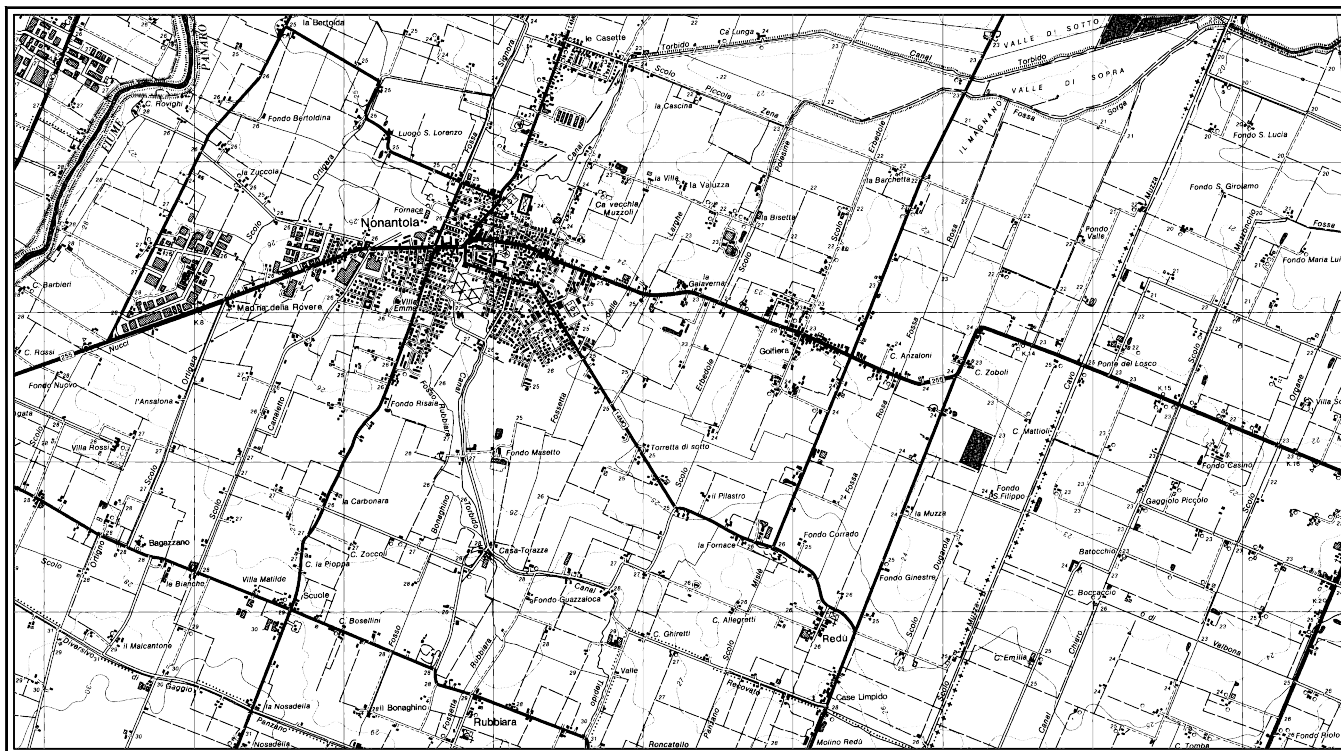


R. Emilia Romagna

Provincia di Modena

**Comune di NONANTOLA**

**CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA E SISMICA  
PER LA REALIZZAZIONE DI NUOVO NIDO COMUNALE A NONANTOLA, MODENA**

**Amministrazione comunale di Nonantola (MO)**

**RELAZIONE GEOLOGICO  
GEOTECNICA - AZIONE SISMICA**

Dr. Geol.  
GIAN PIETRO MAZZETTI



*Gian Pietro Mazzetti*

REL.N°	REV.	DATA	NOTE	Verificato	Approvato
1950/13	0	Ottobre 2013		S.Gilli	G.P.Mazzetti

**CENTROGEO SURVEY SNC**

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

**COMUNE DI NONANTOLA****CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICO – GEOTECNICA E  
SISMICA PER LA REALIZZAZIONE DI NUOVO NIDO COMUNALE A NONANTOLA*****Amministrazione Comunale di Nonantola*****INDICE**

INTRODUZIONE .....	1
INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO.....	1
CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA.....	1
INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO .....	2
MODELLAZIONE SISMICA – PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE .....	3
Inquadramento topografico.....	3
CARATTERI SISMOTETTONICI DEL TERRITORIO.....	3
Attività Tettonica.....	5
CLASSIFICAZIONE SISMICA – PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE .....	9
AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO.....	12
PROSPEZIONE SISMICA REFRACTION MICROTREMOR (Re.Mi.) .....	12
Identificazione categoria suolo di fondazione .....	14
Fattore di amplificazione sismica locale.....	16
ANALISI DI TERZO LIVELLO.....	18
Risposta sismica locale.....	18
Determinazione degli effetti di sito.....	19
Definizione dei coefficienti di amplificazione sismica.....	21
ANALISI DEI MICROTREMORI CON LA TECNICA HVSR.....	23
ANALISI SUSCETTIVITÀ ALLA LIQUEFAZIONE.....	24
CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	27
Considerazioni sulla litostratigrafia geomeccanica.....	28
MODULO DI REAZIONE.....	31
PORTANZA DEI TERRENI.....	32
STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE.....	33
STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI STATICHE .....	33
Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M1 .....	34
Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M2 .....	34
Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo.....	35
STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI DINAMICHE .....	36
Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M1 .....	37
Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M2 .....	37
Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo in condizioni sismiche .....	37
STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CEDIMENTI.....	39
Distorsione angolare.....	40
CEDIMENTI PERMANENTI POST SISMICI (STATO LIMITE DI ESERCIZIO IN CONDIZIONI DINAMICHE) .....	41
CONCLUSIONI E SUGGERIMENTI .....	42

**ALLEGATI**

UBICAZIONE AREA STUDIATA .....	TAV. 1
CARTA GEOMORFOLOGICA .....	TAV. 2
CARTA DELLE MICROZONE OMOGENEE IN PROSPETTIVA SISMICA.....	TAV. 3
PLANIMETRIA UBICAZIONE PUNTI D'INDAGINE .....	TAV. 4

## SCHEDE:

DIAGRAMMI PENETROMETRICI  
INDAGINI RE.MI./MASW  
INDAGINI HVSR

## **INTRODUZIONE**

Nel contesto del progetto per la realizzazione del Nuovo Nido Comunale di Nonantola (MO), è stata eseguita un'analisi geologico geotecnica e sismica, finalizzata all'individuazione delle caratteristiche litotecniche, della pericolosità sismica di base e determinazione dell'azione sismica-risposta sismica locale, dell'area di impronta dei terreni di fondazione delle strutture previste in progetto.

L'analisi, eseguita su commissione dell'**Amministrazione Comunale di Nonantola**, si è redatto in ottemperanza ai dettati del D.M. 11/03/88, circ. LL.PP. 24/09/88 N° 30483 ed in riferimento al D.M. 14-01-2008, Delibera Assemblea Legislativa R.E.R. n° 112 del 02-05-2007, LR.ER. n°19/2008.

Le analisi effettuate hanno evidenziato condizioni geomorfologiche, idrogeologiche, parametri geotecnici, caratteristiche della pericolosità sismica di base e della risposta sismica locale, che denotano idonee caratteristiche per l'uso del sito a fini edificatori.

## **INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO**

La zona d'intervento ricade nel settore nord orientale della sezione REDÙ n° 202092, delle basi C.T.R. ER in scala 1:5.000, appartenente al F° MIRANDOLA N° 75 I.G.M. quadrato PQ zona 32 T.

I vertici delle coordinate *Gauss-Boaga*, circa riferiti al punto centrale dell'area di intervento, sono:

- 1662401 - 4948493

## **CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA**

La zona esaminata appartiene al bacino subsidente pliocenico quaternario della pianura padana, costituito da un'ampia depressione a stile compressivo formata, negli orizzonti più recenti da depositi pliocenico quaternari. Questi ultimi, in base ai dati *AGIP MINERARIA* (1986), sono suddivisi, a loro volta, in formazioni del Quaternario Continentale nei primi 350/450 m del sottosuolo e del Quaternario Marino circa da 350/450 m a 1050 ÷ 1200 m.

Tali unità geologiche sovrastano le formazioni pre-quaternarie che nel sottosuolo delle zone a meridione di Nonantola sono caratterizzate dalla presenza delle Pieghe Romagnole e nel territorio di quest'ultima passano alla sinclinale Soliera - Bastiglia - Nonantola - S.Giovanni in Persiceto, nella quale la profondità del substrato prepliocenico si colloca mediamente tra -5.000 e -8.000 m dal piano campagna.

Detti approfondimenti, corrispondenti a  $-7.000 \div -7.500$  m p.c, si rinvencono nel sottosuolo dell'area a cui appartiene il territorio di Nonantola; procedendo verso settentrione,  $15 \div 20$  km, tale complesso tettonico passa alla regione delle Pieghe Ferraresi con contatto per faglia inversa.

I depositi alluvionali che formano i primi  $350 \div 450$  m del sottosuolo sono costituiti da ripetitive sequenze di livelli sostanzialmente argilloso limosi ai quali si intercalano lenti sabbiose di modesto spessore contraddistinte da una spiccata lenticolarità ed una sensibile discontinuità laterale. Detti caratteri e le componenti granulometriche e litologiche degli orizzonti sabbiosi attribuiscono la successione descritta all'Unità Idrogeologica della Media Pianura Padana Appenninica, formata dagli apporti distali dei fiumi appenninici.

I depositi alluvionali che formano i primi  $230 - 280/300$  m del sottosuolo: AES, denotano significativa influenza del substrato prepliocenico e pliocenico che hanno indotto deformazioni sinformi, correlabili prevalentemente a processi di subsidenza differenziata per autoconsolidazione dei terreni.

A detta successione soggiace una sequenza prevalentemente argilloso limosa, che contiene in percentuale relativa inferiore unità prevalentemente sabbiose, che giunge a  $-350 \div -380/-400$  m pc, nella quale si evidenziano deformazioni sostanzialmente connesse a subsidenza differenziata per autoconsolidazione.

Superati i depositi alluvionali più superficiali si riscontrano orizzonti argilloso sabbiosi - sabbioso argillosi, contenenti macrofossili e livelli torbosi, permeati da acque dolci sino a  $-600 \div -640$  m dal piano campagna, quota alla quale compaiono le acque salmastre.

## **INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO**

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

I fiumi nelle zone di pianura svolgono prevalentemente un'azione sedimentante per colmare le aree più depresse. In tali ambiti in occasione delle variazioni climatiche, comportanti fenomeni di piena fluviale, si generano, in condizioni naturali, rotte e/o tracimazioni che causano una mutazione nelle direzioni degli alvei,

L'assetto geomorfologico dell'area studiata è legato alle passate vicende del fiume Panaro che ha costituito nella zona sequenze formate da alternanze prevalentemente limoso argilloso – limoso sabbioso argilloso alle quali si intercalano nelle fasce territoriali meridionali ( $1 \div 3$  Km a sud) orizzonti ghiaioso sabbiosi di spessore variabile ed a spiccata struttura lentiforme. Dette unità tendono ad essere sostituite da corpi sabbiosi che diminuiscono in spessore ed in percentuale



rappresentata con l'aumento della profondità, procedendo in verso settentrionale, sino a ridursi a sottili unità acquifere, intercalate a potenti sequenze argillose pochi km ( $2 \div 4$ ) a nord del capoluogo.

Gli orizzonti permeabili tendono ad incrementare in spessore e percentuale rappresentata con l'aumento della profondità in direttrice sud orientale, zone di Castelfranco Emilia, e sud occidentale, territorio di Modena, nei quali, a profondità di  $30 \div 40$  m dal piano campagna, sono presenti sequenze prevalentemente sabbioso ghiaiose con spessori variabili tra  $5 \div 10$  e  $15 \div 20$  m e ad assetto spiccatamente lentiforme.

L'attuale assetto geomorfologico territoriale consegue dalle passate vicende fluviali del torrente precedentemente indicato, che unitamente all'azione dell'uomo: bonifiche, canalizzazioni, riporti, ecc, hanno portato ad una conformazione pianeggiante con ondulazioni più o meno accentuate in senso ovest est.

Dal punto di vista clivometrico, territorialmente si riscontrano pendenze medie del  $1/2 \div 4,5$  ‰, degradanti in senso sud ovest – nord est e quote equivalenti di  $25 \div 26$  m s.l.m.

Il livello di equilibrio della falda freatica al momento delle prove, ottobre 2013, si è rilevato nei fori dei sondaggi geognostici, mediamente a  $-2,5/-3,0 \div -4,0$  m dal piano campagna esistente.

Per quanto riguarda i fenomeni di dislocazione neotettonica, le analisi territoriali svolte dal CNR Prog. Fin. Geodinamica Sottoprogetto Neotettonica, non evidenziano la presenza di fasce che abbiano manifestato, in superficie, palesi spostamenti differenziati localizzati interessanti il settore di territorio a cui appartiene l'area oggetto di intervento.

## **MODELLAZIONE SISMICA – PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE**

### **Inquadramento topografico**

Le coordinate geografiche (ellissoide ED50) relative circa al centro dell'area di intervento corrispondono a:

11,04941  $\div$  44,67214

(utilizzate per il calcolo dell'azione sismica – DM 14-01-08)

## **CARATTERI SISMOTETTONICI DEL TERRITORIO**

Il sottosuolo del territorio tra Nonantola – S. Giovanni in Persiceto – Crevalcore – Bomporto – Sorbara - Carpi – Campogalliano, appartiene all'area planiziale della Provincia di Modena, rappresentata nel settore in oggetto della fascia della media

pianura. Tale zona è contraddistinta in profondità dalla sinclinale: Soliera – Nonantola - S. Giovanni in Persiceto – Argelato – Sabbiuino che raccorda la Pieghe Romagnole, presenti a 3 ÷ 5 km più a sud, con le Pieghe Ferraresi rinvenibili 12 ÷ 15 km a settentrione.

Le Pieghe Romagnole, a meridione della zona in oggetto sono caratterizzate dalla Dorsale di Castelfranco E. – Ponte Samoggia – Tavernello d'Emilia e dalla Dorsale di Albareto - Bagazzano, rappresentati il proseguimento settentrionale dei motivi tettonici appenninici affioranti a sud di Modena – Bologna. In direzione nord il substrato si approfondisce rapidamente nella Sinclinale di Soliera – Nonantola – Argelato – Sabbiuino, per poi innalzarsi gradualmente sino ai sovrascorrimenti che delimitano l'ala meridionale dell'arco delle Pieghe Ferraresi nella fascia rinvenibile a settentrione dell'allineamento Cento – Camposanto - Cavezzo.

L'assetto della Sinclinale Soliera – Argelato, nel settore tra Nonantola – Ravarino – Solara - Soliera – Albareto, presenta una conformazione regolare con asse orientato ovest nord ovest – est sud est con blanda immersione in verso est sud est. Detta struttura, nella fascia tra Ganaceto - Nonantola – S. Agata B.se e S. Giovanni in Persiceto, denota la presenza di due linee di sovrascorrimento ad andamento circa sub parallelo orientate ovest est.

La più settentrionale di dette linee, tra S. Agata B.se e S. Giovanni in Persiceto flette in direttrice sud in direzione di S.Giacomo di Martignone dove è interessata da uno sovrascorrimento esteso in senso ovest nord ovest – est sud est.

Analoga condizione si riscontra nelle zone occidentali dove, ad ovest di Ganaceto, i sopraccitati sovrascorrimenti flettono a sud ovest verso Campogalliano – Rubiera.

Le struttura delle Pieghe Romagnole è ulteriormente suddivisa in blocchi da faglie trasversali, che delimitano le dorsale di Minerbio – Selva e le componenti arcuate degli sovrascorrimenti nella Dorsale Castelfranco E. – P.te Samoggia. Dette linee tettoniche avrebbero subito movimenti anche in tempi recenti, Pliocene – Pleistocene inf. ( $5 \div 0,89 \text{ Ma}^1$ ), come suggeriscono le flessioni in verso occidentale del F.Reno e T.Samoggia che non appaiono giustificabili solamente con diversi equilibri di sedimentazione.

Analoga indicazione è correlabile alla progressiva migrazione verso nord nel Po avvenuta negli ultimi 3000 anni (*Viaggiani 1974*) che asseconda l'arco delle Pieghe Ferraresi.

In tale contesto si collocano inoltre, in base agli studi sui fenomeni di spostamento recenti verificatisi nella pianura Bolognese – Modenese (*C.N.R. Progetto Finalizzato Geodinamica, Sottoprogetto Neotettonica; 1987*), le interruzioni a

---

<sup>1</sup> Ma: Milioni di anni

pulsazioni con fenomeni di rallentamento (sollevamento?) del generale trend subsidente nelle fasce a settentrione di Modena – Bologna ed a est – nord est di quest’ultima. Le principali faglie neotettoniche comunque non risulta interessino l’area tra Soliera – Sorbara - Ravarino – Nonantola, con ripercussioni superficiali palesi.

L’assetto geologico delle formazioni sottostanti l’unità dei depositi alluvionali – marino marginali, nelle aree a sud di Soliera – Crevalcore – S. Giovanni in Persiceto ed a settentrione degli stessi, sono costituite dal succedersi di scaglie tettoniche embricate con assi ad orientamento appenninico, vergenti verso nord, separate da faglie inverse che ne determinano l’impilamento in direzione settentrionale.

Nell’insieme tale sistema genera un assetto nel quale le faglie listriche che separano le successioni o unità litostratigrafiche immergono in direttrice meridionale.

L’assetto geostrutturale della base del Pliocene nel sottosuolo del territorio in narrativa evidenzia che esso è ubicato in corrispondenza della zona occidentale settentrionale della sinclinale di Soliera – Crevalcore - Argelato al passaggio, mediante faglie inverse, alle Pieghe Emiliane.

A meridione del confine comunale di Nonantola, circa 3 km a sud, è presente una linea di sovrascorrimento che si estende in direttrice ovest est che, transitando allo spigolo sud est del comune di Bastiglia e nella fascia centro settentrionale del territorio di Nonantola, procede verso oriente in direzione di S. Agata Bolognese.

Detto sovrascorrimento di età Miocene – Pliocene risulta successivamente riattivato.

L’assetto strutturale sopra descritto ha generato condizioni che hanno consentito l’accumularsi di una potente coltre sedimentaria alluvionale che, nel sottosuolo di Soliera – Nonantola – S. Giovanni in Persiceto per le sequenze del Gruppo Acquifero A ( 0,35 ÷ 0,45 Ma) giunge a -300 ÷ -400 m pc; tale complesso è seguito sino a -400 ÷ -550 m pc dal Gruppo Acquifero B (0,45 ÷ 0,65 Ma); dalla sopraddeffta profondità a -700 ÷ -750 m pc si rinviene la parte sommitale del Gruppo Acquifero C (0,65 ÷ 0,9 Ma).

### **Attività Tettonica**

L’interazione tra le strutture che costituiscono le Pieghe Romagnole e le Pieghe ferraresi, alle quali è conseguito il sollevamento delle sopraccitate dorsali, evidenzia l’attività in età Pliocene – Pleistocene inf., della linea di sovrascorrimento Ganaceto - Nonantola – Corticella ed analogamente anche per la linea S.Agata B.se – S.Giovanni in P.to – S.Giacomo Martignone (*Carta Sismotettonica della Regione Emilia Romagna; M. Boccaletti – L. Martelli; 2004*).

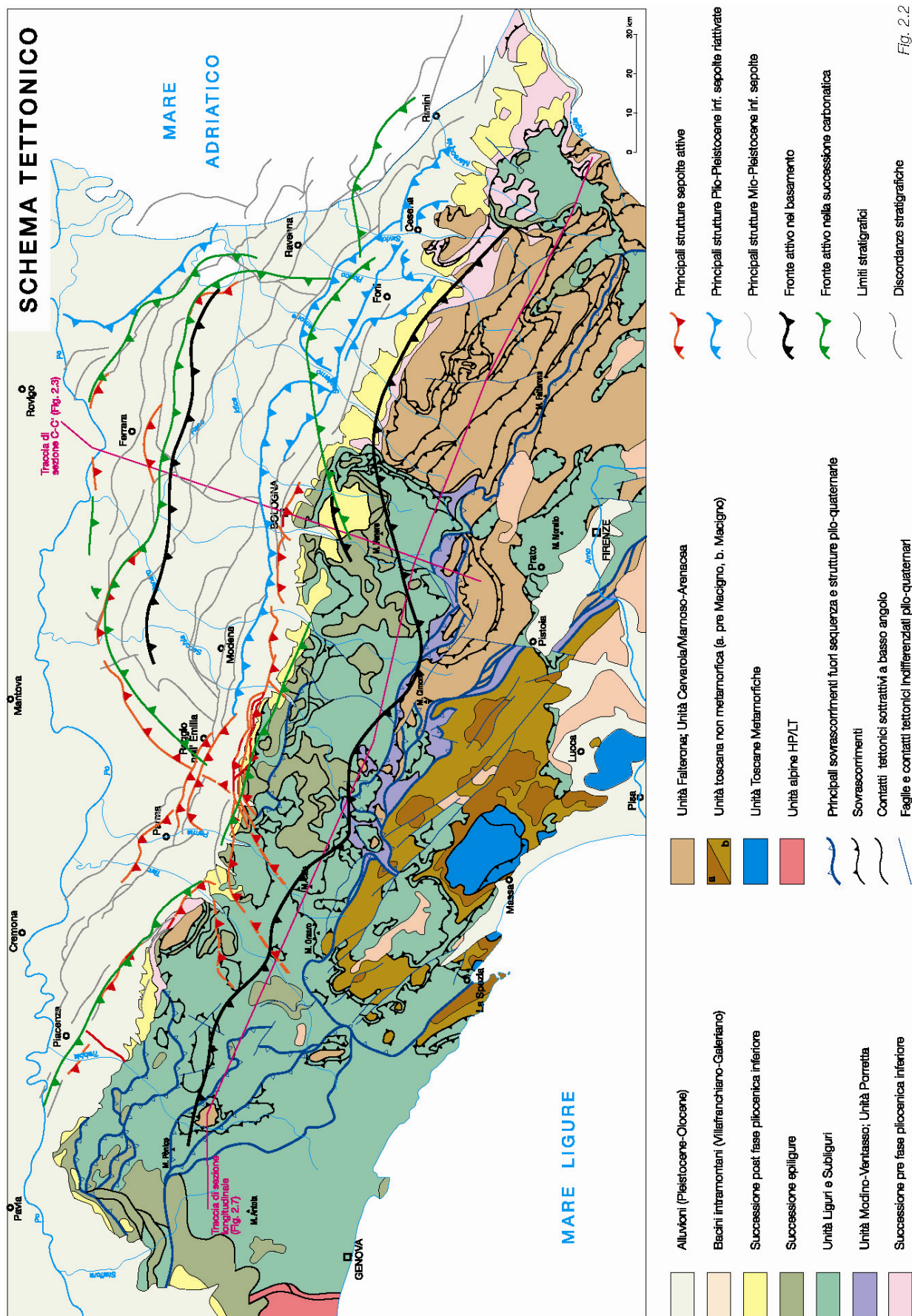
A meridione di queste ultime è presente il sovrascorrimento attivo di Scandiano - Sassuolo – Spilamberto e quello di Bazzano – Bologna – S.Lazzaro, che delimitano il passaggio tra le Pieghe Pedappenniniche e quelle Romagnole.

