analisi di pericolosità sismica anche a piccola scala, in particolare nella pianura alluvionale dove si ha la maggiore concentrazione dell'urbanizzato sia storico che di previsione.

Per liquefazione si intende l'annullamento di resistenza al taglio di terreni granulari saturi sotto sollecitazioni di taglio cicliche ed in conseguenza delle quali il sedimento raggiunge una condizione di fluidità pari a quella di un liquido viscoso. Il meccanismo di liquefazione è governato da molti fattori e tra questi i principali sono: caratteristiche dell'impulso sismico; (magnitudo $M > 5,0$); densità relativa ($DR < 50\div 60\%$); pressioni di confinamento (non sono riportati casi in letteratura di liquefazione in strati granulari profondi oltre 15-20 metri); fuso granulometrico; falda superficiale.

In condizioni di sisma, vi possono anche essere effetti di "riordino" dei sedimenti, con possibilità di cedimenti significativi che possono coinvolgere sia i depositi granulari poco addensati e recenti (olocenici), sia i sedimenti fini poco coesivi. Nell'ultimo decennio sono state elaborate procedure di stima delle potenziali deformazioni post-sisma anche nei sedimenti fini (limi e argille a comportamento "non drenato") provocate da perdite di resistenza. Quest'ultimo fenomeno è noto con il termine "cyclic softening" (Idriss & Boulanger, 2004-2007).

Per quanto detto, per progettazione a basso-medio rischio e per le stime preliminari di progetti caratterizzati da un maggior impegno prestazionale, le verifiche della suscettibilità alla liquefazione e dei cedimenti potenziali indotti da sisma possono essere espletate utilizzando correlazioni empiriche basate sui risultati delle prove CPT/CPTU. Il vantaggio dell'uso delle penetrometrie statiche è da ricercarsi nella maggiore accuratezza e ripetibilità della CPT/CPTU rispetto ad altre prove, nella loro relativa economicità e soprattutto nella possibilità di avere profili continui con la profondità e che forniscono informazioni dettagliate anche sulla stratigrafia.

La procedura di verifica della liquefacibilità e della stima dei cedimenti nei sedimenti sia granulari che fini poco coesivi, utilizzata per questo lavoro, si basa sull'apporccio attualmente più accreditato per le prove CPT di Seed e Idriss (1971) e Robertson & Wride (1998), recentemente aggiornato dallo stesso P.K. Robertson (2009-2010)⁶. La verifica stima la propensione alla liquefazione di un sedimento attraverso il calcolo

⁶ 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

del fattore di sicurezza $FL = (CRR_{(7,5)}/CSR_{(7,5)}) * MSF$ con:

- CSR = sollecitazione tangenziale ciclica (Cyclic Stress Ratio) prodotta da un sisma e stimata sulla base di correlazioni empiriche dalle caratteristiche del terremoto, magnitudo e accelerazione tangenziale del suolo. Il CSR viene calcolato dalla nota equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971) per terremoti di $M = 7,5$. La a_{max} di ingresso per la valutazione semplificata del CSR è ricavata utilizzando i dati della caratterizzazione sismica di riferimento
- MSF = coefficiente correttivo per eventi sismici di magnitudo differente da 7,5 (come nel nostro caso). Fra le equazioni proposte, le raccomandazioni NCEER consigliano di utilizzare per terremoti di $M < 7,5$ i valori correttivi di Andrus e Stokoe (1997). Per questo lavoro, a scopo ulteriormente cautelativo si è assunto come riferimento correttivo l'equazione proposta da Idriss (1986), che fornisce i valori di MSF più bassi raccomandati dal NCEER.
- CRR = resistenza alla liquefazione ciclica (Cyclic Resistance Ratio) dei sedimenti attraversati, ricavata dagli esiti penetrometrici secondo la procedura empirica proposta da Robertson & Wride, 1998 per terremoti di $M = 7,5$. La procedura si fonda su equazioni che determinano i valori di CRR dei sedimenti con diverso contenuto di fini dai dati delle prove CPT, attraverso la normalizzazione a 100 kPa (pressione atmosferica) delle resistenze alla punta penetrometrica e la correzione in funzione delle caratteristiche granulometriche (desunte dalla classificazione dei terreni di Robertson, 1990).

Le analisi espletate seguono le note procedure di riferimento dettate dall'NCEER. Questo approccio valuta la propensione alla liquefazione e stima i cedimenti post sisma sia nei sedimenti granulari saturi e insaturi, sia nei sedimenti fini, poco coesivi. Si è quindi proceduto al calcolo automatico della liquefacibilità e dei cedimenti post sisma con il software "Cliq", sviluppato dalla GeoLogiki Geotechnical Engineers in collaborazione con lo stesso P.K. Roberson, utilizzando i dati di input di pericolosità sismica di base e i parametri sismici di amplificazione (FA PGA) ricavati dalla modellazione di risposta sismica numerica, che risultano oltretutto più cautelativi rispetto agli esiti della Micro Zonazione Semplificata:

- magnitudo del terremoto $M_w = 6.0$
- a_{max} suolo = 0,33g (accelerazione al suolo più cautelativa, ricavata dalla modellazione numerica di RSL)
- quota piezometrica in condizioni di sisma saliente fino a -1,5 m dal piano campagna
- verifica fino a -20 m dal piano campagna attuale