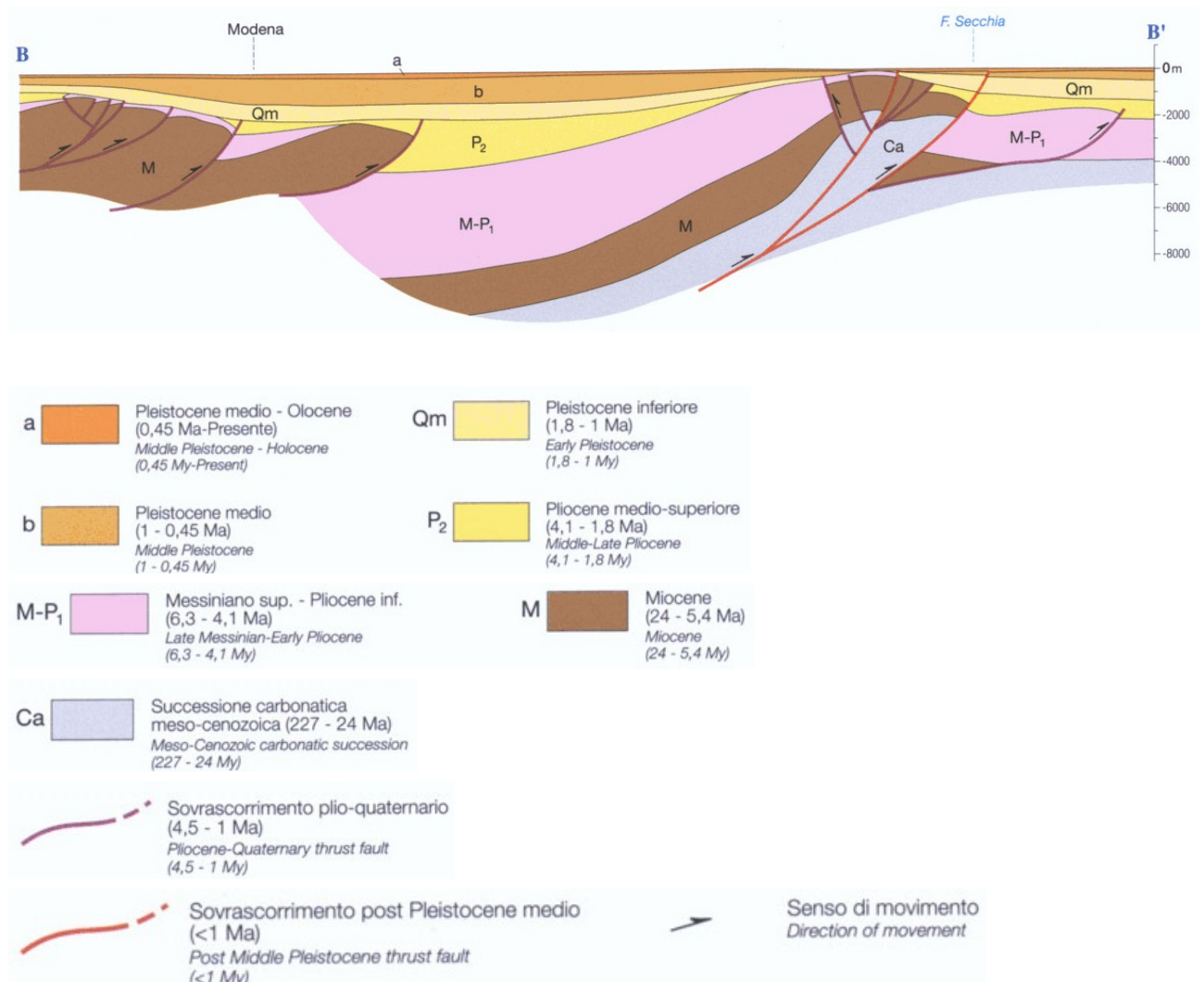
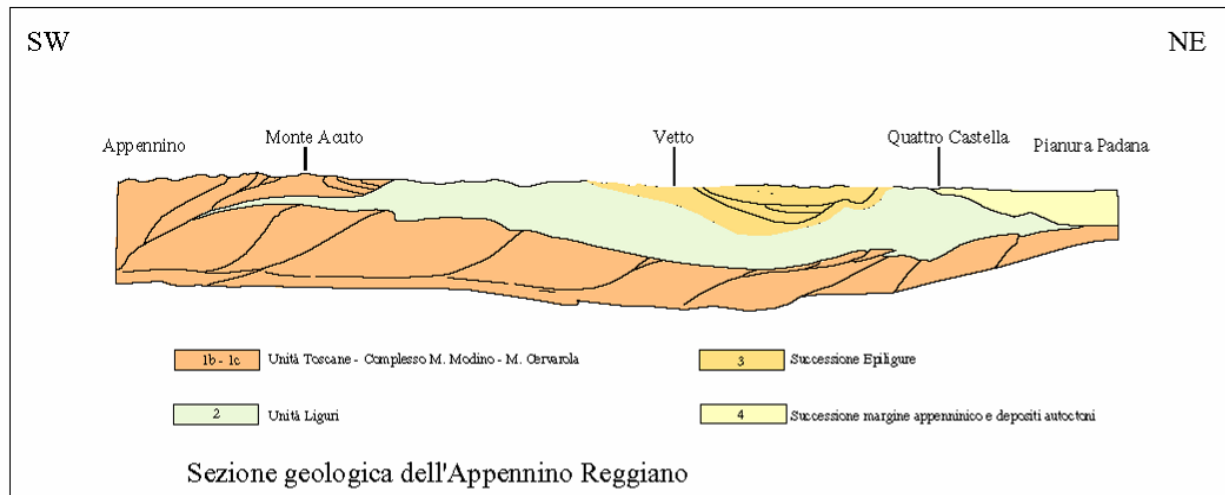
Nella zona a settentrione, 20 ÷ 25 km a nord di Soliera – Bastiglia - Nonantola, le linee attive sono rappresentate dal Fronte di Accavallamento della Successione Carbonatica Meso – Cenozoica e dal sovrascorrimento che delimita l'ala settentrionale della Dorsale Ferrarese, entrambi orientati ovest nord ovest – est sud est, circa da Fabbrico – Novi di Modena a Mirandola a Poggio Renatico.

A sud della sopra citata linea, 10 ÷ 12 Km a settentrione di Soliera - Bomporto, è individuata la presenza del Fronte di Accavallamento del Basamento.

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

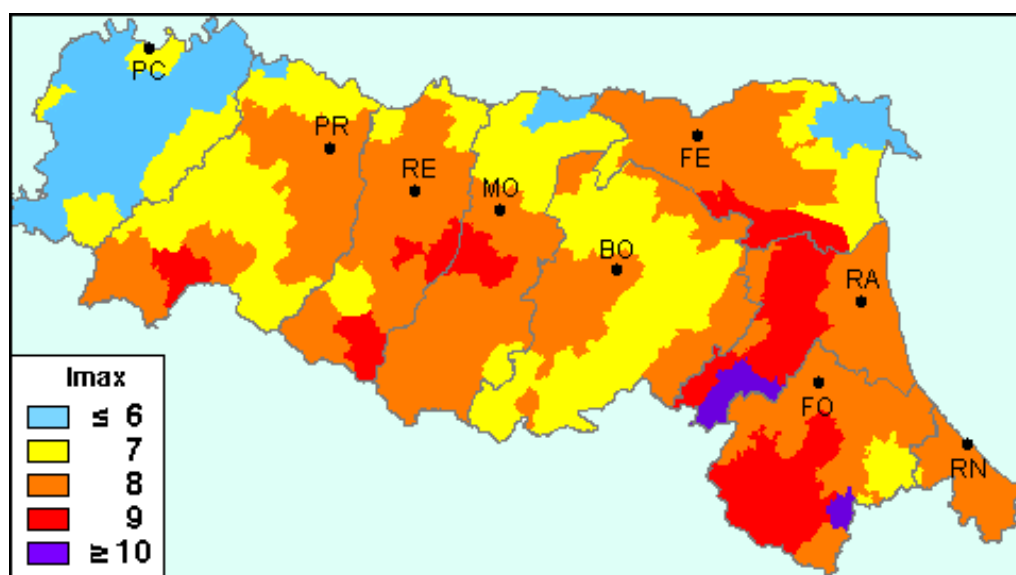
Alle fasi compressive che hanno generato le sopra descritte strutture è correlata l'attività sismogenetica, prevalentemente di tipo superficiale: < 15 km dal piano campagna, che principalmente interessa il territorio in oggetto come evidenziano gli epicentri sismici con M = 6 di Finale Emilia, M > 5,5 di Maranello, Rubiera, con M = 5 ÷ 5,5 di Modena, S.Pancrazio.





**CLASSIFICAZIONE SISMICA – PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE**

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



Nell'ambito a cui appartiene il territorio comunale di Nonantola il *Database Macrosismico DBMI11*, (*M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi* (a cura di), 2011. DBMI11, la versione 2011 del Database Macrosismico Italiano. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11>) utilizzato per la compilazione del *catalogo parametrico CPTI11* sono documentati gli eventi sismici di seguito riportati:

Storia sismica di Nonantola  
(MO)  
Osservazioni disponibili: 27

Effetti	In occasione del terremoto:							
Is	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	AE	Io Mw
D	1117	01	03	13			Veronese	9-10 6.49
5-6	1671	06	20				RUBIERA	7 5.34
5-6	1983	11	09	16	29	52	Parmense	6-7 5.10
5	1832	03	13	03	30		Reggiano	7-8 5.59
5	1873	05	16	19	35		REGGIANO	6-7 5.13
5	1909	01	13	45			BASSA PADANA	6-7 5.53
5	1914	10	27	09	22		GARFAGNANA	7 5.79



5	<a href="#">1996 10 15 09 55 60</a>	CORREGGIO	7	5.44
4-5	<a href="#">1873 06 29 03 58</a>	Bellunese	9-10	6.33
4	<a href="#">1901 10 30 14 49 58</a>	Salo'	8	5.67
4	<a href="#">1904 02 25 18 47 50</a>	Reggiano	6	5.13
4	<a href="#">1916 05 17 12 50</a>	Alto Adriatico	8	5.85
4	<a href="#">1916 08 16 07 06 14</a>	Alto Adriatico	8	5.92
4	<a href="#">1923 06 28 15 12</a>	FORMIGINE	6	5.21
4	<a href="#">1937 12 10 18 04</a>	APPENNINO MODENESE	6-7	5.42
F	<a href="#">1875 03 17 23 51</a>	Romagna sud-orient.	8	5.74
F	<a href="#">1957 08 27 11 54</a>	ZOCCA	6	5.06
3	<a href="#">1915 01 13 06 52</a>	AVEZZANO	11	6.99
3	<a href="#">1998 03 26 16 26 17</a>	APPENNINO UMBRO-MARCHIGIANO	6	5.33
2-3	<a href="#">1986 12 06 17 07 19</a>	BONDENO	6	4.56
2	<a href="#">1931 06 10 17 02</a>	MODENESE	4	4.84
NF	<a href="#">1898 01 16 12 10 05</a>	Romagna settent.	6-7	5.03
NF	<a href="#">1904 11 17 05 02</a>	PISTOIESE	7	5.18
NF	<a href="#">1909 08 25 22</a>	MURLO	7-8	5.40
NF	<a href="#">1965 11 09 15 35</a>	ALTA V. SECCHIA	5	5.01
NR	<a href="#">1522 10 05 08</a>	CREMONA	5-6	4.63
NR	<a href="#">1547 02 10 13 20</a>	Reggio Emilia	7	5.21

(tabella reperita dall'archivio DBMI04, consultabile al sito internet <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/>)

(tabella e grafico reperiti dall'archivio DBMI11, consultabile al sito internet <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/>)

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

Le mappe di scuotimento INGV (<http://shakemap.rm.ingv.it/shake>) per gli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012, indicano per la parte di territorio a cui appartiene l'area di costruzione del Nuovo Asilo di Nonantola, MO, i parametri di seguito esposti:

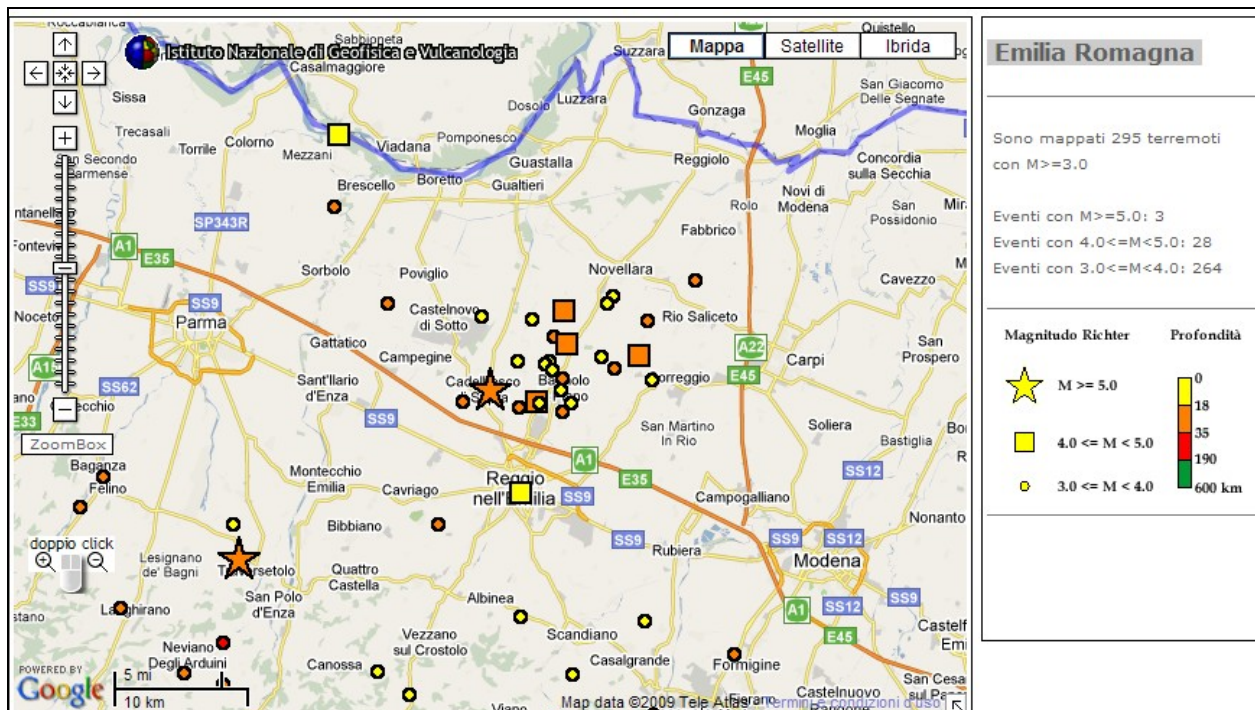
#### Sito Nuovo Asilo Nido – Nonantola (RE)

Data evento - M	PGA (g)	PGV (cm/s)	PSA 0,3s (g)	PSA 1,0s (g)	PSA 3,0s (g)
20-05-2012 – 5.9	0.063	7.6	0.11	0.086	0.015
29-05-2012 – 5.8	0.07	6.2	0.21	0.075	0.017
29-05-2012 – 5.3	0.03	4.13	0.077	0.057	0.0074
03-06-2012 – 5.1	0.017	1.4	0.04	0.01	0.003

L'evento più gravoso per le strutture risulta quindi essere quello del **29 maggio 07.00.03 (GMT) M<sub>L</sub>=5.8**

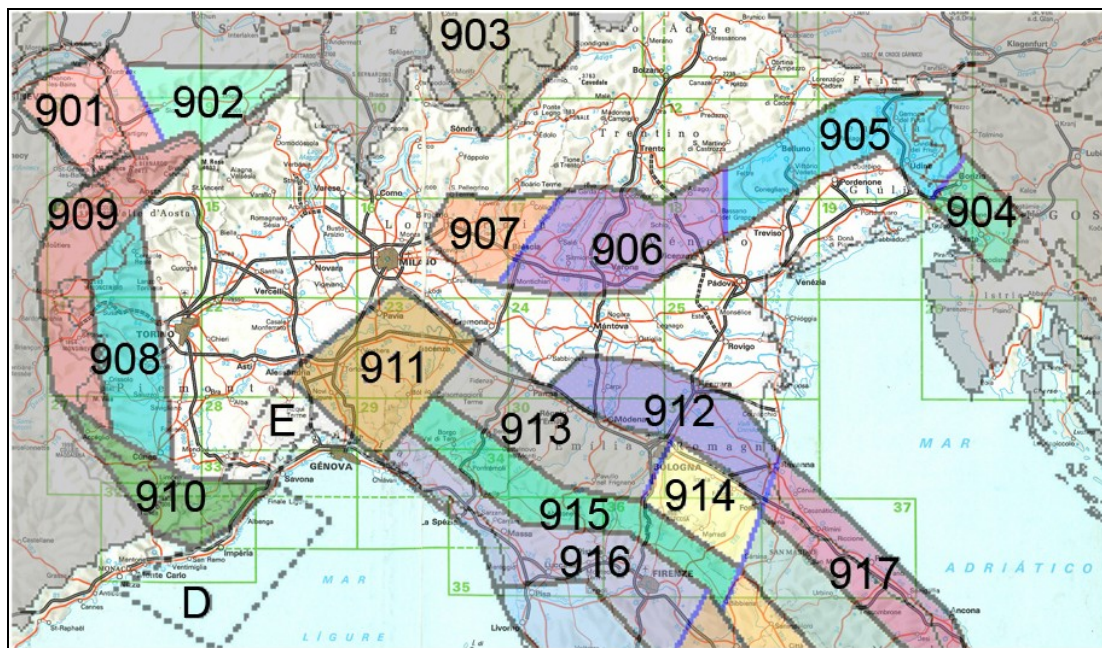


Gli epicentri sismici verificatisi nel territorio in analisi hanno origine, per la percentuale maggiore, nei primi 15 ÷ 25 km del sottosuolo evidenziando la prevalenza di un'attività sismogenetica di tipo superficiale o crostale.



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

La zonazione sismica del territorio nazionale, che identifica le zone sorgente a caratteristiche sismiche omogenee, elaborata da I.N.G.V. (2003), attribuisce l'ambito territoriale in oggetto alla zona sismogenetica 912, quindi alla zona di dominio della Dorsale Ferrarese.



Zonazione sismogenetica ZS9 (INGV, 2004)

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

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

## **AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO**

### ***DM 14/01/2008***

Sulla base delle indicazioni contenute delle NTC di cui al D.M. 14/01/08, per l'area in esame, considerando, strutture di classe III (vita nominale  $V_n = 100$  anni, coefficiente d'uso  $C_u = 1,5$ ;  $V_r = 150$  anni), risultano i seguenti valori di accelerazione di riferimento al suolo e parametri per il calcolo degli spettri di risposta di riferimento, in funzione dei diversi stati limite considerati:

STATO LIMITE	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T_c$ (s)
SLO	90	0.077	2.470	0.275
<b>SLD</b>	<b>151</b>	<b>0.099</b>	<b>2.485</b>	<b>0.274</b>
<b>SLV</b>	<b>1424</b>	<b>0.243</b>	<b>2.487</b>	<b>0.285</b>
SLC	2475	0.298	2.437	0.293

dove:

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

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

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

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

$a_g$  = accelerazione massima di riferimento al suolo

$F_0$  = fattore di amplificazione

$T_c$  = inizio del tratto orizzontale dello spettro di risposta

## **PROSPEZIONE SISMICA REFRACTION MICROTREMOR (Re.Mi.)**

In riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale: D.M. 14/01/2008, per determinare la categoria del suolo di fondazione, è stata eseguita una prospezione geofisica con metodo integrato passivo - attivo (Re.Mi./MASW), per la rilevazione della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ . Oltre a questa è stata utilizzata anche un analoga verticale di indagine, precedentemente effettuata

dallo scrivente al lato sud dell' area di intervento, nel contesto delle analisi di QC.PSC.

Le prospezioni sono state eseguite con un sismografo digitale a 24 canali ad elevata dinamica *GEOMETRICS GEODE*, attrezzato con 24 geofoni verticali con frequenza propria di 4,5 Hz, disposti ad interasse di 3 m per una lunghezza totale di stendimento di 69 m.

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

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

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

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

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

Per l'acquisizione dei microtremori ambientali (linear array – Re.Mi.) sono state effettuate venti registrazioni della durata di 30 sec con una frequenza di campionamento di 500 Hz.

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

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

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

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

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

### **Identificazione categoria suolo di fondazione**

I dati acquisiti dalle rilevazioni effettuate denotano che i primi 30 m del sottosuolo, soggiacenti il piano di posa delle fondazioni, sono contraddistinti da velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ , profondità e spessori, come riportato nelle seguenti tabelle:

#### **Stendimento sismico MASW – Re.Mi.**

<b>Orizzonte sismostratigrafico</b>	<b>Profondità da p.c. (m)</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b><math>V_s</math> (m/sec)</b>
1	$0,8 \div 1$	0.2	85
2	$1 \div 4,5$	3.5	130
3	$4,5 \div 15$	10.5	170
4	$15 \div 20$	5	190
5	$20 \div 30,8$	10.8	360

Tab. a

La definizione del valore  $V_{s_{30}}$ , velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m del sottosuolo, si è calcolata mediante la relazione:

$$V_{s_{30}} = \frac{30}{\sum_{i=1,n} \frac{h_i}{v_i}}$$

dove:

$h_i$  = spessore dello strato  $i$ -esimo, m

$v_i$  = velocità onde di taglio strato  $i$ -esimo, m/sec

ottenendo:

$$MASW/ Re.Mi. (2013) V_{s_{30}} = 204 \text{ m/s}$$

Dalle parametrizzazioni sopra esposte e dall'analisi della sequenza sismotecnica risulta che i litotipi che formano i primi 30 m del sottosuolo, sono attribuibili a:

- **Categoria C:** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o 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  $V_{s_{30}}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u_{30}} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).

## **Fattore di amplificazione sismico locale**

### ***Fattore di amplificazione topografico***

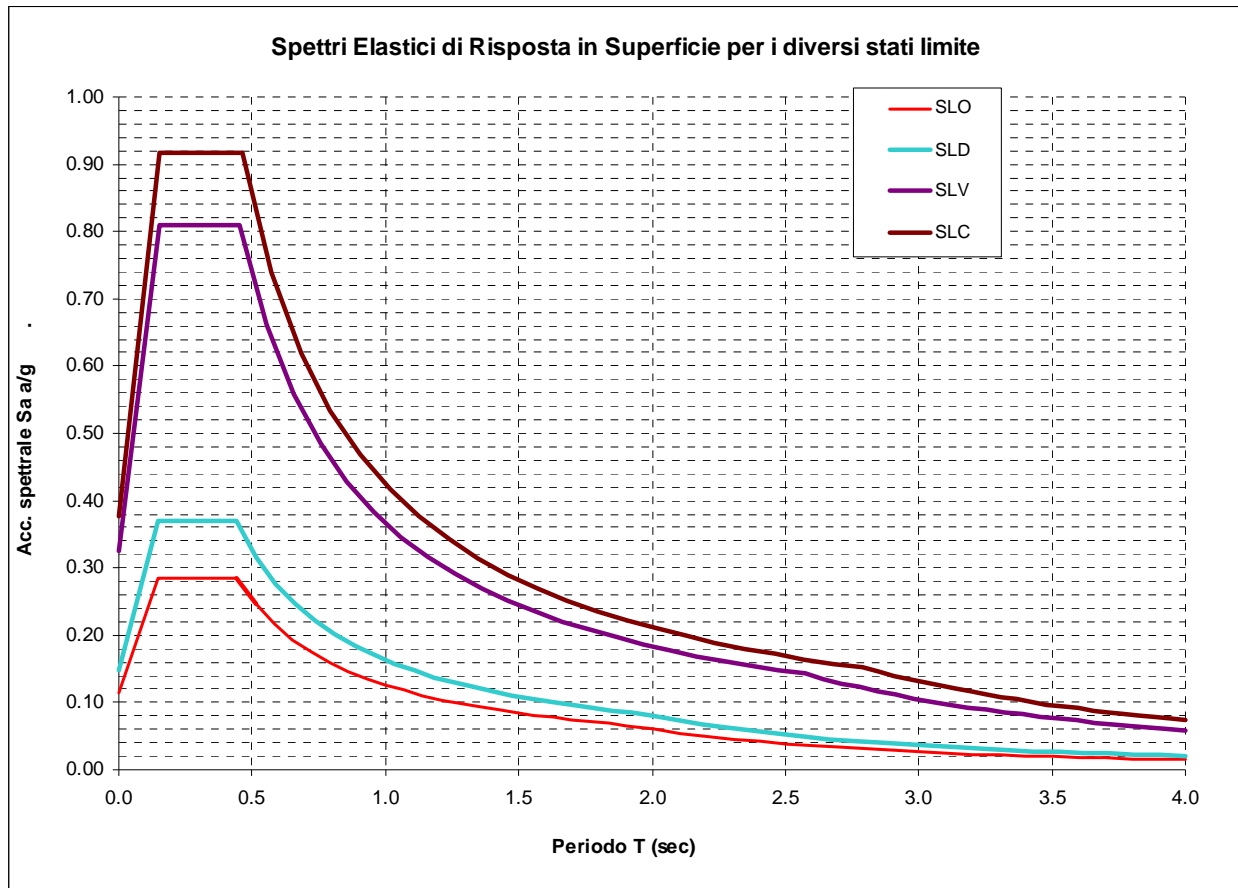
L'area si ubica in una zona pianeggiante, quindi in ottemperanza alle normative regionali e nazionali, il coefficiente di amplificazione topografico corrisponde a:

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

### ***Fattore di amplificazione stratigrafico - D.M. 14-01-2008***

Sulla base delle indicazioni contenute delle NTC di cui al D.M. 14/01/08, per l'area in esame, considerando strutture di classe III (vita nominale  $V_n = 100$  anni, coefficiente d'uso  $C_u = 1,5$ ;  $V_r = 150$  anni), risultano, in funzione dei diversi stati limite considerati, i seguenti valori di amplificazione in superficie per la costruzione dei relativi spettri elastici di progetto in superficie (categoria suolo C – Fattore di amplificazione topografico 1,0):

STATO LIMITE	$T_R$ (anni)	S (-)	$C_c$ (-)
SLO	90	1.5	1.607
<b><i>SLD</i></b>	<b><i>151</i></b>	<b><i>1.5</i></b>	<b><i>1.610</i></b>
<b><i>SLV</i></b>	<b><i>1424</i></b>	<b><i>1.337</i></b>	<b><i>1.588</i></b>
SLC	2475	1.264	1.574



dove:

SLO = Stato limite di operatività; Pvr = 81%

SLD = Stato limite di danno; Pvr = 63%

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

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

$T_r$  = Tempo di ritorno

S = fattore di amplificazione

$C_c$  = coefficiente funzione della categoria di sottosuolo



## **ANALISI DI TERZO LIVELLO**

### ***Risposta sismica locale***

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

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

Tali condizioni, in rapporto all'energia generata dagli shock sismici ed alle lunghezze ed ampiezze d'onda originate dagli stessi, sono soddisfatte dalle condizioni litostratigrafiche presenti nell'ambito territoriale in oggetto.

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

La definizione degli input sismici utilizzati per le simulazioni di scuotimento in superficie è stata effettuata confrontando lo spettro di risposta degli accelerogrammi selezionati opportunamente scalati, con quella dello spettro a probabilità uniforme determinato secondo le indicazioni della DAL 112-2007, avendo cura di ottenere una congruenza rientrante nella forma normalizzata  $\pm$  la deviazione standard. Tale procedura ha portato alla selezione di 11 accelerogrammi di input, tre dei quali presenti nella banca dati approntata dalla regione Emilia Romagna, disponibili al sito internet <http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/canali/sismica.htm> (accelerogrammi 46, 126, 354), due ottenuti da selezione nel database internazionale "European strong-motion database" <http://www.isesd.hi.is/> (accelerogrammi 946, 1241) e sei derivati dalla definizione di accelerogrammi di riferimento per l'argine destro del Po redatta da A.Marcellini, D.Albarello, D.Gerosa (accelerogrammi 55, 368,4675, 6239, 6275, 7059) messi a disposizione dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna, per gli studi di microzonazione dei comuni di Bastiglia, Nonantola, Correggio, San Martino In Rio, Rio Saliceto.

Le valutazioni sono state eseguite in condizioni di assenza di manufatti (*free field*), ed i suddetti accelerogrammi sono stati scalati al valore di accelerazione



massima corrispondente a quella di riferimento per un'eccedenza del 10 % in 150 anni che per il comune di Nonantola corrisponde a:

$$a/g = 0,243$$

### **Determinazione degli effetti di sito**

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

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

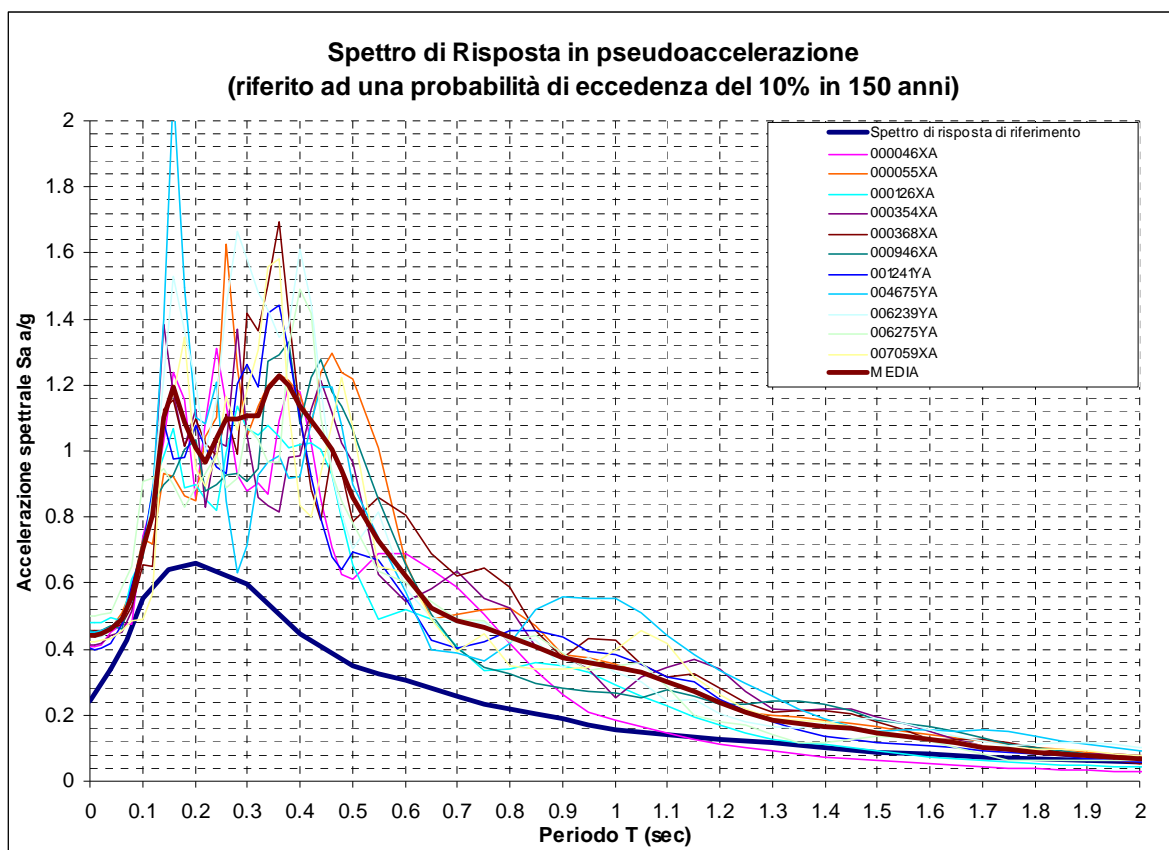
La profondità del bedrock sismico, definito a velocità corrispondente a 700 m/sec, è stata determinata estrapolando i valori e le profondità sino al raggiungimento di detta velocità, unitamente a disamine di microzonazione a carattere territoriale, rapportate alle verticali HVSR eseguite nel comune di Nonantola.

L'azione in superficie è stata determinata calcolando lo spettro di risposta applicando i moti di riferimento al tetto del bedrock sismico precedentemente definito, ottenendo i risultati di seguito riportati, per la verticale in onde S successivamente esposta:

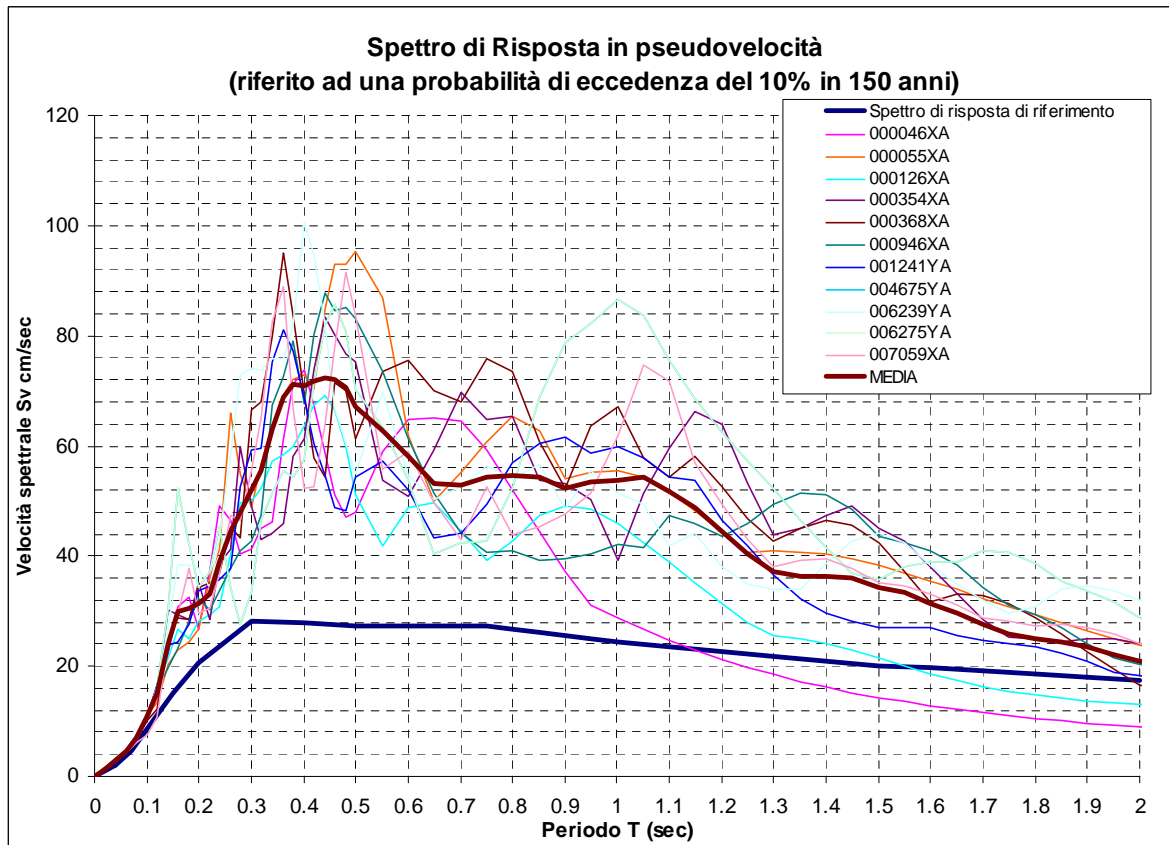
Orizzonte sismostratigrafico	Profondità da p.c. (m)	Vs (m/sec)
1	0 ÷ 4,5	130
2	4,5 ÷ 15	170
3	15 ÷ 20	190
4	20 ÷ 49	360
5	49 ÷ 90	400
6	90 ÷ 110	500
7	110 ÷ 130	600
8	>130	700

---

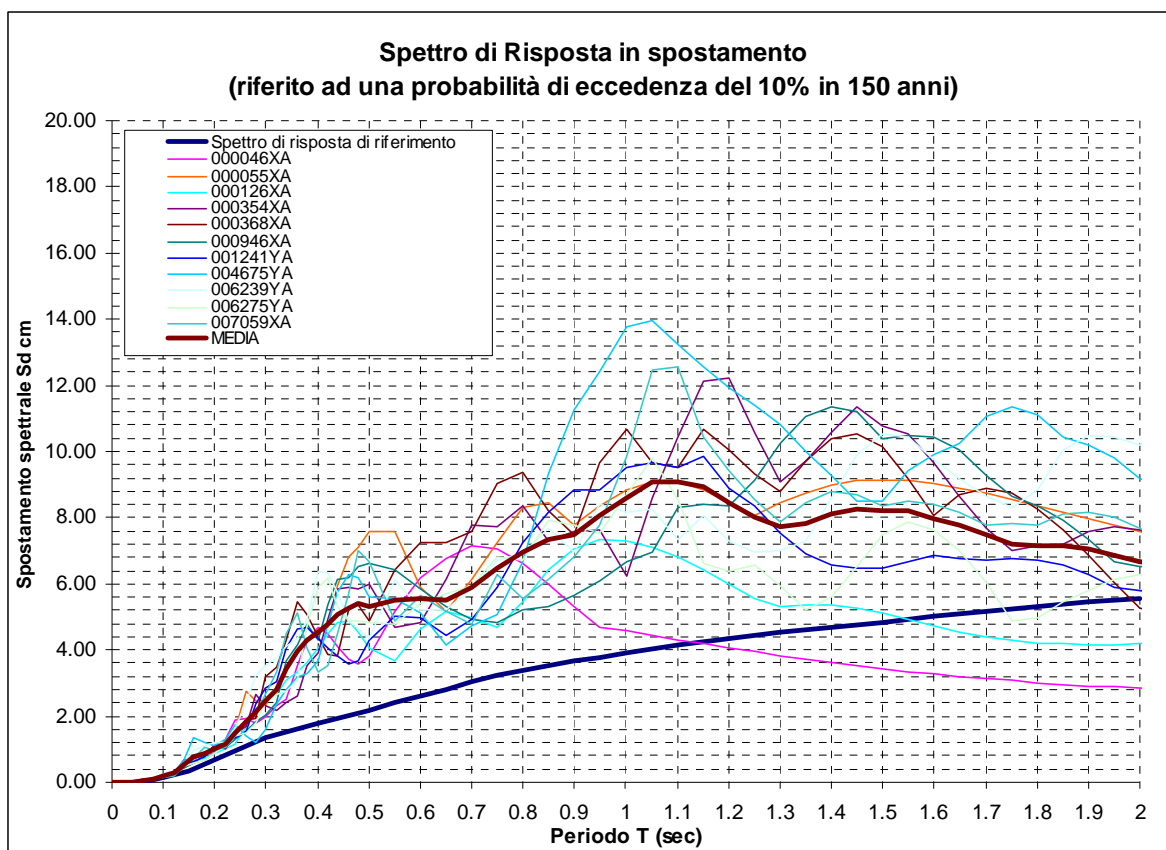
<sup>2</sup> Idriss, M. and Sun, J.I. (1992). "SHAKE91: A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits", *User's Guide*, University of California, Davis, California, 13 pp..



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



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



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

### **Definizione dei coefficienti di amplificazione sismica**

La definizione dell'amplificazione del moto sismico tra bedrock sismico e superficie per ognuna delle zone identificate dai modelli precedentemente illustrati, è stata effettuata sia con la determinazione del rapporto di accelerazione massima orizzontale ( $PGA/PGA_0$ ) che mediante la determinazione dell'intensità di Housner<sup>3</sup> (o intensità dello spettro di risposta)  $SI/SI_0$ , definita come:

$$SI = \int_{T_1}^{T_2} PSV(T, \xi) dt$$

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

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

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

I risultati ottenuti sono riportati nelle seguenti tabelle.

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

<b>Periodo T (sec)</b>	<b>FA IS</b>	<b>Sa media (g)</b>
0 (FA PGA)	1,82	0,44
0,1 – 0,2	1,63	0,98
0,2 – 0,3	1,70	1,05
0,3 – 0,4	2,29	1,16
0,4 – 0,5	2,57	1,42
0,5 – 0,6	2,29	0,74
0,6 – 0,7	1,99	0,54
0,7 – 0,8	2,00	0,46
0,8 – 0,9	2,07	0,41
0,9 – 1,0	2,13	0,36
1,0 – 1,1	2,23	0,33
1,1 – 1,2	2,09	0,27
1,2 – 1,3	1,82	0,21
1,3 – 1,4	1,71	0,17
1,4 – 1,5	1,73	0,16

<b>Periodo T (sec)</b>	<b>Fattore di amplificazione</b>
0 (FA PGA)	1,82
0,1 - 0,5	2,12
0,5 - 1	2,09
1 – 1,5	1,92

## **ANALISI DEI MICROTREMORI CON LA TECNICA HVSR**

Nel sito oggetto di indagine è stato eseguita un'acquisizione di microtremori ambientali mediante un sismometro GEOBOX SARA ad elevata dinamica (24 bits) attrezzato con geofono tridirezionale da 4.5 Hz di frequenza propria.

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

Oltre a tale indagine si è fatto riferimento ad un'analoga prospezione precedentemente eseguita dallo scrivente nel contesto delle analisi di microzonazione sismica di Q.C. PSC ; tali dati sono stati elaborati con la tecnica HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*). Il principio del metodo è basato sul fatto che i microtremori correlati dalle onde di *Rayleigh*, non subiscono fenomeni di amplificazione in corrispondenza di marcati contrasti di impedenza sismica, nelle componenti verticali del moto, mentre tale amplificazione avviene per le componenti orizzontali, soprattutto in corrispondenza della frequenza fondamentale di risonanza ( $F_0$ ) dei terreni indagati. Eseguendo quindi il rapporto tra le componenti degli spettri di frequenza orizzontale e verticale (H/V) si ottiene un grafico in cui si evidenziano le frequenze in cui si hanno i maggiori effetti di amplificazione locale.