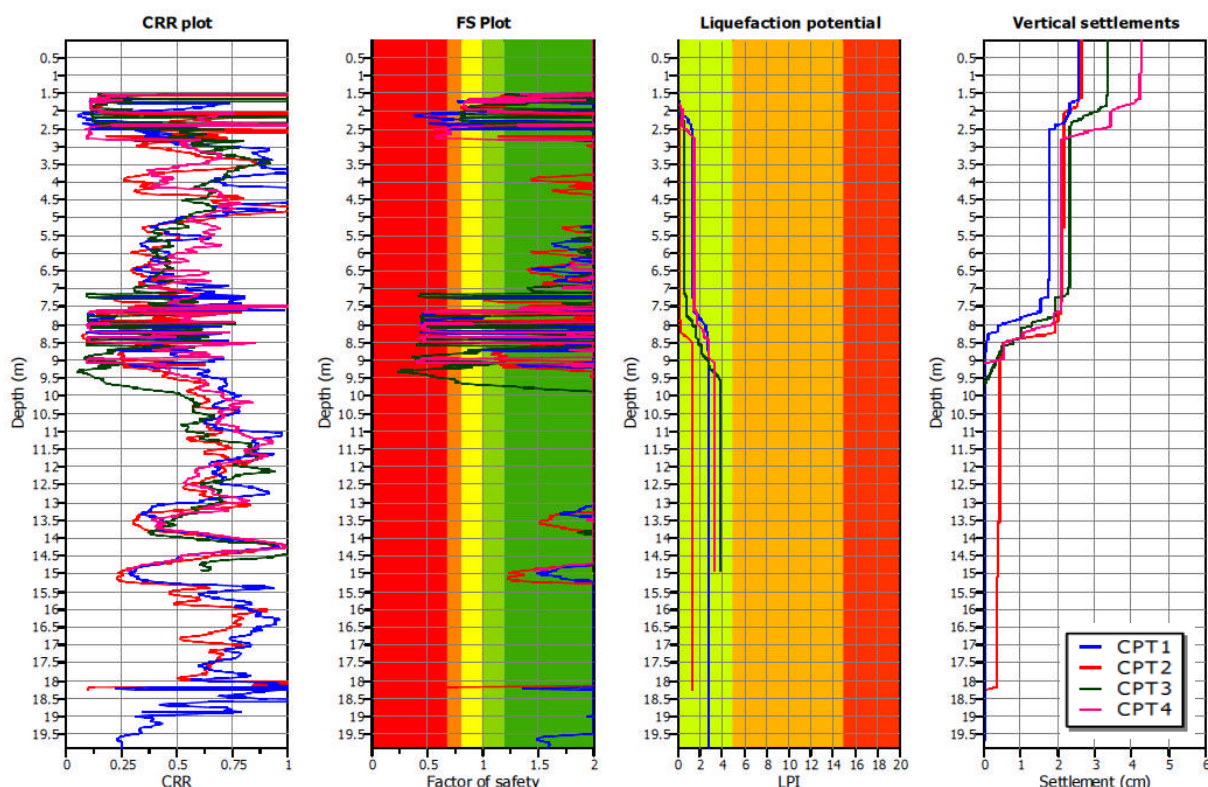


Figura 6.15 – Confronto delle verifiche di liquefazione ottenute dalle quattro prove CPTU

La figura 6.15 riporta i diagrammi di verifica della liquefacibilità e la stima dei cedimenti post sisma (nei sedimenti fini poco coesivi e granulari) ottenuti dalla simulazione. Occorre evidenziare che l'intervallo attualmente insaturo ed essiccato induce errori nella verifica legati all'interpretazione tessiturale non corretta e pertanto non è da considerare. Ciò detto, alcuni strati di spessore centimetrico presentano esiti di $F_s < 1$, compresi tra -7 metri e -9,5 m, comunque trascurabili rispetto alla colonna di sedimenti investigata. Per tale intervallo, la possibilità di manifestazioni di liquefazione a livello del suolo e/o fino alla quota di incastro di fondazioni superficiali appaiono comunque scongiurate dalla profondità e dallo spessore dello strato non liquefacibile soprastante ovvero dal suo grado di confinamento (§ Ishihara, 1985). In questo senso, anche la stima dell'Indice di potenziale liquefazione (LPI) secondo Iwasaki (1982), che si basa su F_s , profondità e spessore dello strato liquefacibile, dimostra una "pericolosità bassa" ($LPI < 4$). Anche l'entità dei cedimenti post sisma nei sedimenti granulari e poco coesivi risulta molto contenuta: nei primi 9 metri circa (escludendo lo strato insaturo, come sopra spiegato) di sottosuolo si sono stimati cedimenti cumulativi inferiori al "pollice", pertanto compatibili con normali costruzioni. In conclusione, le verifiche numeriche espletate sulla scorta dei dati penetrometrici escludono la possibilità di liquefazione nell'area di studio (sedime della palestra).

ALLEGATI

Comune
Via
Località
Committente
Data

Pieve di Cento
Cremora
Nuova Palestra
Dott. Geol. Samuel Sangiorgi
01-dic-12

Falda

2.20 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
3-ott-2012
3-ott-2012

CPTU

1

Profondità (m)

Attrito Laterale corretto FT (MPa)

Attrito Laterale Fs (MPa)

Resistenza alla Punta corretta QT (MPa)