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

Dall'esame dei dati risultano picchi di amplificazione con ampiezza:

$$f_0 = 0,68 \text{ Hz}$$

corrispondente al periodo principale:

$$t_0 = 1,47 \text{ sec}$$

## **ANALISI SUSCETTIVITÀ ALLA LIQUEFAZIONE**

In relazione alla riclassificazione sismica del territorio nazionale: O.PCM n° 3274 del 03-2003 che attribuisce il comune di Nonantola alla zona 3, del valore di ag determinato nell'analisi di III° livello, alla presenza di sottili strati limoso sabbioso limosi e sabbioso fini limosi, saturati dalla falda idrica sotterranea, in ottemperanza a quanto richiesto dalle elaborazioni di microzonazione sismica di Q.C. PSC, si è effettuata l'analisi di risposta dei terreni in rapporto a condizioni di sollecitazione dinamica.

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

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

### ***Accelerazione attesa nel sito***

In funzione della classe d'uso attribuita nell'analisi di progetto, all'area del Nuovo Asilo: Classe III della NTC tab. 2.4.II e della vita nominale che compete alle costruzioni di importanza strategica prevista dalle NTC/2008 tab. 2.4.1 corrisponde a  $V_N \geq 100$  anni, in base ai valori di ag dell'analisi di III° livello, considerando una magnitudo corrispondente a:

$$M = 5,6$$

si ottiene un valore di accelerazione equivalente a:

$$A_{max}/g = 0.44$$

### ***Suscettività alla liquefazione***

L'analisi delle condizioni di rischio per i litotipi potenzialmente liquefacibili si è eseguita mediante il metodo di *Robertson & Wride modificato (1997b)*, che definisce la suscettività alla liquefazione in rapporto ai valori di qc ed alla sollecitazione tangenziale ciclica.

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

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

dove:

**FSL** = coefficiente di sicurezza

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

VERIFICA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE COL METODO DI ROBERTSON & WRIE MODIFICATO (1998)									
Cantiliere: Asilo Nido		Quota inizio: piano Campagna		PROVA N°11		Prof. Falda considerata			
Località: Nonantola (MO)		Prof. falda: > - 2,80 m p.c.				amax/g			
Operatore: M. MAZZETTI - Dr. A. ARBIZZI		DATA: 02/10/13				Magnitudo attesa M			
		Indice del Potenziale di liquefazione, <b>0.9</b>							
Prof. (m)	$\sigma_v$ (Kpa)	$\sigma'_v$ (Kpa)	CRR	CSR(7.5)	FSL				
0.2	10.95								
0.6	14.93								
0.8	18.82								
1.0	22.93								
1.2	26.97								
1.4	31.00								
1.6	34.69								
1.8	38.59								
2.0	42.36								
2.2	46.15								
2.4	49.93								
2.6	53.53								
2.8	57.21								
3.0	60.93	56.97	0.14	0.28	1.31				
3.2	64.71	60.79							
3.4	68.50	64.52							
3.6	72.30	68.27							
3.8	76.27	66.46							
4.0	80.07	68.30							
4.2	83.76	70.03							
4.4	87.45	71.76							
4.6	91.14	73.49							
4.8	94.92	75.31							
5.0	98.70	77.13							
5.2	102.43	78.89							
5.4	106.17	80.68							
5.6	109.91	82.47							
5.8	113.71	83.90							
6.0	116.82	85.54							
6.2	120.57	87.23							
6.4	124.14	88.84							
6.6	127.75	90.49							
6.8	131.31	92.18							
7.0	135.12	93.94							
7.2	138.86	95.71	0.12	0.37	0.86				
7.4	142.07	96.97							
7.6	145.72	98.65							
7.8	149.33	100.33							
8.0	153.08	102.06							
8.2	156.76	103.81							
8.4	160.37	105.46							
8.6	163.98	107.11							
8.8	167.71	108.87							
9.0	171.39	110.67							
9.2	175.14	112.38							
9.4	178.83	114.11							
9.6	182.44	115.76							
9.8	186.34	117.70							
10.0	190.19	119.63							
10.2	193.75	121.19							
10.4	197.54	123.01							
10.6	201.36	124.87							
10.8	205.21	126.76							
11.0	209.08	128.68							
11.2	212.95	130.58							
11.4	216.88	132.35							
11.6	220.37	134.07							
11.8	224.05	135.80							
12.0	227.74	137.52							
12.2	231.43	139.24							
12.4	235.19	141.05							
12.6	238.82	142.72							
12.8	242.55	144.49							
13.0	246.27	146.25							
13.2	250.00	148.01							
13.4	253.78	149.84							
13.6	257.51	151.61							
13.8	261.30	153.43							
14.0	265.08	155.25							
14.2	268.89	157.00							
14.4	272.69	158.78							
14.6	276.80	160.78							
14.8	280.27	162.60							
15.0	284.09	164.46							
15.2	287.93	166.33							
15.4	291.78	168.17							
15.6	295.54	170.02							
15.8	299.35	171.87							
16.0	303.18	173.74							
16.2	306.94	175.54							
16.4	310.71	177.37							
16.6	314.52	179.20							
16.8	318.33	181.04							
17.0	322.12	182.88							
17.2	326.03	184.82							
17.4	329.80	186.63							
17.6	333.60	188.53							
17.8	337.49	190.40							
18.0	341.33	192.28							
18.2	345.20	194.18							
18.4	349.06	196.09							
18.6	352.91	198.00							
18.8	356.69	199.79							
19.0	360.47	201.62							
19.2	364.24	203.42							
19.4	368.00	205.23							
19.6	371.75	207.03							
19.8	375.50	208.79							
20.0									

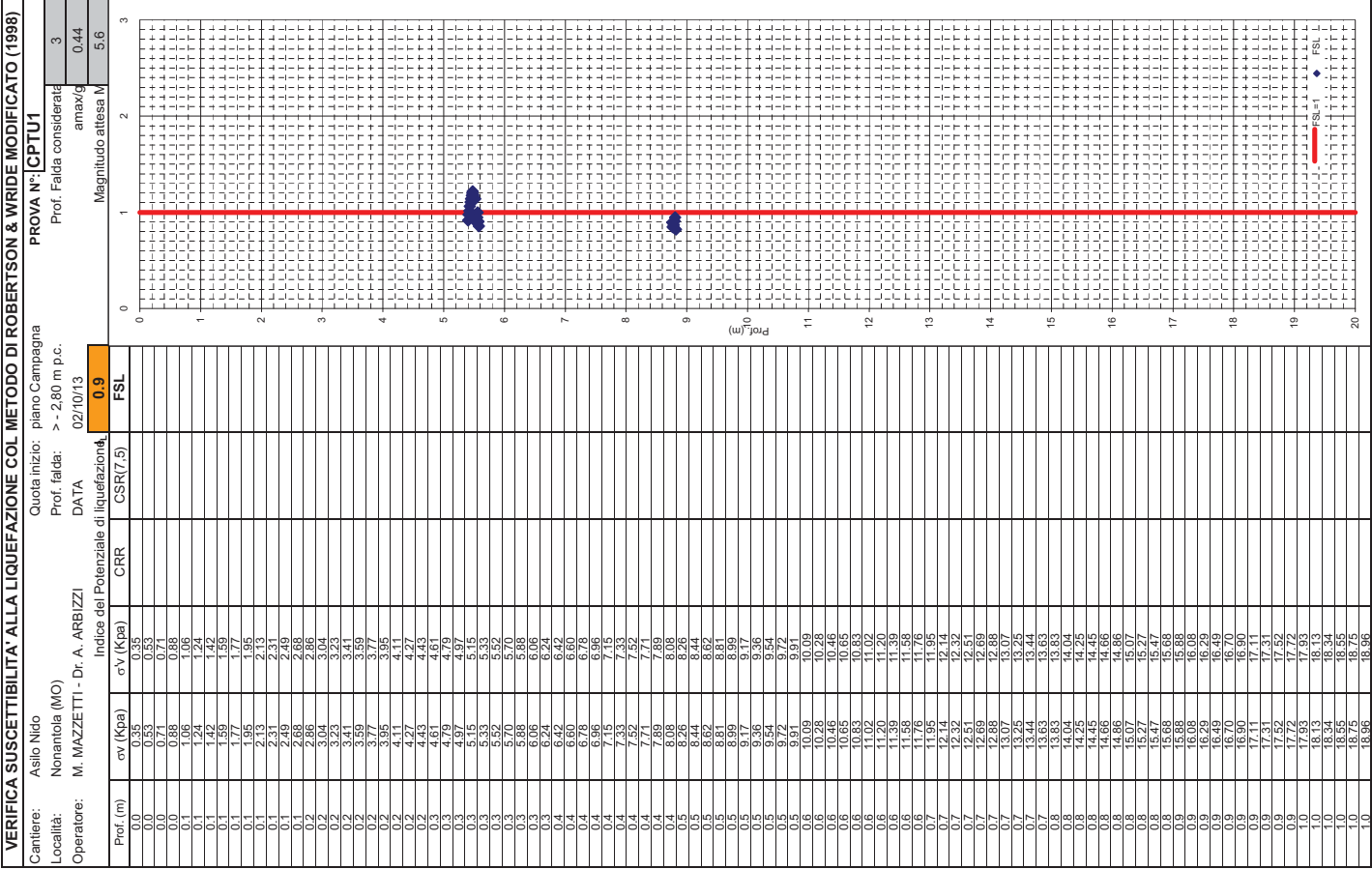
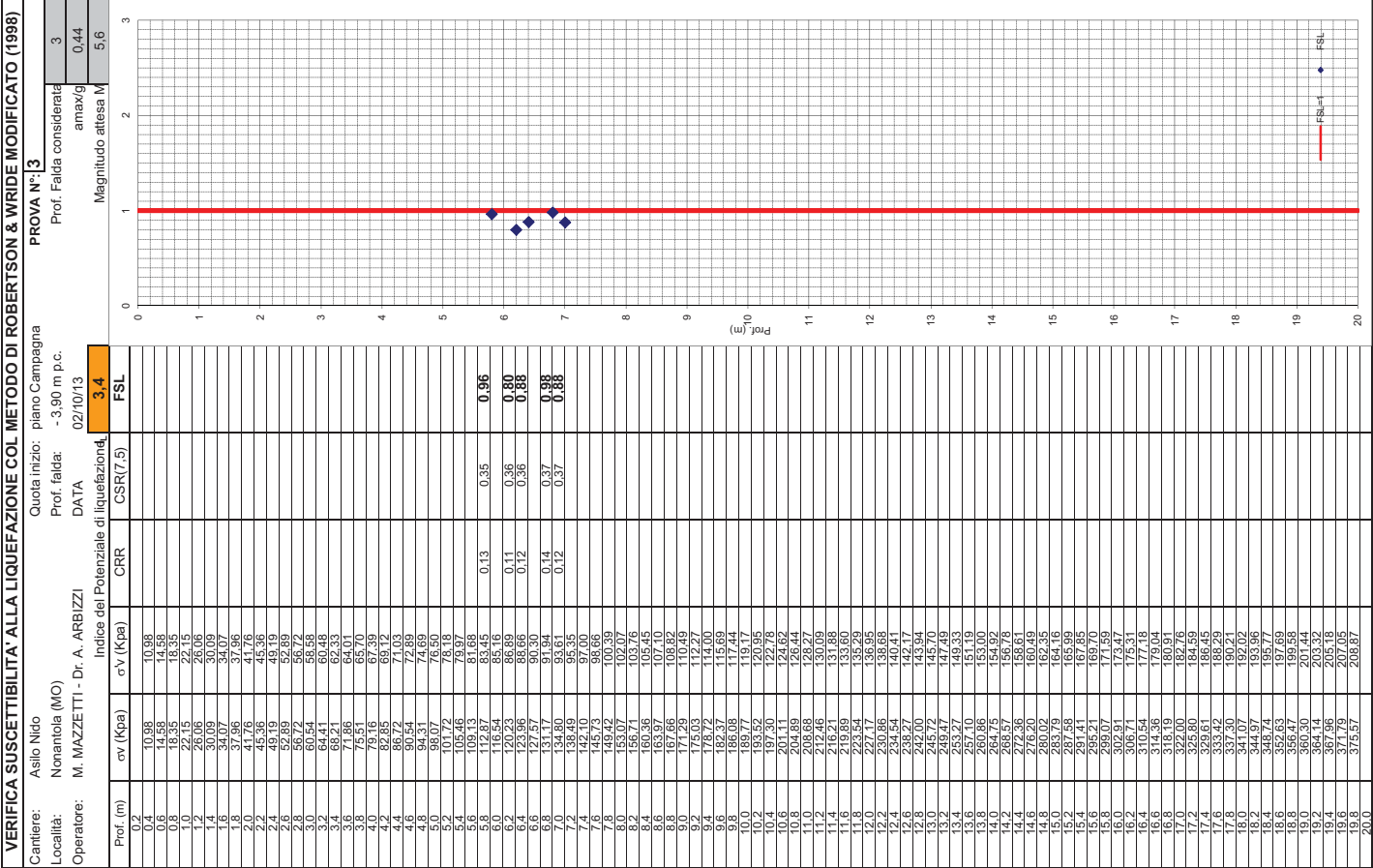
FSL

FSL

VERIFICA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE COL METODO DI ROBERTSON & WRIE MODIFICATO (1998)									
Cantiliere:		Asilo Nido		Quota inizio: piano campagna		PROVA N°12		Prof. Falda considerata	
Località:		Nonantola (MO)		Prof. falda: -4,00 m p.c.				amax/g	
Operatore:		M. MAZZETTI - Dr. A. ARBIZZI		DATA 02/10/13				Magnitudo attesa M	
				Indice del Potenziale di liquefazione		1.4			
Prof. (m)	$\sigma_v$ (Kpa)	$\sigma'_v$ (Kpa)	CRR	CSR(7.5)	FSL				
0.2	11.08	11.08							
0.4	14.91	14.91							
0.6	14.91	14.91							
0.8	18.67	18.67							
1.0	22.54	22.54							
1.2	26.43	26.43							
1.4	30.32	30.32							
1.6	34.04	34.04							
1.8	37.84	37.84							
2.0	41.72	41.72							
2.2	45.61	45.61							
2.4	49.50	49.50							
2.6	53.38	53.38							
2.8	57.26	57.26							
3.0	60.67	56.83							
3.2	64.49	60.57							
3.4	68.34	62.45							
3.6	72.19	66.21							
3.8	76.02	69.96							
4.0	79.76	67.98							
4.2	83.51	69.78							
4.4	87.25	71.56							
4.6	90.99	73.34							
4.8	94.82	75.21							
5.0	98.57	77.00							
5.2	102.30	76.76							
5.4	106.02	80.53							
5.6	109.75	84.30							
5.8	113.47	88.08							
6.0	117.08	85.70							
6.2	120.69	87.35							
6.4	124.30	89.00							
6.6	127.95	90.69							
6.8	131.59	92.38							
7.0	135.30	94.12	0.11	0.37	0.78				
7.2	139.02	95.87							
7.4	142.59	97.48							
7.6	146.22	99.15							
7.8	149.84	100.80							
8.0	153.59	102.60							
8.2	157.34	104.38							
8.4	161.08	106.17							
8.6	164.81	107.93							
8.8	168.69	109.86							
9.0	172.50	111.77							
9.2	176.16	113.41							
9.4	179.83	115.11							
9.6	183.48	116.80							
9.8	187.13	118.49							
10.0	190.78	120.18							
10.2	194.42	121.06							
10.4	198.40	123.88							
10.6	202.23	125.74							
10.8	206.05	127.61							
11.0	209.86	129.48							
11.2	213.68	131.29							
11.4	217.35	133.02							
11.6	220.96	134.67							
11.8	224.57	136.31							
12.0	228.17	137.85							
12.2	231.76	139.39							
12.4	235.50	141.37							
12.6	239.25	143.15							
12.8	243.03	144.97							
13.0	246.80	146.78							
13.2	250.58	148.59							
13.4	254.35	150.41							
13.6	258.17	152.27							
13.8	261.94	154.07							
14.0	265.76	155.94							
14.2	269.55	157.86							
14.4	273.35	159.76							
14.6	277.35	161.63							
14.8	281.19	163.52							
15.0	284.97	165.34							
15.2	288.74	167.15							
15.4	292.50	168.96							
15.6	296.46	170.94							
15.8	300.27	172.79							
16.0	304.15	174.72							
16.2	307.92	176.52							
16.4	311.71	178.34							
16.6	315.48	180.16							
16.8	319.25	181.96							
17.0	323.15	183.90							
17.2	327.05	185.85							
17.4	330.86	187.65							
17.6	334.68	189.46							
17.8	338.49	191.40							
18.0	342.31	193.26							
18.2	346.15	195.14							
18.4	349.96	196.98							
18.6	353.78	198.75							
18.8	357.61	200.75							
19.0	361.39	202.54							
19.2	365.16	204.34							
19.4	368.92	206.14							
19.6	372.67	207.83							
19.8	376.40	209.69							
20.0									

FSL

FSL





dove:

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

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

dove

$\tau_d$  = tensione tangenziale ciclica;  $\tau_e$  = resistenza del terreno

$\sigma_0$  = tensione verticale totale;  $\sigma'_0$  = tensione verticale efficace

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

$\Delta n_f$  = coefficiente funzione del contenuto in materiali fini

**CRR**<sub>7,5</sub> = capacità di resistenza ciclica riferita a M = 7,5

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

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

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

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

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

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

$$F=1-F_L \text{ se } F_L \leq 1; F=0 \text{ se } F_L > 1$$

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

Le elaborazioni effettuate hanno fornito valori dell'Indice del Potenziale di Liquefazione (LPI – *Iwasaki*, 1982) in funzione della profondità della falda idrica sotterranea considerata, come riportato nella tabella di seguito esposta:

cpt n°	LPI
1	0,9
2	1,4
3	3,4
CPTU1	0,9

Secondo la classificazione proposta da *Sonmez (2003)*, ad eccezione di CPP3, risultando l'indice del potenziale di liquefazione  $I_L < 2.0$  il rischio liquefazione è basso.

Per quanto riguarda il valore risultato in CPT3 corrispondente ad  $I_L = 3.4$  e quindi in base alla sopracitata classifica di rischio moderato, è da considerare che i valori ottenuti dai parametri forniti dalla adiacente prova CPT1, eseguita a 7 m di distanza da CPT3, hanno fornito valore  $I_L = 0.9$ . Pertanto in funzione del maggior grado relativo di affidabilità relativo dei dati ottenuti dalla prova CPTU e delle relative elaborazioni, ed in rapporto al ridotto spessore degli strati potenzialmente liquefacibili, per il valore adottato di  $A_{max}/g = 0.44$ , la pericolosità di liquefazione nel sottosuolo del sito in oggetto è di tipo basso.

## CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Per definire le caratteristiche litotecniche dei terreni che formano il sottosuolo dell'area di intervento, sono state effettuate tre prove penetrometriche CPT tipo Rm ed una prova penetrometrica CPTU.

Dette indagini sono state eseguite con penetrometri statici di tipo olandese, con caratteristiche conformi allo standard europeo (cfr. *Raccomandazioni ISSMFE-AGI*), mod. TM16 e mod. Gouda, da 20 ton di spinta; il primo è dotato di cella di pressione idraulica a lettura analogica e la prima asta attrezzata con punta *Begemann* (*Friction Sleeve Cone*), punta piezocono per quanto riguarda la prova CPTU.

I risultati ottenuti sono visualizzati negli allegati certificati prova penetrometrica che riportano:

Profondità (m):

- Resistenza alla punta (qc; kgf/cm<sup>2</sup>) log di sinistra a tratto continuo.
- Resistenza ad attrito laterale (fs; kgf/cm<sup>2</sup>) istogramma di destra a tratto continuo.
- Rapporto di Begemann (qc/fs) log di destra a punteggiato.

In base al rapporto di *Begemann* che indica la componente litologica dei terreni sondati dal penetrometro ed all'abaco di Robertson et al. 1986, si è riconosciuta, dall'alto in basso rispetto alla quota del piano campagna al momento delle prove, la successione litostratigrafico - meccanica di seguito descritta:

### Successione litomeccanica

Profondità	Descrizione Litologica
Da piano campagna a - 2,2 ÷ - 2,4 m p.c.	Superato lo strato di terreno rimaneggiato superficiale dello spessore di circa 0,8 ÷ 1,0 m, si riscontrano alternanze di litotipi prevalentemente argillosi e argilloso limosi, sovraconsolidati per fenomeni di essiccazione; i valori di resistenza alla punta variano mediamente tra qcm = 18 ÷ 26/40 kgf/cm <sup>2</sup> , con medio massimi pari a qcm = 35 ÷ 52 kgf/cm <sup>2</sup> ; la resistenza ad attrito laterale oscilla rispettivamente tra fsm = 0,6 ÷ 0,9 kgf/cm <sup>2</sup> e tra = 1,2 ÷ 2,5 kgf/cm <sup>2</sup> ove prevalgono le componenti argillose.
Da - 2,2 ÷ - 2,4 a - 3,5 ÷ - 4,6 m p.c.	Alternanze prevalentemente limoso argillose - argilloso limose, con locali sottili intercalazioni argilloso limose; i valori di resistenza alla punta variano tra qcm = 9 ÷ 15/16 kgf/cm <sup>2</sup> ; i valori di resistenza all'attrito laterale sono compresi tra fsm = 0,4 ÷ 0,6 kgf/cm <sup>2</sup> , con medi minimi pari a fsm = 0,3 ÷ 0,4 kgf/cm <sup>2</sup> .
Da - 3,5 ÷ - 4,6 a - 5,0 ÷ - 5,4 m p.c.	Orizzonte prevalentemente argilloso limoso e limoso argilloso, caratterizzato da valori di resistenza alla punta compresi tra qcm = 7/10 ÷ 13 kgf/cm <sup>2</sup> e da valori di resistenza ad attrito laterale locale oscillanti tra fsm = 0,4 ÷ 0,6 kgf/cm <sup>2</sup>

<b>Profondità</b>	<b>Descrizione Litologica</b>
Da – 5,0 ÷ – 5,4 a – 7,2 ÷ – 7,4 m p.c.	Unità a moderata variabilità litologica laterale e verticale, costituita prevalentemente da termini limoso argillosi – argilloso limosi, con sottili intercalazioni limose e limoso sabbiose, che si arricchiscono in direttrice est in alternanze limose - sabbioso limose; i valori di resistenza alla punta oscillano tra $q_{cm} = 6 \div 10/12$ kgf/cm <sup>2</sup> , con medio massimi pari a $q_{cm} = 15 \div 20$ kgf/cm <sup>2</sup> ove prevalgono le componenti sabbioso - limose; i valori di resistenza ad attrito laterale variano tra $f_{sm} = 0,1 \div 0,3$ kgf/cm <sup>2</sup> .
Da – 7,2 ÷ – 7,4 m a – 10,0 ÷ – 10,4 m p.c.	Alternanze argilloso limose e limose e limoso argillose, con locali sottili e subordinati livelli limoso sabbiosi, contraddistinte da valori di resistenza alla punta variabili tra $q_{cm} = 8 \div 12/13$ kgf/cm <sup>2</sup> e da valori di resistenza ad attrito laterale oscillanti tra $f_{sm} = 0,3 \div 0,5/0,6$ kgf/cm <sup>2</sup> .
Da – 10,0 ÷ – 10,4 m a – 11,2 ÷ – 11,6 m p.c.	Strato prevalentemente argilloso limoso - limoso argilloso; caratterizzata da valori di resistenza alla punta compresi tra $q_{cm} = 10 \div 13$ kgf/cm <sup>2</sup> e da valori di la resistenza ad attrito laterale variabile tra $f_{sm} = 0,5 \div 0,6/0,8$ kgf/cm <sup>2</sup> .
Da – 11,2 ÷ – 11,6 m a – 13,8 ÷ – 14,6 m p.c.	Sequenza prevalentemente argilloso limosa e limoso argillosa, con locali sottili intercalazioni limose, contraddistinta da valori di $q_{cm} = 8 \div 12/14$ kgf/cm <sup>2</sup> , con locali medi massimi di $q_{cm} = 14 \div 20$ kgf/cm <sup>2</sup> in corrispondenza di sottili lenti limose - limoso sabbiose; la resistenza ad attrito laterale varia tra $f_{sm} = 0,3 \div 0,5/0,6$ kgf/cm <sup>2</sup> .
Da – 13,8 ÷ – 14,6 m a – 17,8 ÷ – 18,0 m p.c.	Unità prevalentemente argillosa, a medio elevato grado di consistenza, discretamente continuo in senso laterale e moderatamente differenziato in senso verticale; i valori di resistenza alla punta sono compresi tra $q_{cm} = 15 \div 18/22$ kgf/cm <sup>2</sup> ; la resistenza ad attrito laterale oscilla tra $f_{sm} = 0,5 \div 0,8/1,2$ kgf/cm <sup>2</sup> .
Da – 17,8 ÷ – 18,0 m a – 21,0 m p.c.	Termini argillosi e argilloso limosi, contraddistinti da valori di resistenza alla punta variabili tra $q_{cm} = 10 \div 14$ kgf/cm <sup>2</sup> e da valori di resistenza ad attrito laterale locale oscillanti tra $f_{sm} = 0,4/0,5 \div 0,8$ kgf/cm <sup>2</sup> .

### **Considerazioni sulla litostratigrafia geomeccanica**

Dalle correlazioni tra le prove penetrometriche eseguite si riscontra una moderata variabilità sia litologica che del grado di consistenza laterale ed una contenuta differenziazione in senso verticale in orizzonti a caratteri litogranulometrici diversi.

Per quanto riguarda l'analisi geomeccanica dei parametri caratteristici ottenuti dalle prove penetrometriche statiche, si sono ricavati i valori della coesione non drenata  $c_u$ , dalla relazione di *Begemann* e l'angolo d'attrito interno, in termini di tensioni efficaci,  $\phi'$ , da quella di *L'Herminier* e da quella di *Caquot*, il grado di consolidazione dalla relazione di *Ladd*.

La successione geotecnica riscontrata è discretizzabile come di seguito esposto.

### Successione geotecnica

Orizzonte	Descrizione litotecnica	Parametri caratteristici
<b>Unità 1</b> <i>Da - 0,8 a - 2,5 m p.c.</i>	Argille e argille limose sovraconsolidate; il grado di compressibilità, di tipo - basso, risulta discretamente continuo in senso laterale e moderatamente differenziato in senso verticale.	$q_{c_k} = 24,6 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 1,18 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 24^\circ$ $c'_k = 0,15 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,65 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 76 \text{ kgf/cm}^2$
<b>Unità 2</b> <i>Da - 2,5 a - 4,0 ÷ - 4,5 m p.c.</i>	Argille - argille limose, con locali sottili intercalazioni limose, sature, a grado di compressibilità medio.	$q_{c_k} = 13,0 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,51 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 22^\circ$ $c'_k = 0,13 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,43 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 55 \text{ kgf/cm}^2$
<b>Unità 3</b> <i>Da - 4,0 ÷ - 4,5 a - 5,0 ÷ - 5,5 m p.c.</i>	Argille limose e limi argilloso, saturi, a grado di compressibilità medio - medio elevato.	$q_{c_k} = 10,72 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,46 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 21^\circ$ $c'_k = 0,12 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,39 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 47 \text{ kgf/cm}^2$
<b>Unità 4</b> <i>Da - 5,0 ÷ - 5,5 a - 7,5 m p.c.</i>	Argille limose e limi argillosi, con sottili intercalazioni limose - limoso sabbiose, saturi, a grado di compressibilità elevato.	$q_{c_k} = 8,0 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,31 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 20^\circ$ $c'_k = 0,05 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,30 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,0018 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 39 \text{ kgf/cm}^2$
<b>Unità 4bis</b> <i>Da - 5,5 a - 7,5 m p.c.</i> <b>Cpt3</b>	Limi - limi sabbiosi, saturi, a grado di compressibilità medio elevato.	$q_{c_k} = 11,0 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,21 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 26^\circ$ $c'_k = 0,03 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,15 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 44 \text{ kgf/cm}^2$
<b>Unità 5</b> <i>Da - 7,5 a - 10,0 ÷ - 10,5 m p.c.</i>	Argille limose e limi argillosi, con lenti limoso sabbiose, saturi, a grado di compressibilità medio elevato, moderatamente differenziato in senso verticale.	$q_{c_k} = 9,5 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,37 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 21^\circ$ $c'_k = 0,07 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,30 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 42 \text{ kgf/cm}^2$

<b>Orizzonte</b>	<b>Descrizione litotecnica</b>	<b>Parametri caratteristici</b>
<b>Unità 6</b> Da -10,0 ÷ -10,5 a -11,0 ÷ -11,5 m p.c.	Argille – argille limose, sature, a medio grado di compressibilità.	$q_{c_k} = 12,5 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,65 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 22^\circ$ $c'_k = 0,13 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,52 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 54 \text{ kgf/cm}^2$
<b>Unità 7</b> Da -11,0 ÷ -11,5 a -14,0 ÷ -14,5 m p.c.	Argille – argille limose, con sottili e rade intercalazioni argilloso limose, saturi, a medio grado di compressibilità.	$q_{c_k} = 10,5 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,52 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 22^\circ$ $c'_k = 0,10 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,43 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 50 \text{ kgf/cm}^2$
<b>Unità 8</b> Da -14,0 ÷ -14,5 a -18,0 m p.c.	Argille e argille limose, sature, a basso grado di compressibilità, continuo in senso laterale e differenziato in senso verticale.	$q_{c_k} = 21,2 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 1,16 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 25^\circ$ $c'_k = 0,18 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,78 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00195 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 71 \text{ kgf/cm}^2$
<b>Unità 9</b> Da -18,0 a -21,0 m p.c.	Termini argillosi e argilloso limosi, saturi, a medio grado di compressibilità.	$q_{c_k} = 13,5 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,75 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 22^\circ$ $c'_k = 0,13 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,57 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 52 \text{ kgf/cm}^2$

**Legenda dati:**  $\phi'$  = angolo di attrito interno;  $c'$  = coesione drenata;  $c_u$  = coesione non drenata;  $\gamma$  = peso di volume;  $E_{ed}$  = modulo edometrico.

**MODULO DI REAZIONE**

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

$$K_s = \alpha \cdot E$$

dove:

$K_s$  = modulo di reazione, kgf/cm<sup>2</sup>

$\alpha$  = coefficiente funzione del diametro della piastra di riferimento, cm.

$E$  = modulo elastico kgf/cm<sup>2</sup>

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

- Modulo in condizioni drenate

$$E' = E_d(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu) / (1 - \nu)$$

dove:

$K_s$  = modulo elastico, kgf/cm<sup>2</sup>

$E_d$  = modulo edometrico, kgf/cm<sup>2</sup>.

$\nu$  = coefficiente di Poisson

- Modulo in condizioni non drenate

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

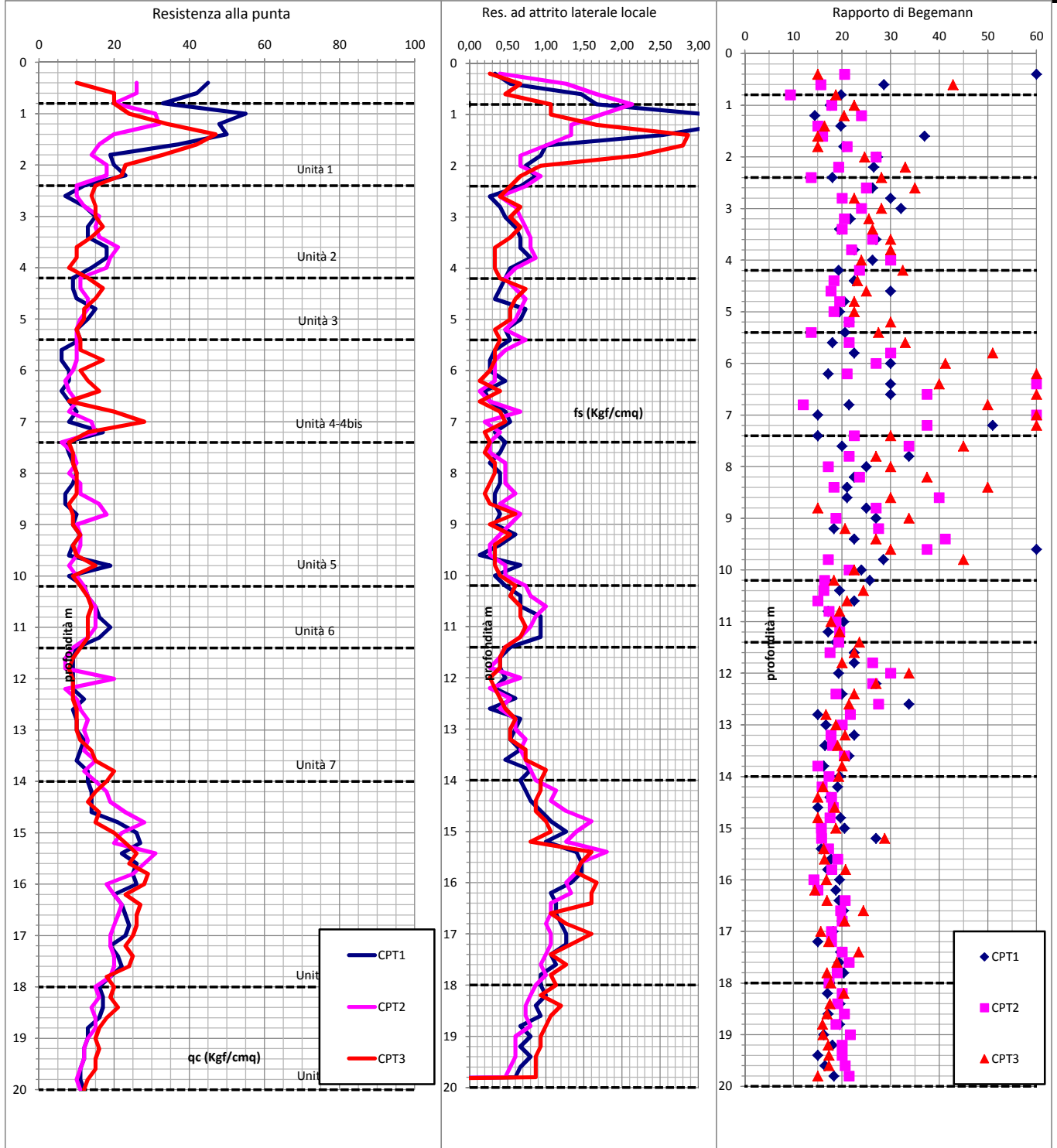
- Modulo dinamico

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

ottenendo:

Unità	Profondità terreni	Modulo di reazione kgf/cm <sup>2</sup>		
		K'	Ku	Kd
Unità 1	Da -0.8 a -2.50 m p.c.	1.61	1.72	2.05
Unità 2	Da -2.5 a -4.5 m p.c.	1.22	1.31	1.55
Unità 3	Da -4.5 a -5.5 m p.c.	1.01	1.17	1.38
Unità 4	Da -5.5 a -7.5 m p.c.	0.91	0.97	1.15
Unità 4bis CPT 3	Da -5.5 a -7.5 m p.c. (cpt 9/90)	1.17	1.29	1.48
Unità 5	Da -7.5 a -10.0 m p.c.	1.05	1.14	1.33
Unità 6	Da -10.0 a -11.0 m p.c.	1.20	1.35	1.59
Unità 7	Da -11.0 a -14.5 m p.c.	1.16	1.25	1.47
Unità 8	Da -14.5 a -18.0 m p.c.	1.50	1.61	1.91

# Analisi statistica dati penetrometrici



qc (kgf/cm²)

	Unità 1	Unità 2	Unità 3	Unità 4	Unità 4bis	Unità 5	Unità 6	Unità 7	Unità 8	Unità 9				
campioni	30	28	17	21	9	42	18	41	56	32				
Minimo	10,00	7,00	9,00	6,00	8,00	7,00	9,00	7,00	13,00	10,00				
Massimo	55,00	21,00	15,00	17,00	28,00	19,00	19,00	20,00	31,00	21,00				
Media	<b>28,50</b>	<b>14,07</b>	<b>11,35</b>	<b>9,10</b>	<b>14,89</b>	<b>10,26</b>	<b>13,61</b>	<b>11,37</b>	<b>22,11</b>	<b>14,31</b>				
Moda	20,00	15,00	11,00	8,00	13,00	9,00	13,00	9,00	20,00	12,00				
Mediana	25,00	14,50	11,00	8,00	13,00	10,00	13,00	11,00	22,00	14,50				
Dev. Stand.	<b>12,26</b>	<b>3,39</b>	<b>1,45</b>	<b>2,93</b>	<b>5,97</b>	<b>2,56</b>	<b>2,29</b>	<b>2,97</b>	<b>3,87</b>	<b>2,75</b>				
Media tronca	27,75	14,13	11,27	8,65	14,89	9,79	13,56	11,12	22,15	14,08				
t student	1,70	1,70	1,75	1,72	1,86	1,68	1,74	1,68	1,67	1,70				
qck	<b>24,63</b>	<b>12,96</b>	<b>10,72</b>	<b>7,97</b>	<b>10,96</b>	<b>9,59</b>	<b>12,65</b>	<b>10,58</b>	<b>21,23</b>	<b>13,47</b>				

fs (kgf/cm²)

	Unità 1	Unità 2	Unità 3	Unità 4	Unità 4bis	Unità 5	Unità 6	Unità 7	Unità 8	Unità 9				
campioni	30	28	17	21	9	42	18	41	56	32				
Minimo	0,53	0,27	0,33	0,13	0,13	0,13	0,40	0,27	0,80	0,47				
Massimo	3,33	0,87	0,73	0,73	0,47	0,67	1,00	1,00	1,80	1,20				
Media	<b>1,44</b>	<b>0,57</b>	<b>0,52</b>	<b>0,37</b>	<b>0,29</b>	<b>0,40</b>	<b>0,72</b>	<b>0,57</b>	<b>1,21</b>	<b>0,81</b>				
Moda	0,67	0,67	0,33	0,33	0,27	0,33	0,67	0,40	1,07	0,87				
Mediana	1,17	0,60	0,53	0,33	0,27	0,40	0,70	0,60	1,13	0,80				
Dev. Stand.	<b>0,81</b>	<b>0,16</b>	<b>0,13</b>	<b>0,15</b>	<b>0,11</b>	<b>0,13</b>	<b>0,17</b>	<b>0,19</b>	<b>0,23</b>	<b>0,18</b>				
Media tronca	1,33	0,57	0,52	0,35	0,29	0,40	0,73	0,57	1,20	0,81				
t student	1,70	1,70	1,75	1,72	1,86	1,68	1,74	1,68	1,67	1,70				
fsk	<b>1,18</b>	<b>0,51</b>	<b>0,46</b>	<b>0,31</b>	<b>0,21</b>	<b>0,37</b>	<b>0,65</b>	<b>0,52</b>	<b>1,16</b>	<b>0,75</b>				



Unità 9	Da - 18.0 a - 21.0 m p.c.	1.20	1.30	1.53
---------	---------------------------	------	------	------

## **PORTANZA DEI TERRENI**

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

### **Tensioni ammissibili**

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

Per il calcolo del carico sul terreno in termini di tensioni ammissibili si è utilizzata la relazione di *Meyerhof*:

$$q_a = q_c / f$$

dove:

$q_a$  = carico ammissibile sui terreni in kgf/cm<sup>2</sup>

$q_c$  = valore della resistenza alla punta in kgf/cm<sup>2</sup>

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

ottenendo:

$$q_a = 0,75 \text{ kgf/cm}^2$$

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

$$D = - 0,8 \div -1,0 \text{ m p.c.}$$

## **STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE**

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

Il calcolo del valore della resistenza del terreno allo stato limite ultimo per fondazioni dirette di tipo continuo, con solette a comportamento poco flessibile, si è eseguito utilizzando la relazione di *Terzaghi*, integrata dai coefficienti di *Hansen*:

$$q_d = c\delta_c N'_c + q_0\delta_q N'_q + \delta_\gamma 1/2\gamma B N'_\gamma$$

dove:

$N'_c$ ,  $N'_q$ ,  $N'_\gamma$  = coefficienti di capacità portante in funzione di  $\phi$ . Si adottano i valori  $N'$  in rapporto al tipo di compressibilità dei litotipi riscontrati.

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

$q_0$  = peso efficace del terreno al piano di incastro della fondazione e che contribuisce alla resistenza in relazione al carico laterale dei terreni in kgf/cm<sup>2</sup>

$\gamma$  = peso di volume del terreno in kgf/cm<sup>3</sup>

$c$  = coesione del terreno in kgf/cm<sup>2</sup>

$B$  = larghezza della fondazione in cm

$L$  = lunghezza della fondazione in cm

Per quanto riguarda l'analisi geomeccanica dei parametri caratteristici ottenuti dalle prove penetrometriche statiche, si sono ricavati i valori della coesione non drenata  $c_u$ , dalla relazione di *Begemann* e l'angolo d'attrito interno, in termini di tensioni efficaci,  $\phi'$ , da quella di *L'Herminier* e da quella di *Caquot*, il grado di consolidazione dalla relazione di *Ladd*.

Detti valori sono stati determinati in riferimento allo spessore di terreno sottostante le opere fondali coinvolto dall'involuppo di spirale logaritmica delle sollecitazioni generate dal cuneo di penetrazione delle fondazioni nel contesto dell'insieme opera – terreno.

## **STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI STATICHE**

In riferimento ai dettati del DM 14/01/08, sono state determinate le caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione allo stato limite ultimo (SLU) adottando i parametri previsti nella tab. 6.2.II – condizioni M1 e M2 del suddetto D.M., che parzializzano i coefficienti geotecnici.