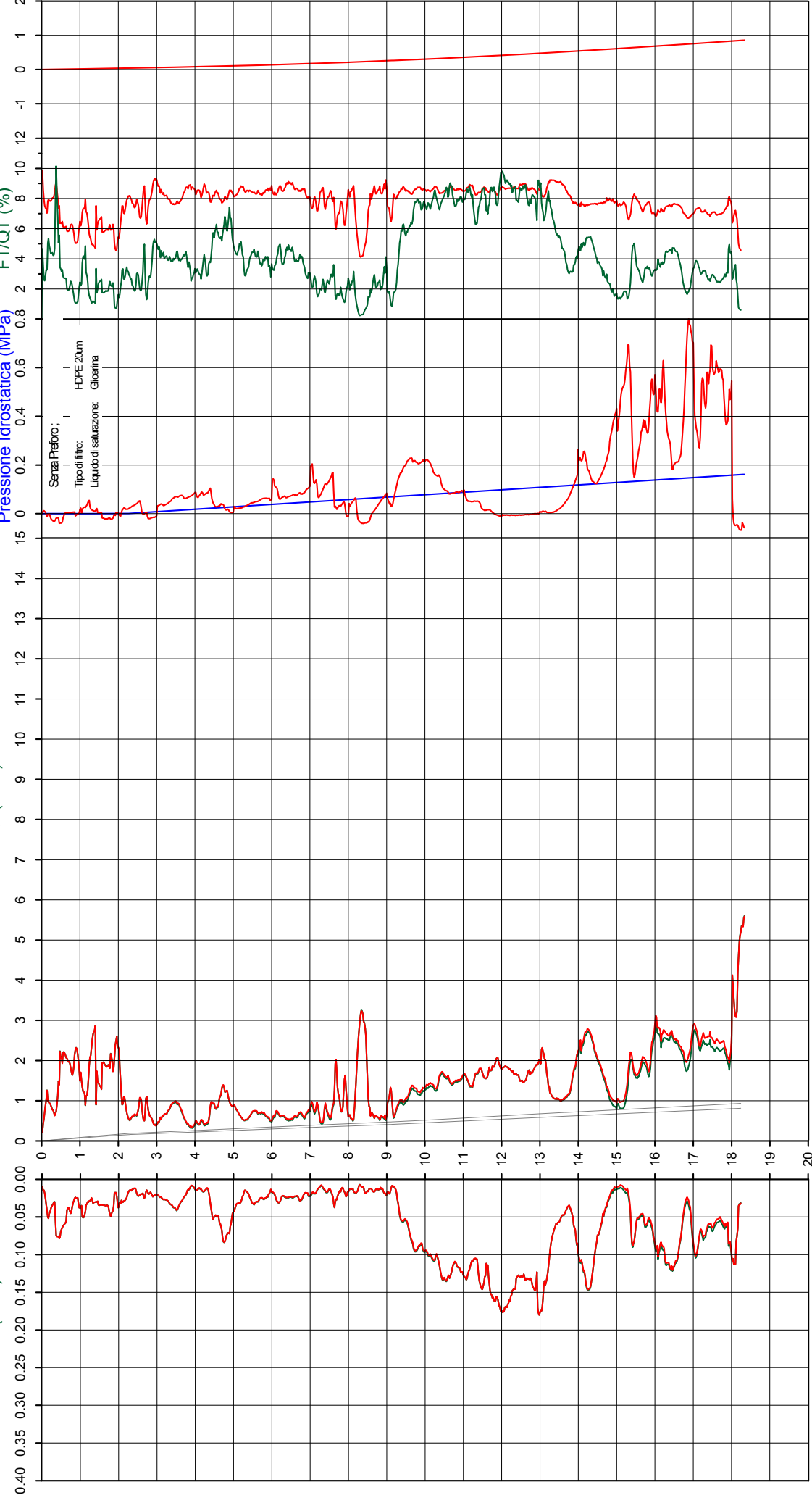
Resistenza alla Punta Qc (MPa)

Pressione Interstiziale
Penetrometrica (MPa)

Pressione Idrostatica (MPa)

Indice di Comportamento Ic
FT/QT (%)

Deviazione (m)



Comune: Pieve di Cento
 Via: Cremona
 Localita': Nuova Palestra
 Committente: Dott. Geol. Samuel Sangiorgi
 Data: 01-dic-12

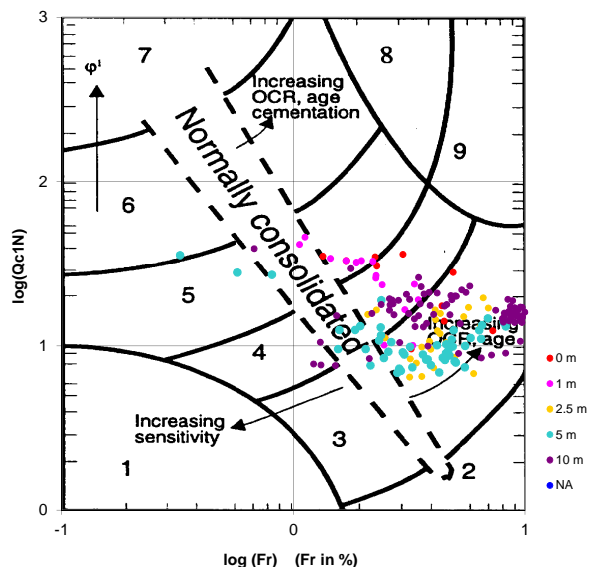
Numero prova: 1
 Quota falda: 2.20



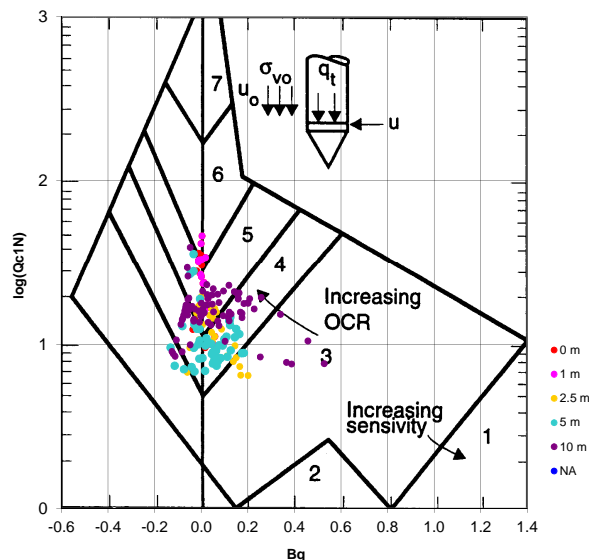
**Società di
Geologia
Territoriale**

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

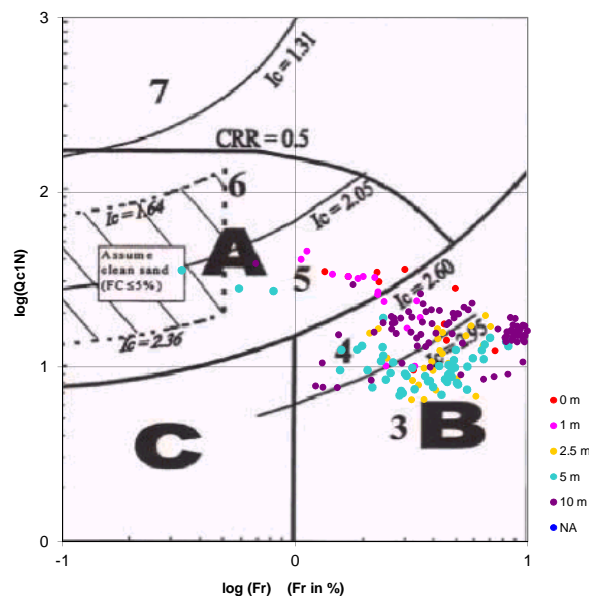
**Cross-plot Qc1N verso Fr
(Robertson 1990)**



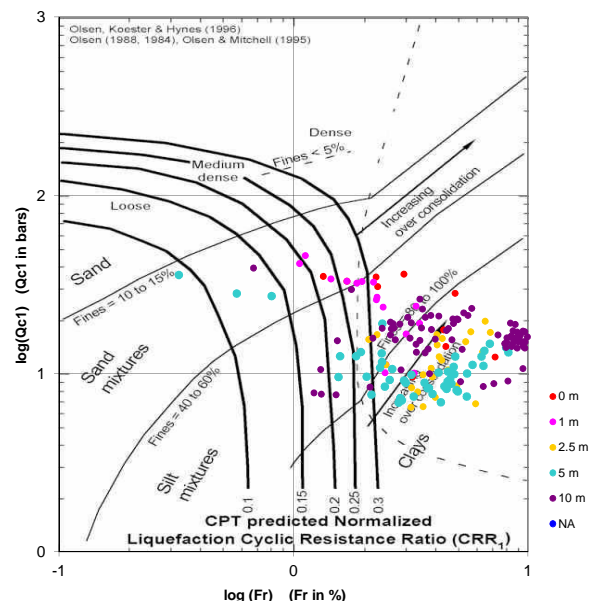
**Cross-plot Qc1N verso Bq
(Robertson 1990)**



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



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



Litotipo secondo Robertson 1990

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

Potenziale di liquefacibilit 

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

Comune
Via
Località
Committente
Data

Pieve di Cento
Cremora
Nuova Palestra
Dott. Geol. Samuel Sangiorgi
01-dic-12

Falda

2.20 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
3-oct-2012
3-oct-2012

CPTU

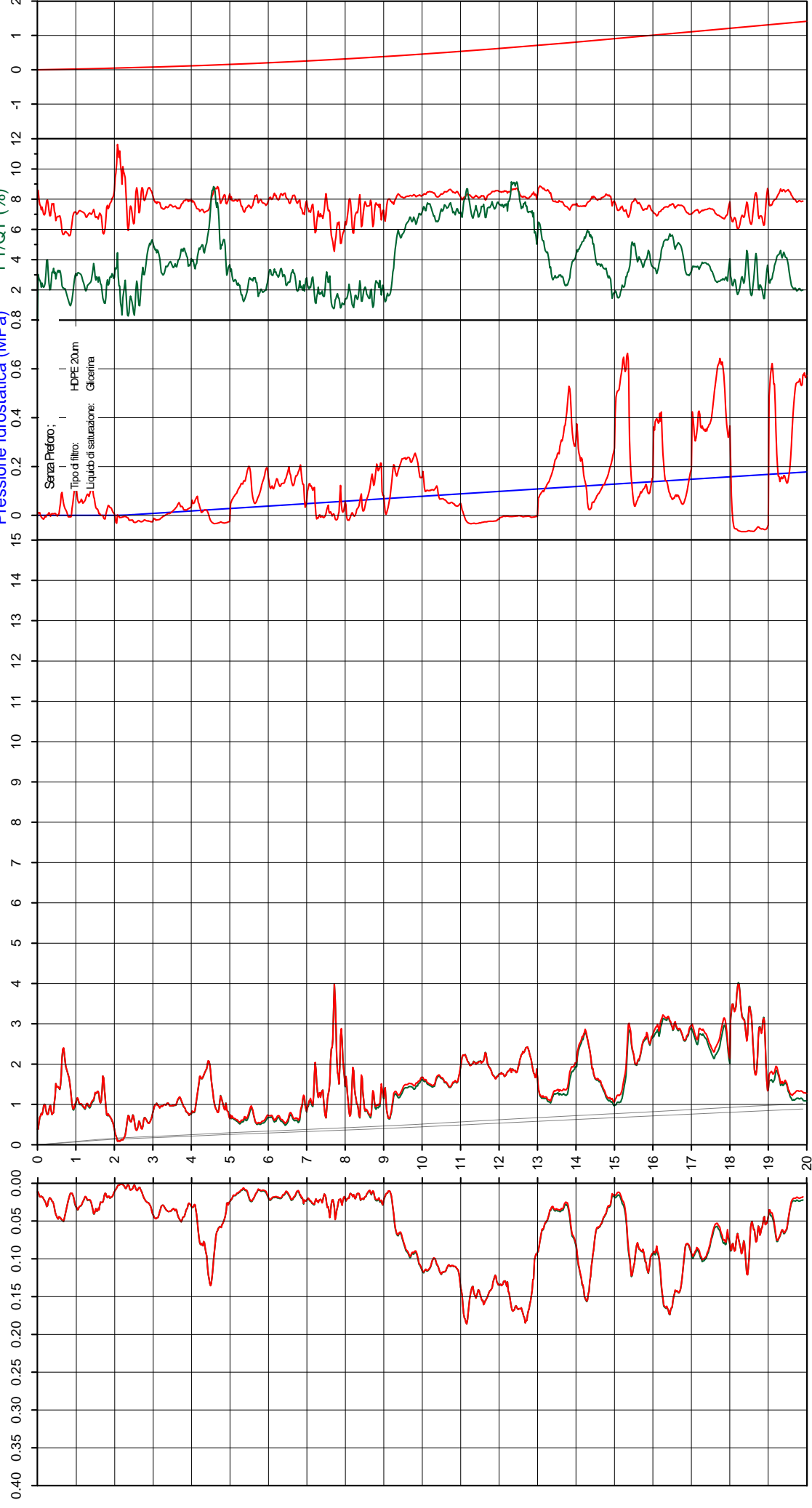
2

Profondità
(m)

Attrito Laterale corretto FT (MPa)
Attrito Laterale Fs (MPa)

Resistenza alla Punta corretta QT (MPa)
Resistenza alla Punta Qc (MPa)

Pressione Interstiziale
Penetrometrica (MPa)
Pressione Idrostatica (MPa)
Indice di Comportamento Ic
FT/QT (%)
Deviazione (m)