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

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

In relazione alla successione stratigrafica dell'area in oggetto, caratterizzata da una sensibile variabilità verticale del grado di consistenza, dovuta al succedersi di orizzonti a differente litologia e grado di compressibilità, per i calcoli di seguito esposti sono stati utilizzati i seguenti parametri caratteristici geotecnici medi ponderati attribuibili all' involuppo del cuneo delle tensioni generato della fondazione:

$\phi$ (°)	$c'$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$C_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kgf/cm <sup>3</sup> )
21	0,12	0,35	0,00185

### **Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M1**

#### **- Condizioni non drenate**

*verifica a lungo termine - tensioni efficaci*

$$\phi_u = 0^\circ$$

$$c_u = 0,35 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -60 \text{ cm)}$$

$$H_w = 300 \text{ cm p.c. (profondità falda)}$$

$$\gamma_n = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 1,125 \cdot 0,35 \cdot 5,14 + 0,00185 \cdot 60 =$$

$$R = 2,024 + 0,111 = \mathbf{2,135 \text{ kgf/cm}^2}$$

#### **- Condizioni drenate**

*verifica a lungo termine - tensioni efficaci*

$$\phi' = 21^\circ$$

$$c' = 0,12 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -60 \text{ cm)}$$

$$H_w = 300 \text{ cm p.c. (profondità falda)}$$

$$\gamma_n = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 1,125 \cdot 0,12 \cdot 11,3 + (0,00185 \cdot 60) \cdot 6,8 =$$

$$R = 1,526 + 0,755 = \mathbf{2,281 \text{ kgf/cm}^2}$$

### **Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M2**

#### **- Condizioni non drenate**

*verifica a lungo termine - tensioni efficaci*

$$cu = 0,35/1,4 = 0,25 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_u = 0^\circ$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -60 \text{ cm)}$$

$$H_w = 300 \text{ cm p.c. (profondità falda)}$$

$$\gamma_n = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 1,125 \cdot 0,25 \cdot 5,14 + 0,00185 \cdot 60 =$$

$$R = 1,446 + 0,111 = \mathbf{1,557 \text{ kgf/cm}^2}$$

**- Condizioni drenate***verifica a lungo termine - tensioni efficaci*

$$\phi' = \tan^{-1}(0,25/1,25) = 17,1^\circ$$

$$c' = 0,12/1,25 = 0,096 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -60 \text{ cm)}$$

$$H_w = 300 \text{ cm p.c. (profondità falda)}$$

$$\gamma_n = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 1,125 \cdot 0,096 \cdot 9,5 + (0,00185 \cdot 60) \cdot 5,7 =$$

$$R = 1,026 + 0,633 = \mathbf{1,659 \text{ kgf/cm}^2}$$

**Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo**

La verifica alla portanza allo stato limite ultimo per fondazioni superficiali (par. 6.4.2.1 – DM 14/01/2008), prevede che l'insieme opera – terreno sia verificato seguendo almeno uno dei due approcci di seguito esposti, applicando i coefficienti parziali  $\gamma_r$  esposti nella tabella 6.4.I. per la definizione della resistenza di progetto ( $R_d$ ), dove:

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

**Approccio 1:****- Combinazione 1: (A1+M1+R1)**

$$E_d \leq R_d = \frac{R}{1}$$

$$E_d \leq \mathbf{2,135 \text{ kgf/cm}^2}$$

**- Combinazione 2: (A2+M2+R2)**

$$E_d \leq R_d = \frac{R}{1,8}$$

$$E_d \leq \frac{1,557}{1,8}$$

$$E_d \leq 0,865 \text{ kgf/cm}^2$$

**Approccio 2:**- **Combinazione: (A1+M1+R3)**

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

$$E_d \leq \frac{2,135}{2,3}$$

$$E_d \leq 0,928 \text{ kgf/cm}^2$$

dove:

 $E_d$  = Valore di progetto delle azioni $R_d$  = Valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico $\gamma_r$  = Coefficienti parziali (Tab. 6.4.I)**STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI DINAMICHE**

In riferimento ai dettati del DM 14/01/08, sono state determinate le caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione allo stato limite ultimo (SLU-SLV) in condizioni di presenza di sisma adottando il metodo di *Richards et al.* (1993).

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

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

dove:

 $q_{lim,e}$  = capacità portante in condizioni dinamiche $\delta_c, \delta_q, \delta_\gamma$  = coefficienti in forma funzione del rapporto B/L $q_0$  = peso efficace del terreno al piano di incastro della fondazione e che contribuisce alla resistenza in relazione al carico laterale dei terreni in kgf/cm<sup>2</sup> $\gamma$  = peso di volume del terreno in kgf/cm<sup>3</sup> $c'$  = coesione del terreno in kgf/cm<sup>2</sup> $B$  = larghezza della fondazione in cm $L$  = lunghezza della fondazione in cm $i_c, i_q, i_\gamma$  = coefficienti riduttivi funzione delle accelerazioni di progetto e dei fattori di amplificazione.

In riferimento ai dettati della circolare esplicativa n°617/2009 l'effetto inerziale della struttura è stato applicato all'intero valore di capacità portante, mentre l'effetto cinematico incide solo sul coefficiente  $N_\gamma$ . Le verifiche sono state condotte in

condizioni drenate poiché non esistono modelli analitici validati e dati relativi che evidenzino una riduzione di capacità portante in condizioni non drenate. Le verifiche sismiche effettuate con l'EC8 evidenziano per terre coesive riduzioni non significative.

### **Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M1**

#### **- Condizioni drenate**

*verifica a lungo termine - tensioni efficaci*

$$\phi' = 21^\circ$$

$$c' = 0,12 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -60 \text{ cm)}$$

$$H_w = 300 \text{ cm p.c. (profondità falda)}$$

$$\gamma_n = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 0,63 \cdot 1,125 \cdot 0,12 \cdot 11,3 + 0,69 \cdot (0,00185 \cdot 60) \cdot 6,8 =$$

$$R = 0,961 + 0,521 = 1,482 \text{ kgf/cm}^2$$

### **Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M2**

#### **- Condizioni drenate**

*verifica a lungo termine - tensioni efficaci*

$$\phi' = \tan^{-1} 0,375 = 17,1^\circ$$

$$c' = 0,12/1,25 = 0,096 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -60 \text{ cm)}$$

$$H_w = 300 \text{ cm p.c. (profondità falda)}$$

$$\gamma_n = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 0,60 \cdot 1,125 \cdot 0,096 \cdot 9,5 + 0,69 \cdot (0,00185 \cdot 60) \cdot 5,7 =$$

$$R = 0,616 + 0,437 = 1,053 \text{ kgf/cm}^2$$

### **Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo in condizioni sismiche**

La verifica alla portanza allo stato limite ultimo per fondazioni superficiali (par. 6.4.2.1 – DM 14/01/2008), prevede che l'insieme opera – terreno sia verificato seguendo almeno uno dei due approcci di seguito esposti, applicando i coefficienti parziali  $\gamma_r$  esposti nella tabella 6.4.I. per la definizione della resistenza di progetto ( $R_d$ ), dove:

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

Come specificato al par. C7.11.5.3.1 della circolare esplicativa nella combinazione 2 dell'approccio 1 i coefficienti parziali A2 per il calcolo delle azioni di progetto possono essere posti pari all'unità.

**Approccio 1:****- Combinazione 1: (A1+M1+R1)**

$$E_d \leq R_d = \frac{R}{1}$$

$$E_d \leq 1,482 \text{ kgf/cm}^2$$

**- Combinazione 2: (A2+M2+R2)**

$$E_d \leq R_d = \frac{R}{1,8}$$

$$E_d \leq \frac{1,053}{1,8}$$

$$E_d \leq 0,585 \text{ kgf/cm}^2$$

**Approccio 2:****- Combinazione: (A1+M1+R3)**

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

$$E_d \leq \frac{1,482}{2,3}$$

$$E_d \leq 0,644 \text{ kgf/cm}^2$$

dove:

$E_d$  = Valore di progetto delle azioni

$R_d$  = Valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

$\gamma_r$  = Coefficienti parziali (Tab. 6.4.I)

**STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CEDIMENTI**

In funzione del tipo di variabilità laterale e verticale delle caratteristiche litogranulometriche, del grado di compressibilità dei litotipi riscontrati nei primi 20 m del sottosuolo, si sono determinati i valori degli abbassamenti dei terreni di sottofondazione per fondazioni dirette a platea, con soletta a comportamento poco flessibile.

Per il calcolo dei cedimenti si è utilizzata la relazione:

$$\Delta H = H_o \cdot \Delta p \cdot m_v$$

dove:

$\Delta H$  = cedimento totale in cm

$H_o$  = spessore degli strati considerati in cm

$\Delta p$  = sovraccarico residuo sullo strato considerato in base al modello matematico di *Newmark*.

$m_v$  = coefficiente di compressibilità di volume ottenuto dalla relazione di *Sanglerat*:  $m_v = 1/\alpha$  qc, nella quale  $\alpha$  è un fattore funzione della litologia formante lo strato a spessore  $H_o$  considerato.

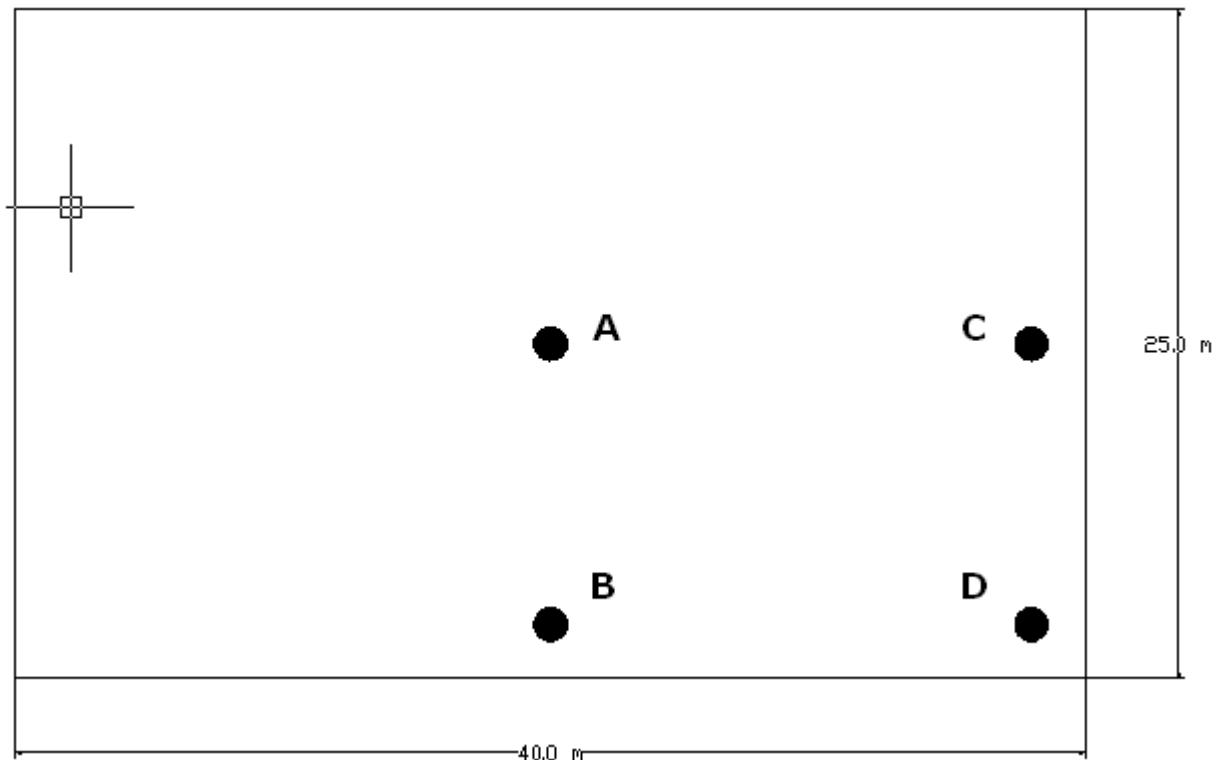
In rapporto a quanto esposto, per fondazioni dirette a platea generalizzata, con soletta a comportamento poco flessibile (coefficiente di rigidezza 0,75), soggette a carichi centrati e verticali, con piano di posa:

$$D = -80 \text{ cm da p.c.}$$

considerando la riduzione della tensione netta sul suolo in funzione del coefficiente di incastro delle fondazioni e quindi un sovraccarico permanente equivalente a  $q_a = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ , per i punti visualizzati in fig.1 si ottengono i seguenti cedimenti.

PROVA N°	Punto/ $\Delta H$ cm			
	A	B	C	D
1	4.537	3.416	3.252	2.502
2	4.437	3.353	3.191	2.466
3	4.344	3.271	3.113	2.395



*Fig 1. – Punti caratteristici platea*

Cedimenti totali di queste entità, per fondazioni con dimensioni equivalenti e soggette a tensioni dello stesso ordine di quelle considerate, sono usuali per terreni con proprietà geomeccaniche simili a quelle riscontrate nel sottosuolo dell'area studiata.

In base ai valori di cedimento ottenuti risultano cedimenti differenziali,  $\Delta h$ , considerando la profondità alla quale la tensione residua nel sottosuolo è minore del 10% del carico geostatico, in rapporto all'interasse tra i punti di calcolo, come riportato in tab. B:

I valori di cedimento differenziale ottenuti rientrano nella tollerabilità poiché contenuti nel limite di ritiro del C.A.

### **Distorsione angolare**

In rapporto alle tensioni che potranno verificarsi nelle strutture in elevazione, considerando un comportamento elastico - elastoplastico in campo lineare dei terreni di sottofondazione ed una reazione rigida delle solette fondali, sono stati determinati i rapporti cedimento differenziale/distanza:  $\Delta/L$ , ottenendo i valori riportati in tab. B

I valori di distorsione ottenuti sono normalmente accettabili, per strutture come quelle in progetto, poiché contenuti nel limite di ammissibilità in base ai diagrammi di Bjerrum.

PUNTI	$\Delta'h$ cm	$\Delta/L$
A – B	1,085	$0,87 \cdot 10^{-3}$
A – C	1,191	$0,66 \cdot 10^{-3}$
A – D	1,818	$0,87 \cdot 10^{-3}$
B – C	0,224	$0,11 \cdot 10^{-3}$
B – D	0,851	$0,47 \cdot 10^{-3}$
C – D	0,745	$0,71 \cdot 10^{-3}$

tab. B: Cedimenti differenziali e distorsione angolare (profondità –16 m p.c.)

In rapporto ai valori di cedimento differenziale si rileva che i parametri di distorsione angolare in funzione delle distanze tra i punti considerati nella modellazione, rientrano nel campo dell'accettabilità per strutture di fondazione come quelle di progetto.

## **CEDIMENTI PERMANENTI POST SISMICI (STATO LIMITE DI ESERCIZIO IN CONDIZIONI DINAMICHE)**

In riferimento a quanto previsto dalle NTC di cui al DM 14/01/2008, DAL n° 112/2007, elaborati di zonazione sismica del PTCP.MO. 2009 e QC. PSC. Nonantola, in funzione della presenza di corpi limoso sabbiosi saturi con spessore di  $0,4 \div 1,0$  m, oltre alla valutazione del coefficiente di amplificazione litologico e stima del potenziale di suscettività alla liquefazione / densificazione, è richiesta la stima dei cedimenti post sismici attesi; in rapporto a quanto sopra esposto è stata sviluppata la valutazione dei cedimenti in condizioni di sollecitazioni dinamiche.

Il calcolo di questi ultimi è stato effettuato utilizzando la procedura prevista nell'allegato A3 della DAL ER 112/2007, ottenendo per le fondazioni in progetto, i seguenti cedimenti permanenti post sismici:

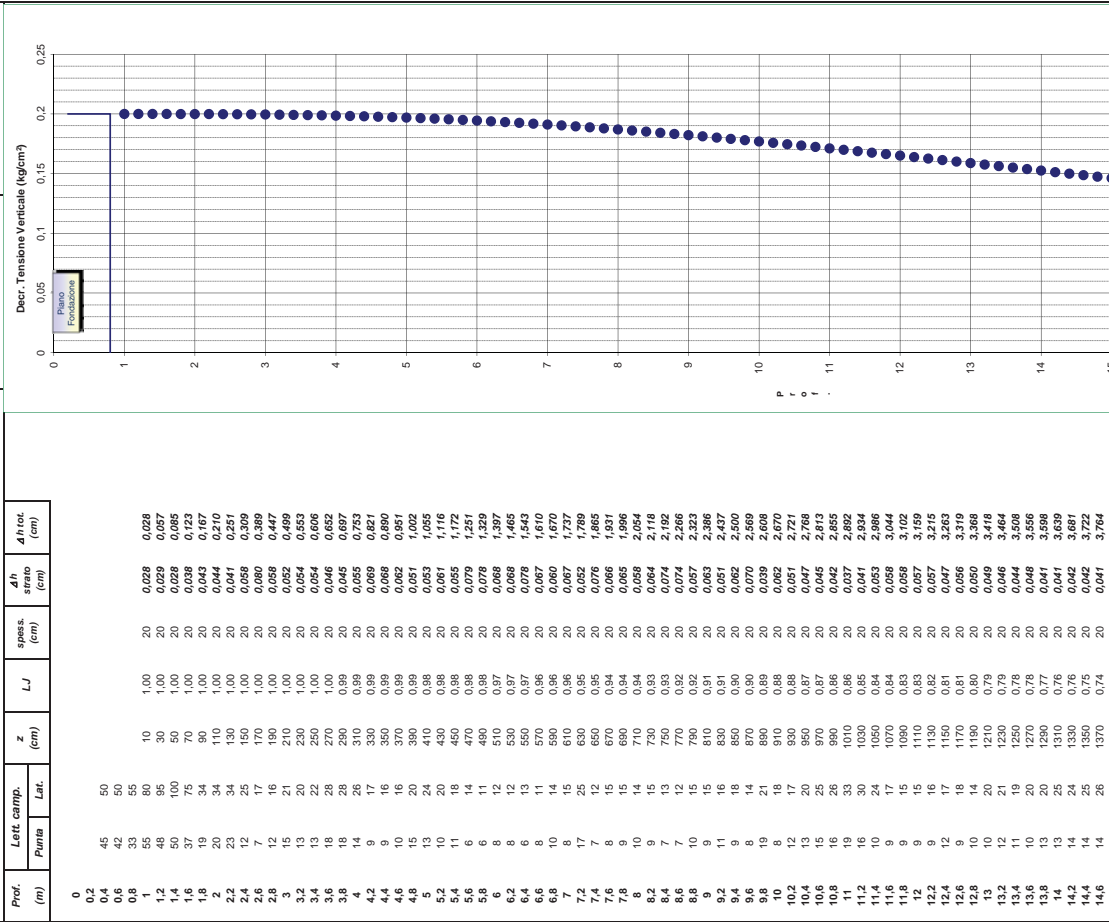
<b><math>\Delta H</math> cm</b>
<b>0,642</b>

praticamente trascurabili.

L'entità dei valori dei cedimenti permanenti post sismici ottenuta rientra nel campo di accettabilità per la struttura in oggetto.

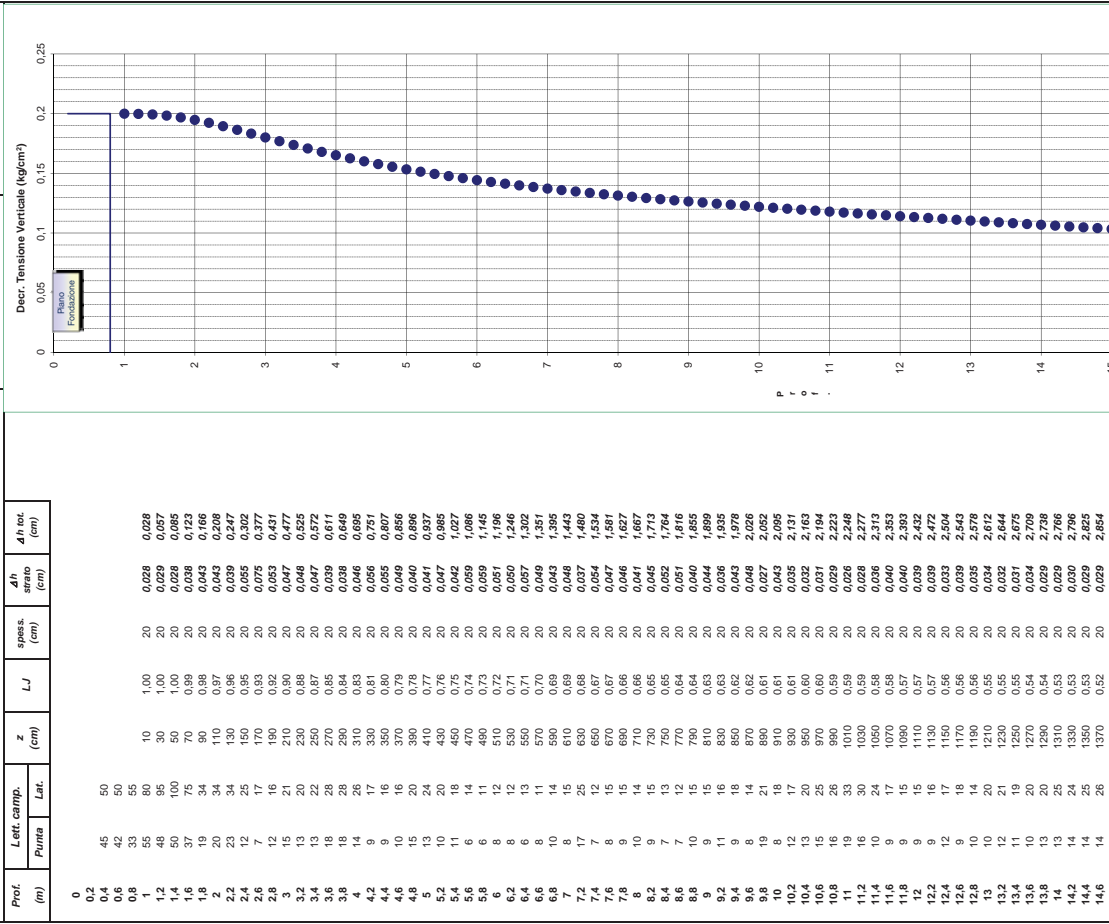
STUDIO GEOLOGICO CENTROGEO P.zza S.Quirino, 6 - Correggio (RE) Tel. 0522 641001 Fax 0522 632162	Prova n°: <b>1 punto A</b>				Quota inizio: p.c. Prof. Falda: 2,76 DATA: 02/10/2013	
	Cantiere: Asilo Nido Località: Nonantola (MO) Operatore: Mazzetti - Abizzi				Area ad influenza positiva	
					A (cm)	B (cm)
	Profondità d'incastro (D): <b>80 cm</b>				Area ad influenza negativa	
					A (cm)	B (cm)
Tipo fondazione: <b>PLATEA</b>						
Larghezza fondazione (B): <b>2500 cm</b>				Carico ammissibile (Qa): <b>0,75 kgf/cm<sup>q</sup></b>		
Lunghezza fondazione (L): <b>4000 cm</b>				<b>Cedimento massimo: 4,537 cm</b>		