Comune: Pieve di Cento
 Via: Cremona
 Localita': Nuova Palestra
 Committente: Dott. Geol. Samuel Sangiorgi
 Data: 01-dic-12

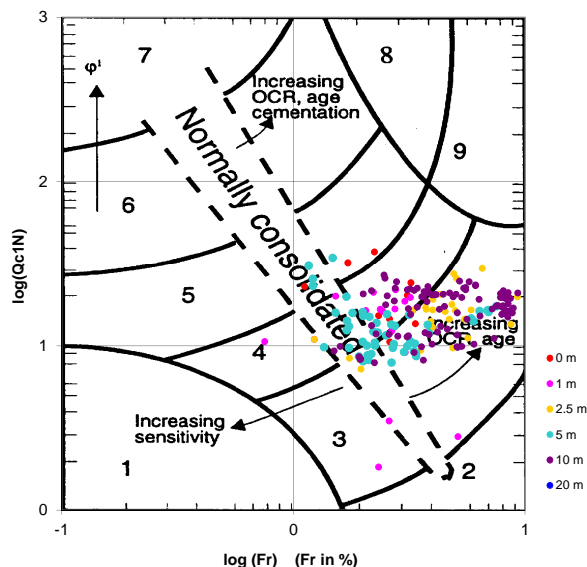
Numero prova: 2
 Quota falda: 2.20



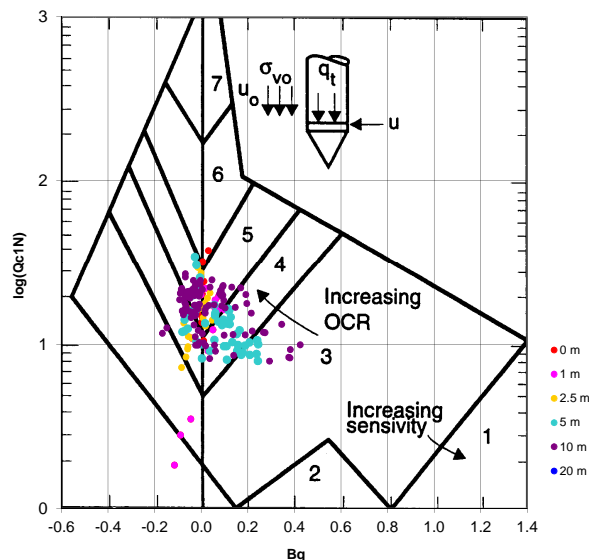
**Società di
Geologia
Territoriale**

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

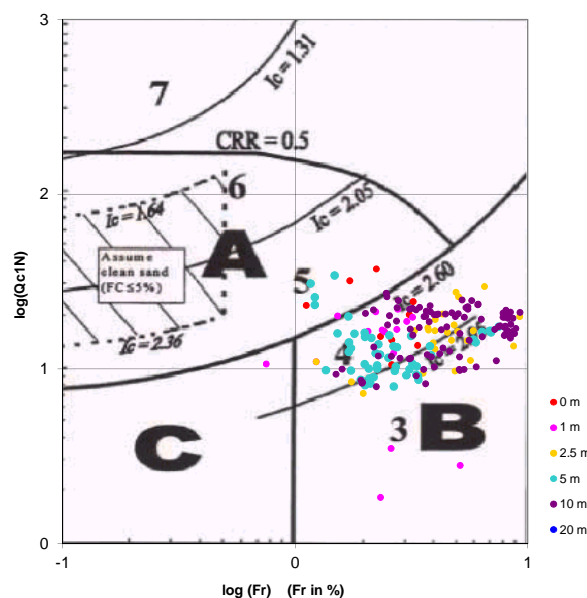
**Cross-plot Qc1N verso Fr
(Robertson 1990)**



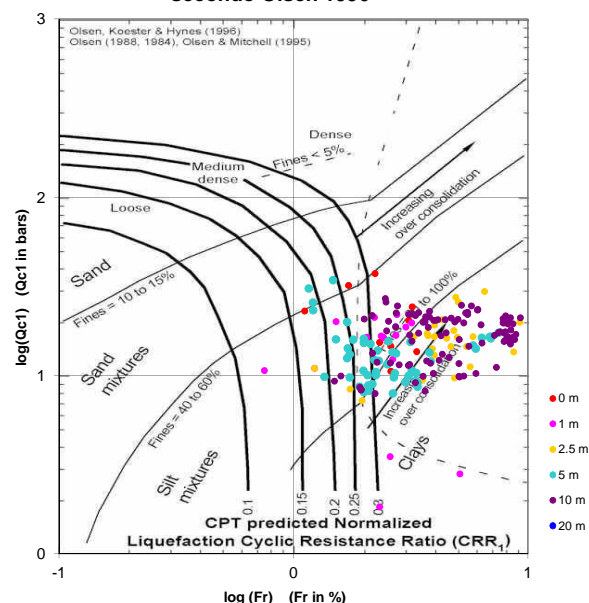
**Cross-plot Qc1N verso Bq
(Robertson 1990)**



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



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



Litotipo secondo Robertson 1990

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

Potenziale di liquefacibilit 

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

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Pieve di Cento
Cremona
Nuova Palestra
Dott.Geol. Samuel Sangiorgi
01-dic-12

Falda

2.20 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
3-ott-2012
3-ott-2012

CPTU

3

Profondità
(m)

Attrito Laterale corretto FT (MPa)

Attrito Laterale Fs (MPa)

Resistenza alla Punta corretta QT (MPa)

Resistenza alla Punta Qc (MPa)