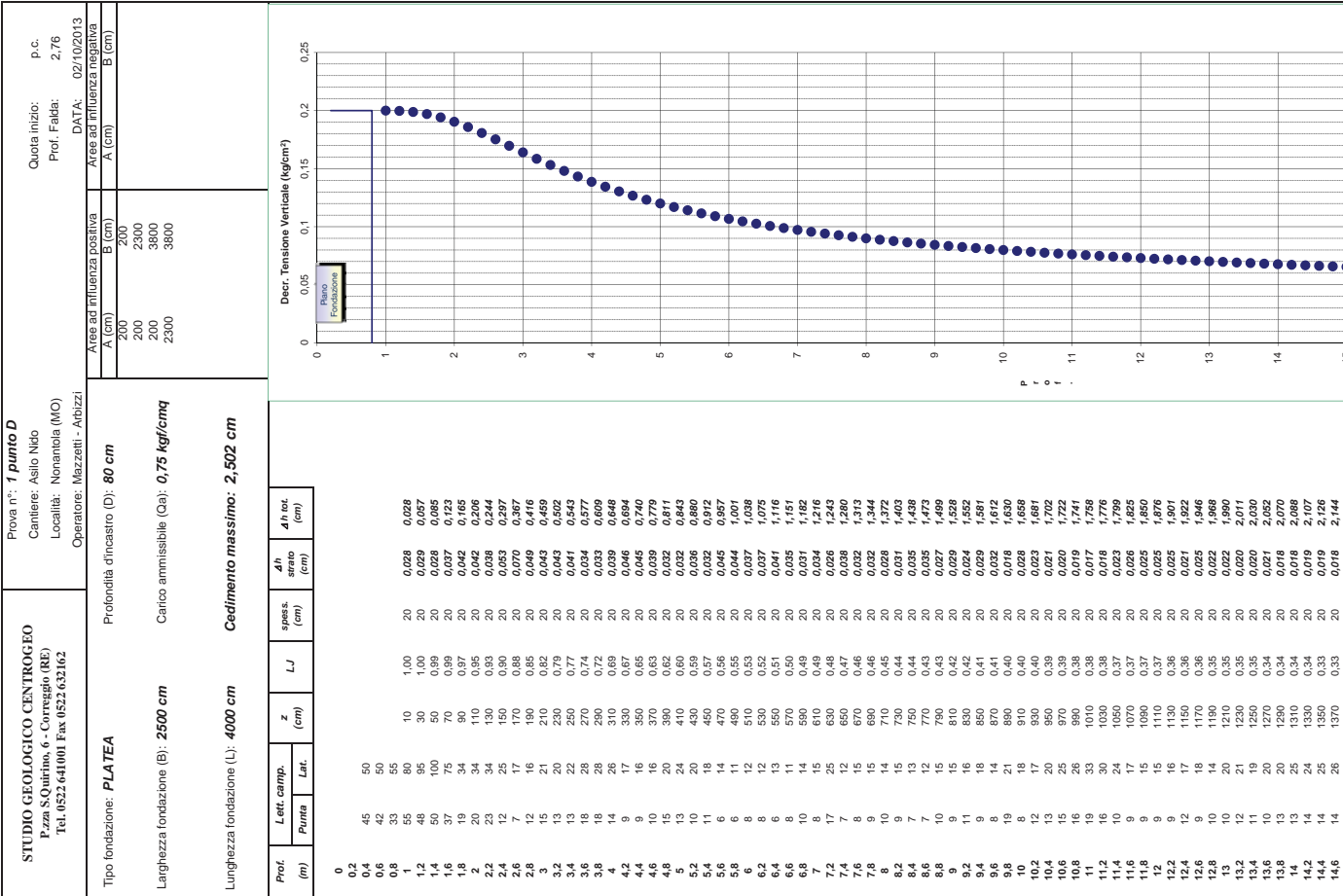
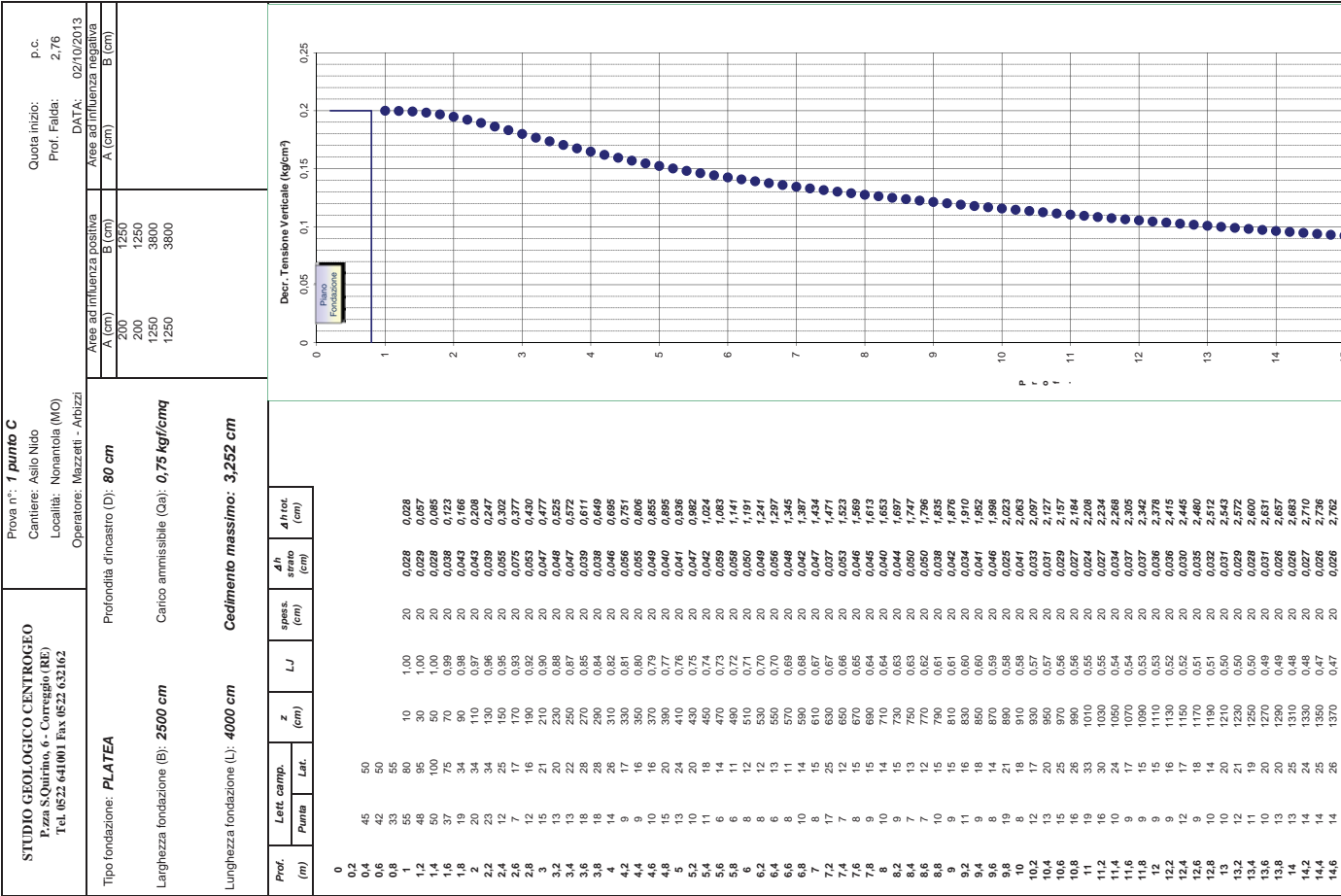
Cedimento massimo: 4,537 cm

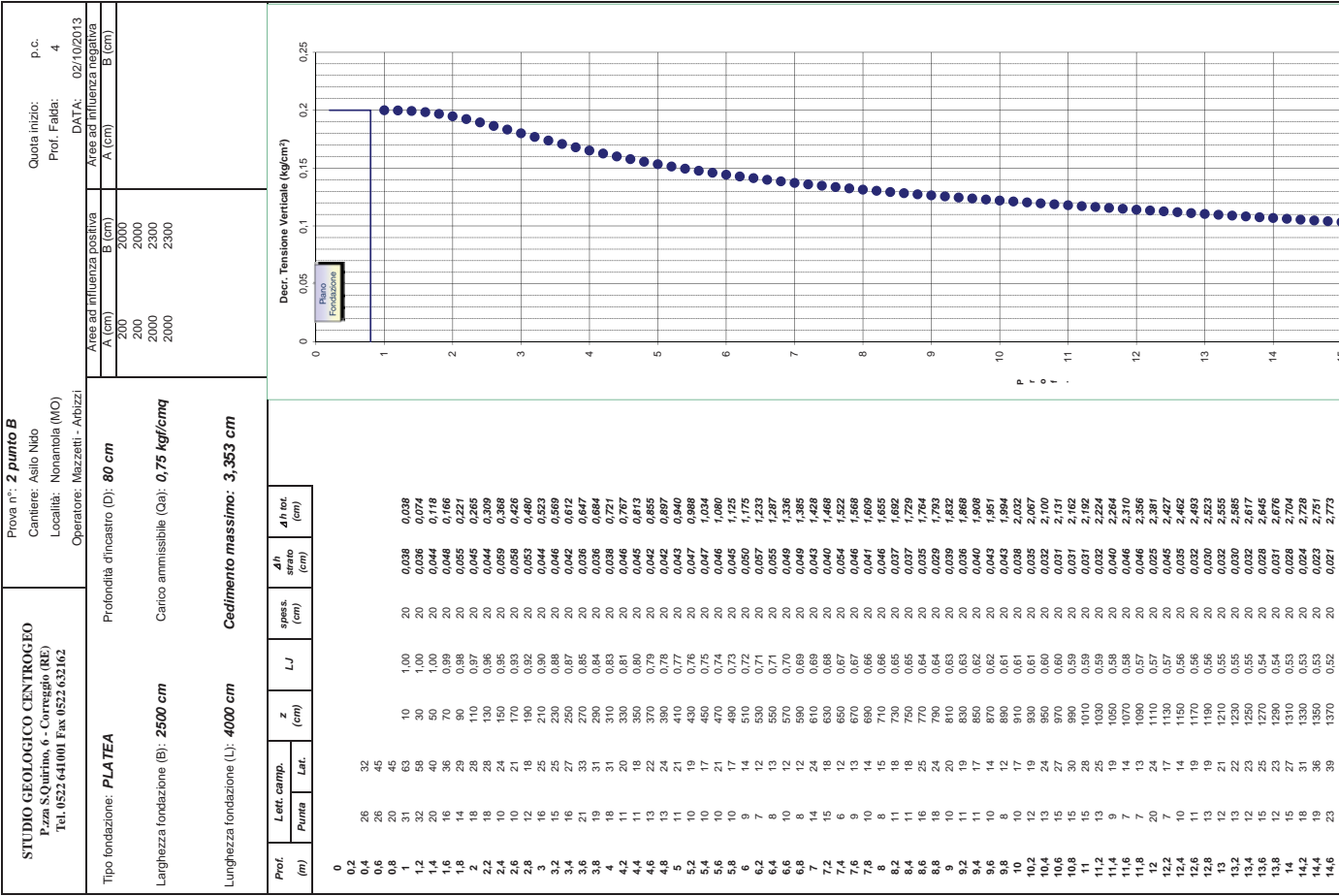
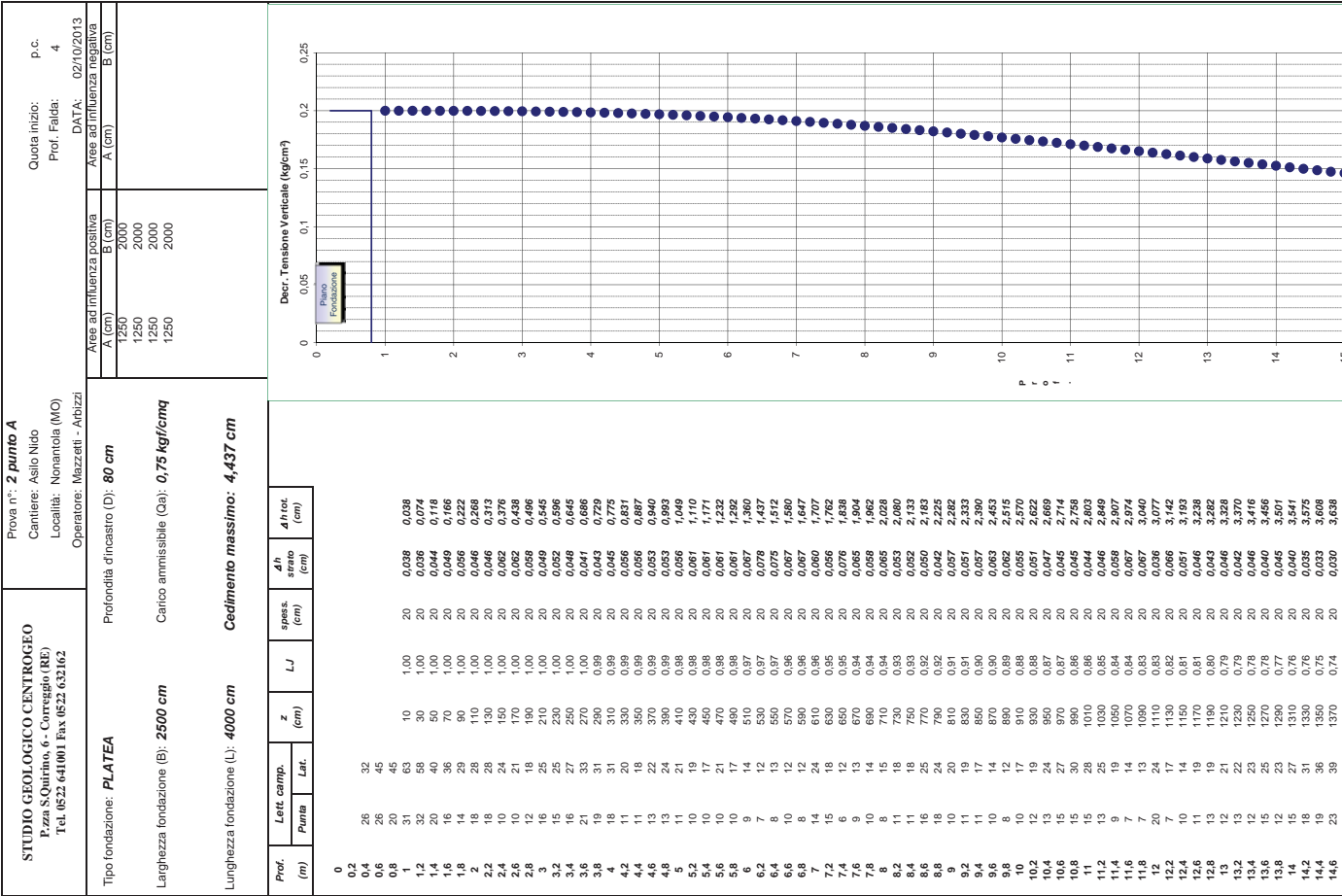


STUDIO GEOLOGICO CENTROGEO P.zza S.quirino, 6 - Correggio (RE) Tel. 0522.641001 Fax 0522.632162	Prova n°: <b>1 punto B</b>			Quota inizio: p.c. Prof. Falda: 2,76 DATA: 02/10/2013	
	Cantiere: Asilo Nido Località: Nonantola (MO) Operatore: Marzetti - Abizzi			Area ad influenza positiva A (cm) B (cm)	
	Profondità d'incastro (D): <b>80 cm</b>			Area ad influenza negativa A (cm) B (cm)	
				200 2000	
				200 2000	
2000 2300					
Tipo fondazione: <b>PLATEA</b>			Carico ammissibile (Ca): <b>0,75 kgf/cm<sup>q</sup></b>		
Larghezza fondazione (B): <b>2500 cm</b>					
Lunghezza fondazione (L): <b>4000 cm</b>			<b>Cedimento massimo: 3,416 cm</b>		

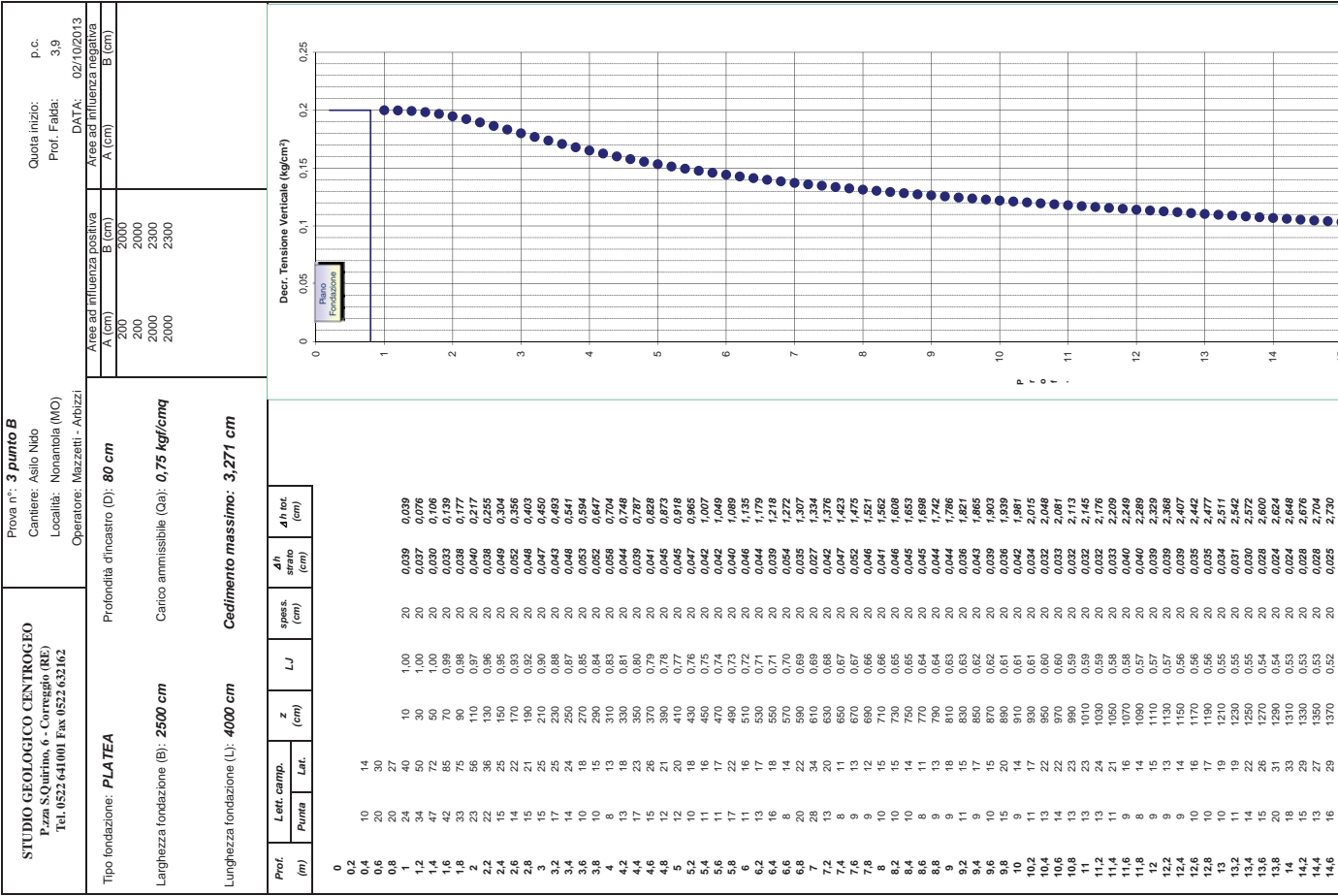
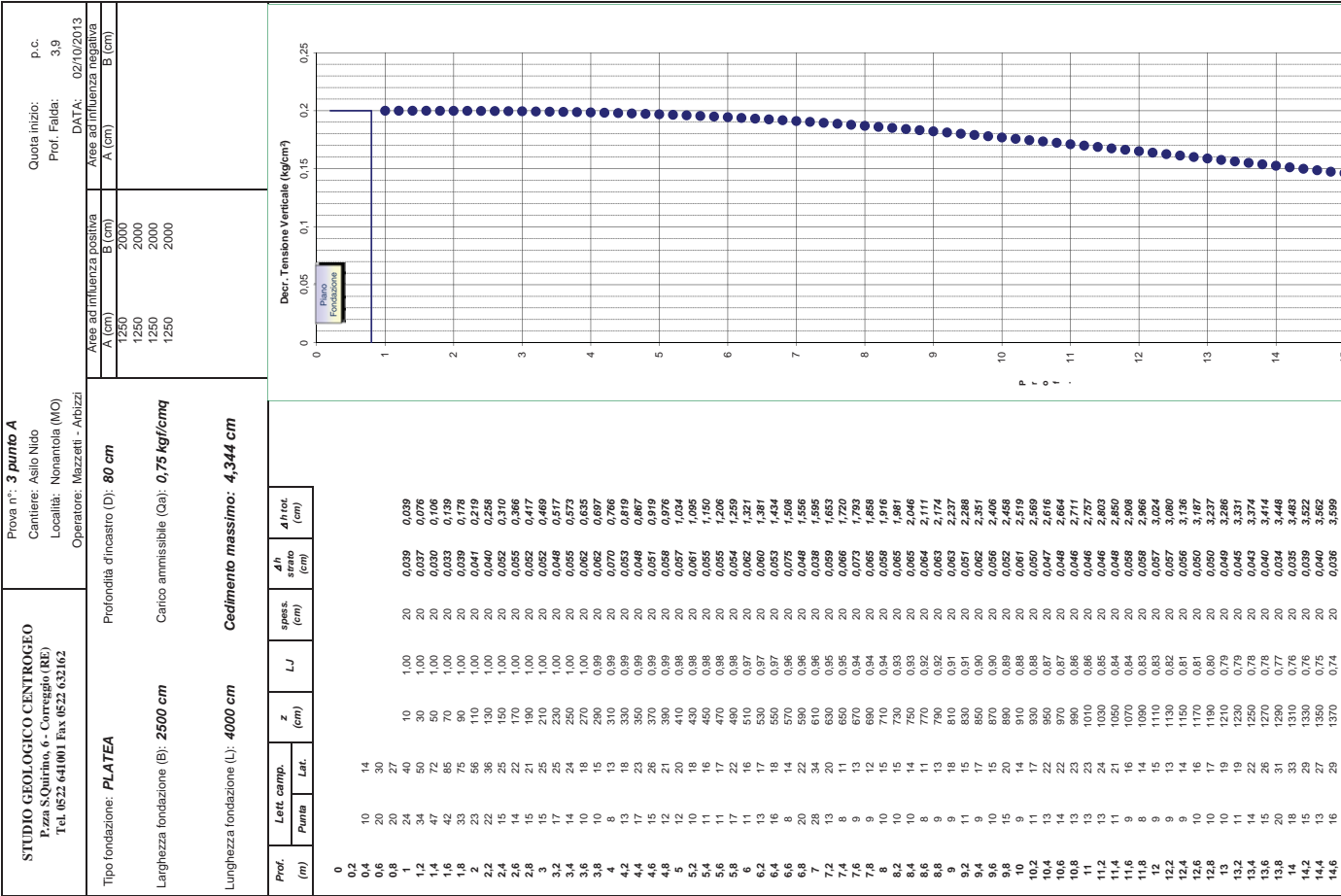
Cedimento massimo: 3,416 cm