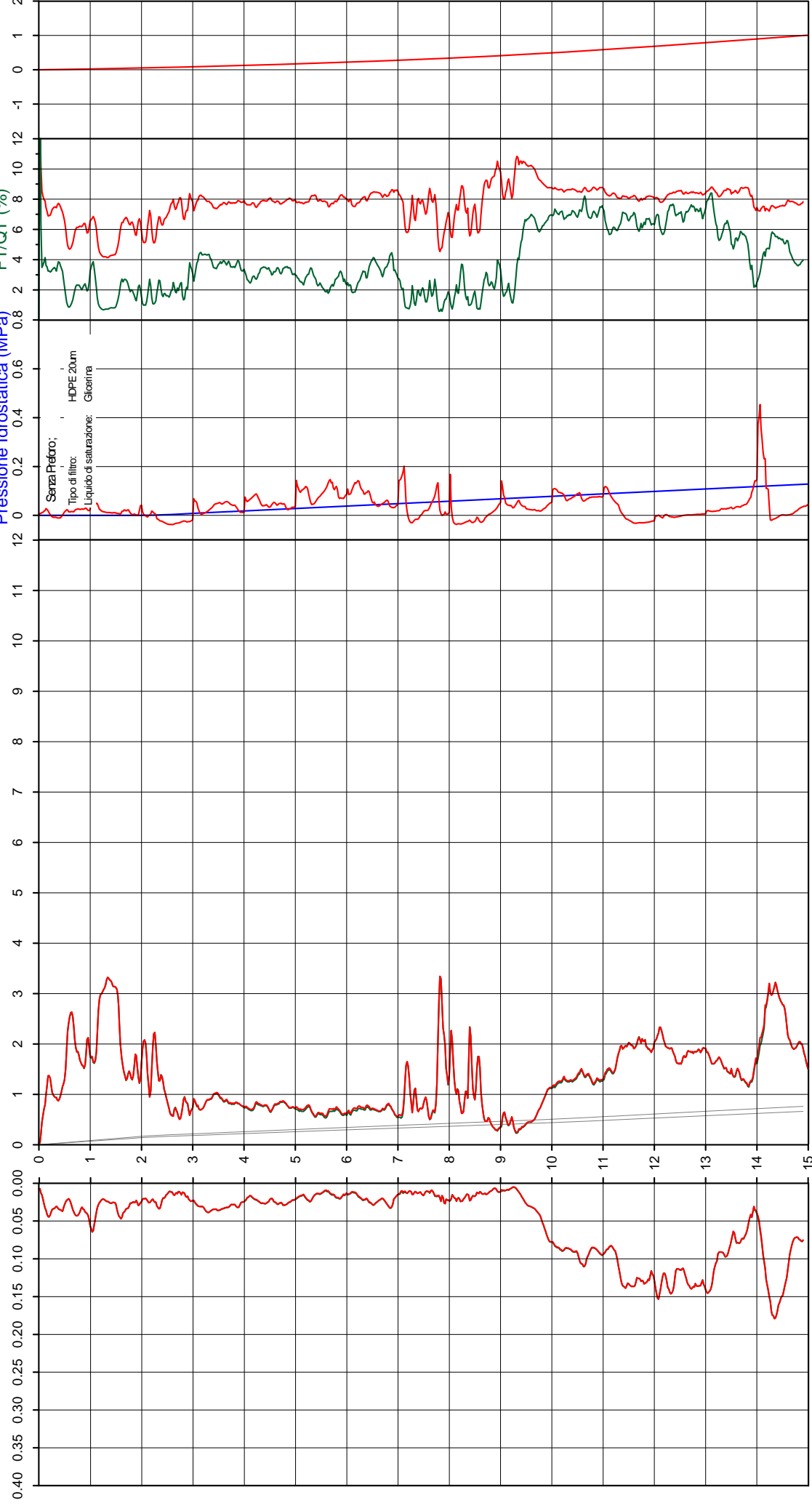
Pressione Interstiziale
Penetrometrica (MPa)

Pressione Idrostatica (MPa)

Indice di Comportamento Ic

FT/QT (%)

Deviazione (m)



Comune: Pieve di Cento
 Via: Cremona
 Localita': Nuova Palestra
 Committente: Dott. Geol. Samuel Sangiorgi
 Data: 01-dic-12

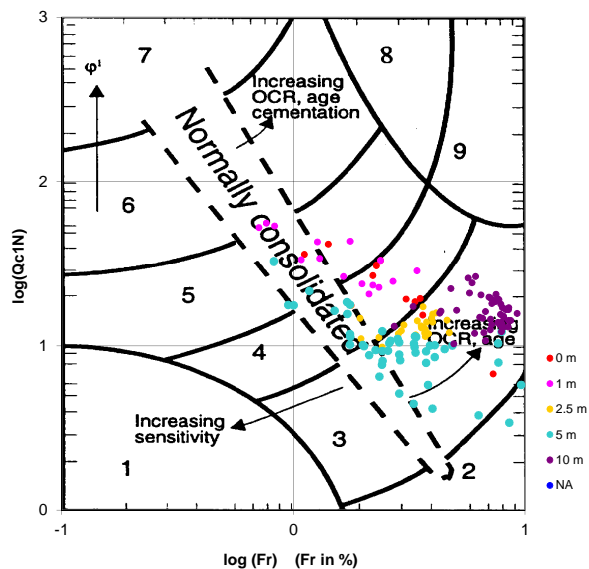
Numero prova: 3
 Quota falda: 2.20



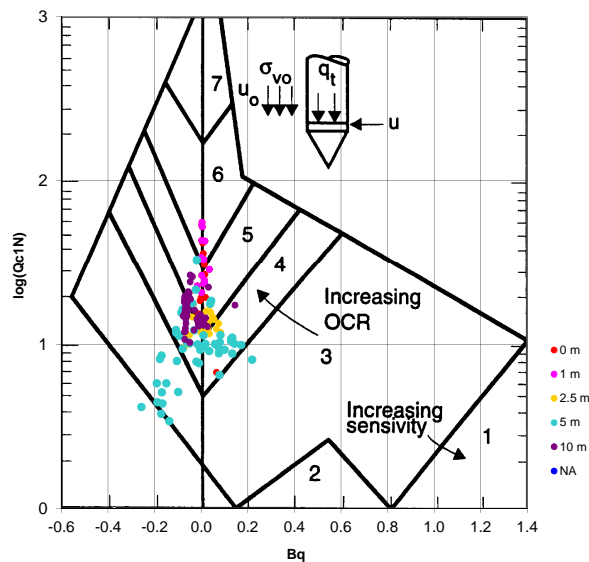
**Società di
Geologia
Territoriale**

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

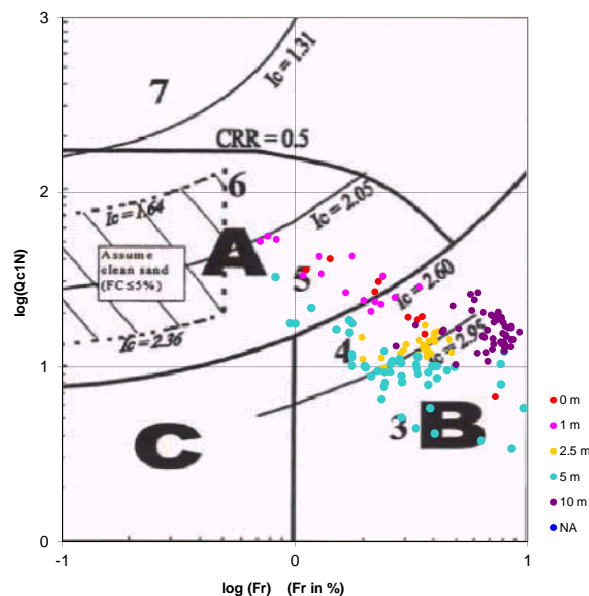
**Cross-plot Qc1N verso Fr
(Robertson 1990)**



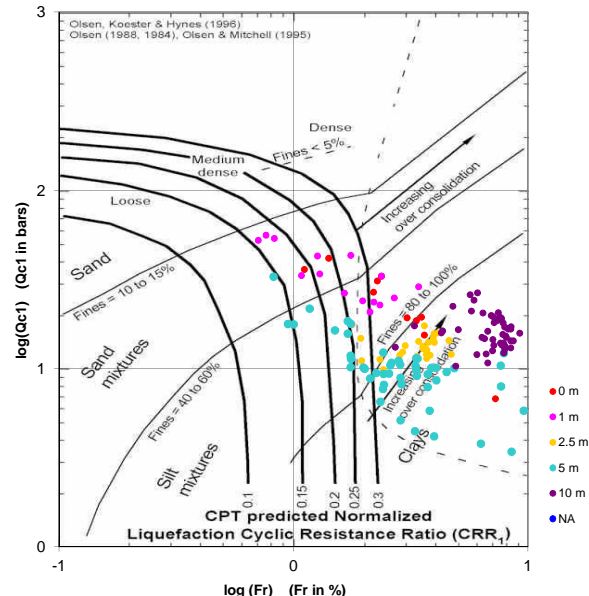
**Cross-plot Qc1N verso Bq
(Robertson 1990)**



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



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



Litotipo secondo Robertson 1990

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

Potenziale di liquefacibilit 

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

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Pieve di Cento
Cremona
Nuova Palestra
Dott.Geol. Samuel Sangiorgi
01-dic-12

Falda

2.20 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
3-ott-2012
3-ott-2012

CPTU

4

Profondità
(m)

Attrito Laterale corretto FT (MPa)

Attrito Laterale Fs (MPa)

Resistenza alla Punta corretta QT (MPa)

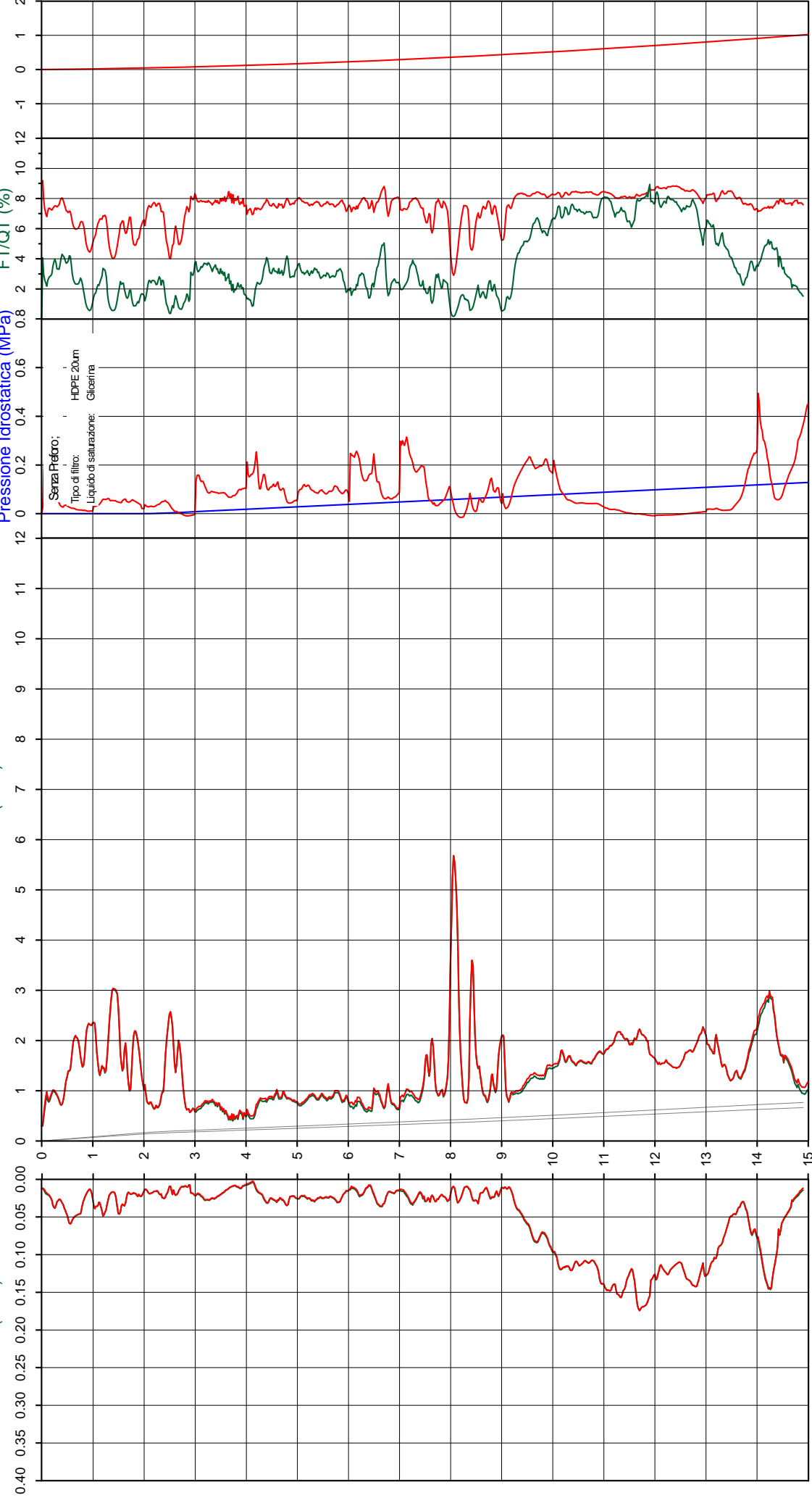
Resistenza alla Punta Qc (MPa)

Pressione Interstiziale
Penetrometrica (MPa)

Pressione Idrostatica (MPa)

Indice di Comportamento Ic
FT/QT (%)

Deviazione (m)



Comune: Pieve di Cento
 Via: Cremona
 Localita': Nuova Palestra
 Committente: Dott. Geol. Samuel Sangiorgi
 Data: 01-dic-12

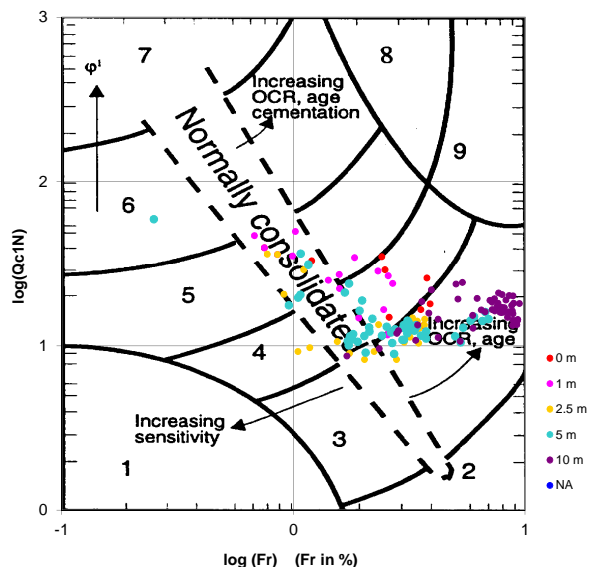
Numero prova: 4
 Quota falda: 2.20



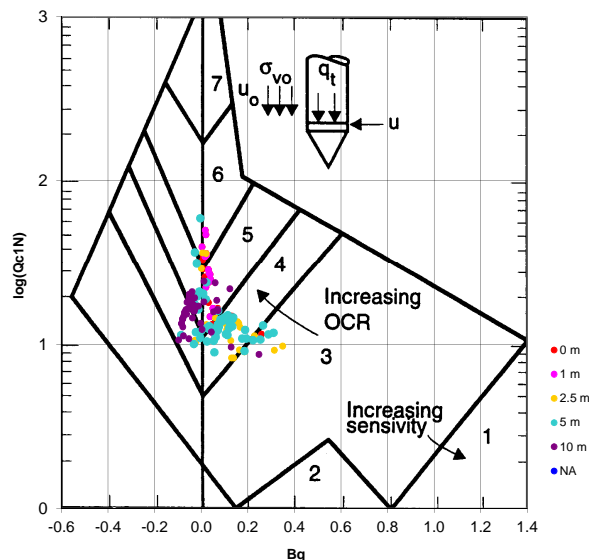
**Società di
Geologia
Territoriale**

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

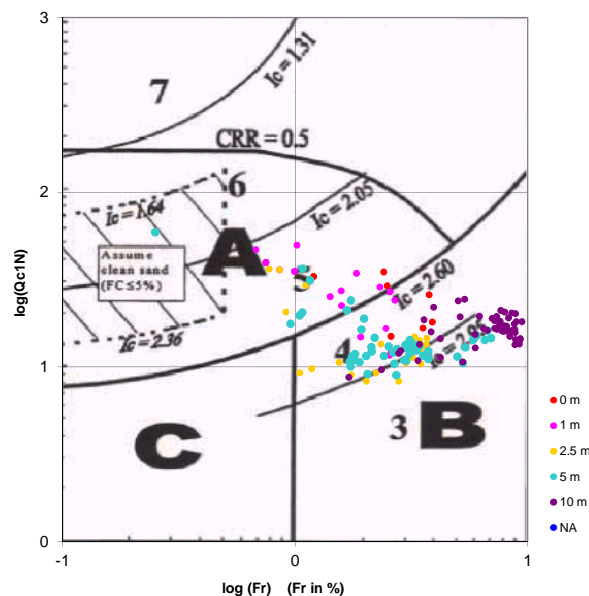
**Cross-plot Qc1N verso Fr
(Robertson 1990)**



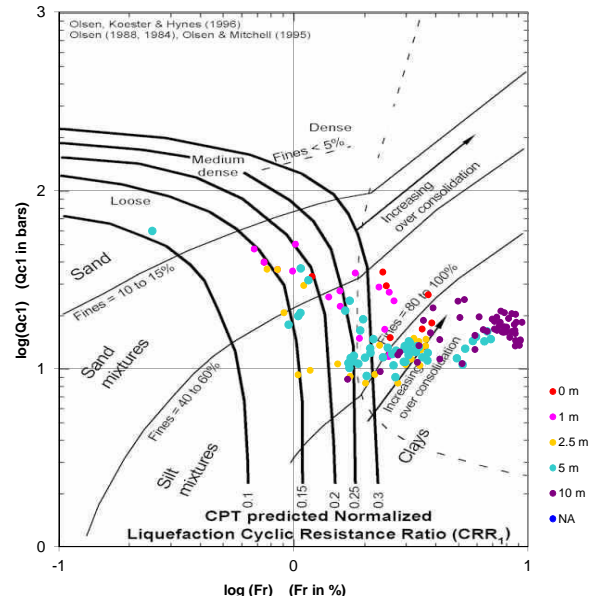
**Cross-plot Qc1N verso Bq
(Robertson 1990)**



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



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



Litotipo secondo Robertson 1990

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

Potenziale di liquefacibilit 

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