<div>STUDIO GEOLOGICO CENTROGEO P.zza S. Quirino, 6 - Correggio (RE) Tel. 0522 641001 Fax 0522 632162</div>	<div>Prova n°: <b>3 punto C</b> Cantiere: Asilo Nido Località: Nonantola (MO) Operatore: Mazzetti - Abizzi</div>				<div>Quota inizio: p.c. Prof. Falda: 3,9 DATA: 02/10/2013</div>
Tipo fondazione: <b>PLATEA</b>	Profondità d'incastro (D): <b>80 cm</b>	Area ad influenza positiva		Area ad influenza negativa	
		A (cm)	B (cm)	A (cm)	B (cm)
		200	1250		
Larghezza fondazione (B): <b>2500 cm</b>	Carico ammissibile (Ca): <b>0,75 kg/cmq</b>	200		1250	
		200		1250	
		1250		3800	
		1250		3800	
Lunghezza a fondazione (L): <b>4000 cm</b>	<b>Cedimento massimo: 3,113 cm</b>				

Prof. (m)	Left comp.		z (cm)	LJ	spess. (cm)	4th roc.	
	Punta	Lat.				strato (cm)	4th (cm)
0							
0.2							
0.4							
0.6							
0.8							
1	10	14		1.00	20	0.039	0.039
1.2	20	27	10	1.00	20	0.037	0.076
1.4	30	40	30	1.00	20	0.035	0.115
1.6	40	53	40	1.00	20	0.033	0.154
1.8	50	66	70	0.99	20	0.033	0.193
2	60	79	90	0.98	20	0.038	0.177
2.2	70	92	110	0.97	20	0.040	0.217
2.4	80	105	130	0.96	20	0.038	0.255
2.6	90	118	150	0.95	20	0.049	0.304
2.8	100	131	170	0.93	20	0.052	0.356
3	110	144	190	0.92	20	0.048	0.403
3.2	120	157	210	0.90	20	0.047	0.450
3.4	130	170	230	0.88	20	0.045	0.497
3.6	140	183	250	0.87	20	0.048	0.541
3.8	150	196	270	0.85	20	0.053	0.594
4	160	209	290	0.84	20	0.052	0.646
4.2	170	222	310	0.82	20	0.058	0.704
4.4	180	235	330	0.81	20	0.044	0.747
4.6	190	248	350	0.80	20	0.039	0.786
4.8	200	261	370	0.79	20	0.041	0.827
5	210	274	390	0.77	20	0.045	0.872
5.2	220	287	410	0.76	20	0.045	0.916
5.4	230	300	430	0.75	20	0.047	0.963
5.6	240	313	450	0.74	20	0.042	1.005
5.8	250	326	470	0.73	20	0.041	1.046
6	260	339	490	0.72	20	0.040	1.086
6.2	270	352	510	0.71	20	0.045	1.131
6.4	280	365	530	0.70	20	0.043	1.175
6.6	290	378	550	0.70	20	0.038	1.213
6.8	300	391	570	0.69	20	0.035	1.254
7	310	404	590	0.68	20	0.034	1.290
7.2	320	417	610	0.67	20	0.027	1.327
7.4	330	430	630	0.67	20	0.041	1.368
7.6	340	443	650	0.66	20	0.046	1.414
7.8	350	456	670	0.65	20	0.051	1.465
8	360	469	690	0.64	20	0.045	1.509
8.2	370	482	710	0.64	20	0.040	1.549
8.4	380	495	730	0.63	20	0.044	1.593
8.6	390	508	750	0.62	20	0.040	1.634
8.8	400	521	770	0.62	20	0.043	1.680
9	410	534	790	0.61	20	0.042	1.723
9.2	420	547	810	0.61	20	0.042	1.765
9.4	430	560	830	0.60	20	0.034	1.799
9.6	440	573	850	0.60	20	0.041	1.840
9.8	450	586	870	0.59	20	0.037	1.877
10	460	599	890	0.58	20	0.034	1.911
10.2	470	612	910	0.58	20	0.040	1.961
10.4	480	625	930	0.57	20	0.035	1.999
10.6	490	638	950	0.57	20	0.031	2.014
10.8	500	651	970	0.56	20	0.031	2.045
11	510	664	990	0.56	20	0.030	2.075
11.2	520	677	1010	0.55	20	0.030	2.105

<b>STUDIO GEOLOGICO CENTROGEO</b> P.zza S.QUIRINO, 6 - CORREGGIO (RE) Tel. 0522 641001 Fax 0522 632162	Prova n°: <b>3 punto D</b> Cantiere: Asilo Nido Località: Nonantola (MO) Operatore: Marzetti - Abizzi				Quota inizio: p.c. Prof. Falda: 3,9 DATA: 02/10/2013
Tipo fondazione: <b>PLATEA</b>	Profondità d'incastro (D): <b>80 cm</b>	Aree ad influenza positiva A (cm) B (cm)		Aree ad influenza negativa A (cm) B (cm)	
Larghezza fondazione (B): <b>2500 cm</b>	Carico ammissibile (Ca): <b>0,75 kgf/cm<sup>q</sup></b>	200 200 200 2300 200 3800 2300 3800			
Lunghezza fondazione (L): <b>4000 cm</b>	<b>Cedimento massimo: 2,395 cm</b>				

Prof. (m)	Lett. comp.		z (cm)	LJ	spess. (cm)	strato (cm)	4 in oc. (cm)
	Punta	Lat.					
0							
0,2							
0,4							
0,6							
0,8							
1	10	14		1,00	20	0,039	0,039
1,2	20	27		1,00	20	0,037	0,076
1,4	30	40		1,00	20	0,037	0,076
1,6	40	53		1,00	20	0,033	0,139
1,8	50	66		0,99	20	0,037	0,176
2	60	79		0,97	20	0,037	0,176
2,2	70	92		0,95	20	0,039	0,215
2,4	80	105		0,93	20	0,037	0,252
2,6	90	118		0,90	20	0,047	0,299
2,8	100	131		0,88	20	0,049	0,347
3	110	144		0,85	20	0,044	0,397
3,2	120	157		0,82	20	0,043	0,444
3,4	130	170		0,79	20	0,043	0,491
3,6	140	183		0,77	20	0,043	0,515
3,8	150	196		0,74	20	0,046	0,561
4	160	209		0,72	20	0,045	0,605
4,2	170	222		0,69	20	0,049	0,654
4,4	180	235		0,67	20	0,036	0,690
4,6	190	248		0,65	20	0,032	0,722
4,8	200	261		0,63	20	0,033	0,755
5	210	274		0,62	20	0,033	0,779
5,2	220	287		0,60	20	0,035	0,826
5,4	230	300		0,59	20	0,036	0,862
5,6	240	313		0,57	20	0,032	0,894
5,8	250	326		0,56	20	0,032	0,926
6	260	339		0,55	20	0,030	0,956
6,2	270	352		0,53	20	0,034	0,990
6,4	280	365		0,51	20	0,032	1,022
6,6	290	378		0,50	20	0,028	1,050
6,8	300	391		0,48	20	0,028	1,078
7	310	404		0,49	20	0,025	1,114
7,2	320	417		0,48	20	0,019	1,134
7,4	330	430		0,47	20	0,029	1,163
7,6	340	443		0,46	20	0,033	1,196
7,8	350	456		0,46	20	0,036	1,232
8	360	469		0,45	20	0,028	1,259
8,2	370	482		0,44	20	0,031	1,323
8,4	380	495		0,44	20	0,031	1,353
8,6	390	508		0,43	20	0,030	1,384
8,8	400	521		0,43	20	0,030	1,413
9	410	534		0,42	20	0,029	1,443
9,2	420	547		0,42	20	0,024	1,466
9,4	430	560		0,41	20	0,029	1,495
9,6	440	573		0,41	20	0,025	1,520
9,8	450	586		0,40	20	0,024	1,544
10	460	599		0,40	20	0,028	1,571
10,2	470	612		0,39	20	0,028	1,595
10,4	480	625		0,39	20	0,021	1,615
10,6	490	638		0,39	20	0,022	1,636
10,8	500	651		0,38	20	0,021	1,657
11	510	664		0,38	20	0,021	1,678
11,2	520	677		0,38	20	0,020	1,698
11,4	530	690		0,37	20	0,021	1,719
11,6	540	703		0,37	20	0,026	1,745
11,8	550	716		0,37	20	0,026	1,7



## **CONCLUSIONI E SUGGERIMENTI**

Nel contesto del progetto per la realizzazione del Nuovo Nido Comunale di Nonantola (MO), è stata eseguita un'analisi geologico geotecnica e sismica, finalizzata all'individuazione delle caratteristiche litotecniche, della pericolosità sismica di base e determinazione dell'azione sismica-risposta sismica locale, dell'area di impronta dei terreni di fondazione delle strutture previste in progetto.

L'analisi, eseguita su commissione dell'**Amministrazione Comunale di Nonantola**, si è redatta in ottemperanza ai dettati del D.M. 11/03/88, circ. LL.PP. 24/09/88 N° 30483 ed in riferimento al D.M. 14-01-2008, Delibera Assemblea Legislativa R.E.R. n° 112 del 02-05-2007, LR.ER. n°19/2008.

### *Geologia – Geomorfologia*

Il territorio in oggetto appartiene alla fascia di transizione tra la Media e la Bassa Pianura Padana Appenninica, costituitasi tra la zona dei conigli alluvionali pedappenninici ed il settore francamente dominato dal Po.

L'assetto geomorfologico dell'area studiata è legato alle passate vicende del fiume Panaro che ha caratterizzato la zona con sequenze formate da alternanze prevalentemente limoso argillose – limoso sabbioso argillose, alle quali si intercalano nelle fasce territoriali meridionali (1 ÷ 3 Km a sud) orizzonti ghiaioso sabbiosi di spessore variabile ed a spiccata struttura lentiforme. Dette unità tendono ad essere sostituite da corpi sabbiosi che diminuiscono in spessore ed in percentuale rappresentata con l'aumento della profondità, procedendo in verso settentrionale, sino a ridursi a sottili unità acquifere, intercalate a potenti sequenze argillose pochi km (2 ÷ 4) a nord del capoluogo.

L'attuale assetto geomorfologico territoriale consegue dalle passate vicende fluviali del torrente precedentemente indicato, che unitamente all'azione dell'uomo: bonifiche, canalizzazioni, riporti, ecc, hanno portato ad una conformazione pianeggiante con ondulazioni più o meno accentuate in senso ovest est.

Dal punto di vista clivometrico, territorialmente si riscontrano pendenze medie del 4 ÷ 5 ‰, degradanti in senso sud nord e quote equivalenti di 25 ÷ 26 m s.l.m.

### *Falda idrica sotterranea*

Il livello di equilibrio della falda freatica al momento delle prove, ottobre 2013, si è rilevato nei fori di sondaggio geognostici, mediamente a -3,0 ÷ -4,0 m dal piano campagna esistente.

### Modellazione sismica

Il Comune di Nonantola, MO, appartiene al bacino subsidente Pliocenico Quaternario della Pianura Padana, nel quale la base delle formazioni pre plioceniche si rinviene tra 200 e 6.000 m di profondità e lo spessore medio delle formazioni quaternarie è di circa 1.000 m.

Tale complesso, dal punto di vista litostratigrafico, è suddivisibile in un insieme inferiore ed uno superiore; il primo caratterizzato da formazioni pre pleistoceniche, costituite da depositi di ambiente marino; il secondo, a sua volta diviso in una litozona inferiore ed una superiore, la prima è formata da depositi marini (Qm) di età pleistocenica che sono sovrastati dalla seconda unità rappresentata da sequenze marine marginali e da depositi messi in posto dalle alluvioni dei fiumi alpino appenninici e dal Po del Pleistocene superiore – Olocene.

Detti complessi formano un'ampia struttura sinclinalica, complicata in numerose pieghe e dislocazioni tettoniche con direttrici prevalentemente appenniniche, conseguite alle fasi *MioplIOCeniche* (Zona Piacentino Lombarda) e *Plioceniche Inferiori* (zona Emiliano Romagnola) che hanno determinato una struttura a carattere compressivo.

L'assetto geostrutturale della base del Pliocene nel sottosuolo del territorio di Bastiglia – Nonantola – Crevalcore – Sorbara – Limidi – Soliera è caratterizzato dalla zona di transizione tra le pieghe del margine appenninico padano denominate Pieghe Romagnole e quella delle Pieghe Ferraresi.

Tali strutture sono interessate da numerose dislocazioni tettoniche a direttrice appenninica ancor oggi attive, che separano l'area collinare, in lento sollevamento, da quella pianiziale in regime subsidente.

Le Pieghe Romagnole, 3 ÷ 5 km a meridione dell'allineamento Campogalliano – Nonantola – S.Giovanni In Persiceto, sono contraddistinte dalla presenza di strutture positive, sovrascorse sul fianco settentrionale ed embricate in direttrice settentrionale, che hanno determinato l'innalzamento della base del Pliocene a -3000 ÷ -2000 m dal piano campagna. Il substrato prepliocenico, procedendo verso nord, si approfondisce rapidamente sino a giungere a -7500 ÷ 8500 m dal p.c. in corrispondenza dell'asse della sinclinale Soliera – Nonantola – Crevalcore – S. Giovanni in Persiceto – Argelato - Sabbiano. Proseguendo in direzione settentrionale il substrato prepliocenico, mediante una sequenza di faglie inverse e sovrascorrimenti, disposti ad embrici, passa alla Regione delle Pieghe Ferraresi, caratterizzate dall'omonima Dorsale, dove le isobate del prepliocene salgono a 1000 ÷ 2000 m dal p.c. giungendo alla massima culminazione assiale in prossimità di Novi di Modena, località Cavone, dove la base del Pliocene è circa a -210 ÷ -220 m dal p.c..

I movimenti tettonici che hanno interessato tale regione risultano essersi verificati anche in tempi recenti, denunciando un'attività neotettonica (C.N.R.; Progetto Finalizzato Geodinamica, Sottoprogetto Neotettonica 1987), confermata anche dalle migrazioni verso ovest dei fiumi che hanno attraversato tale area e sulle quali hanno probabilmente influito i movimenti della Dorsale Ferrarese, soprattutto per il Po.

#### *Caratterizzazione Sismica – microzonazione sismica semplificata*

La categoria del suolo di fondazione, in riferimento ai parametri del D.M. 14/01/2008, determinata in funzione delle velocità di onde sismiche di taglio VSH mediante l'elaborazione dei dati acquisiti da uno stendimento sismico a rifrazione uno con metodo integrato attivo – passivo MASW - Re.Mi, che hanno fornito  $V_{s30} = 204$  m/sec, corrisponde a:

- **Categoria C:** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o 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  $V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).

Il fattore di amplificazione topografico corrisponde a:

$$St = 1,0$$

Il fattore di amplificazione stratigrafico determinato secondo il DM 14-01-2008 corrisponde, in funzione dei vari stati limite, a:

STATO LIMITE	$T_R$ (anni)	S (-)	$C_c$ (-)
SLO	90	1.5	1.607
<b>SLD</b>	<b>151</b>	<b>1.5</b>	<b>1.610</b>
<b>SLV</b>	<b>1424</b>	<b>1.337</b>	<b>1.588</b>
SLC	2475	1.264	1.574

#### *Microzonazione sismica – Risposta sismica Locale*

In rapporto ai parametri ottenuti dalle prospezioni MASW/Re.Mi. ed HVSR, degli accelerogrammi del database RER ed European strong motion, elaborati con codice di calcolo *Shake* ed allo spessore ed omogeneità dei materiali che formano i primi 150 m del sottosuolo, in funzione dello spettro di risposta del bedrock sismico e di quello in

superficie, per un coefficiente di smorzamento  $D=5\%$ , si sono ottenuti i seguenti fattori di amplificazione:

<b>Periodo <math>T</math> (sec)</b>	<b>Fattore di amplificazione</b>
0 (FA PGA)	1,82
0,1 - 0,5	2,12
0,5 - 1	2,09
1 - 1,5	1,92

### *Frequenze fondamentali dei terreni*

La determinazione della frequenza fondamentale dei terreni con metodo HVSR, sia in una verticale direttamente eseguita nel 2013 che in un'analogica verticale effettuata nel 2007 nel contesto degli studi di Q.C. PSC, hanno evidenziato picchi di amplificazione con ampiezza:

$$f_0 = 0,68/0,70 \text{ Hz}$$

corrispondente al periodo principale:

$$t_0 = 1,47/1,43 \text{ sec}$$

### *Suscettività alla Liquefazione*

L'analisi di suscettività al rischio di liquefazione degli orizzonti litologici sabbiosi, sottofalda, si è attuata con il metodo di *Robertson & Wride modificato(1997)*.

In funzione della classe d'uso attribuita nella analisi di progetto al Nuovo Polo Scolastico di Novellara: Classe III della NTC tab. 2.4.II e della vita nominale che compete alle costruzioni di importanza normale prevista dalle NTC/2008 tab. 2.4.1 corrisponde a  $V_N$  100 anni, in base ai valori di  $a_g$  della griglia allegata alle NTC/2008, considerando una magnitudo corrispondente a:

$$M = 5,6$$

si ottiene un valore di accelerazione equivalente a:

$$A_{max}/g = 0.44$$

Le elaborazioni effettuate hanno fornito valori dell'Indice del Potenziale di Liquefazione (LPI – *Iwasaki*, 1982) in funzione della profondità della falda idrica sotterranea considerata, come riportato nella tabella di seguito esposta:

cpt n°	LPI
1	0,9
2	1,4
3	3,4
CPTU 1	0,9

Secondo la classificazione proposta da *Sonmez (2003)*, ad eccezione di CPT3 risultando l'indice del potenziale di liquefazione  $I_L < 2,0$  il rischio liquefazione è basso.

Per quanto riguarda la prova CPT3 che ha fornito un valore di  $I_L$  classificabile a moderata pericolosità, è da considerare che l'adiacente prova CPTU1, eseguita a 7m di distanza, ha fornito un valore basso e pertanto quest'ultima condizione è quella significativa per il sito di intervento.

#### *Portanza dei terreni - tensioni ammissibili*

I caratteri geotecnici dei terreni, desunti da tre prove penetrometriche statiche, Cpt Rm, ed una prova CPTU eseguite nel sito in analisi, che hanno raggiunto -20÷-21,5 m pc, in relazione al tipo di variabilità laterale del grado di compressibilità dei terreni, evidenziano consigliabile l'adozione di fondazioni di tipo a platea o di tipo continuo a griglia.

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

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

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

$$q_a = q_c / f$$

dove:

$q_a$  = carico ammissibile sui terreni in kgf/cmq;

$q_c$  = valore della resistenza alla punta in kgf/cmq;

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

ottenendo per un piano di posa pari a:

$$D = -0,80 \div -1,0 \text{ m p.c.}$$

$$q_a = 0,75 \text{ kgf/cmq}$$

#### *Resistenza del sistema geotecnico allo Stato limite ultimo (R)*

In riferimento ai dettati del DM 14/01/08, sono state determinate le **caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione allo stato limite ultimo (SLU)**

adottando i parametri previsti nella tab. 6.2.II – condizioni M1 e M2 del suddetto D.M., che parzializzano i coefficienti geotecnici.

Detti valori, determinati sia in condizioni statiche che dinamiche, sono riassunti nelle seguenti tabelle.

	<i>Condizioni statiche</i>	<i>Condizioni dinamiche</i>
<b>CONDIZIONE M1</b>	<b><math>R = 2,135 \text{ kgf/cm}^2</math></b>	<b><math>R = 1,482 \text{ kgf/cm}^2</math></b>
<b>CONDIZIONE M2</b>	<b><math>R = 1,557 \text{ kgf/cm}^2</math></b>	<b><math>R = 1,053 \text{ kgf/cm}^2</math></b>

#### *Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo*

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

	<i>Condizioni statiche</i>	<i>Condizioni dinamiche</i>
<b>Approccio 1:</b>		
- <b>Combinazione1: (A1+M1+R1)</b>	<b><math>E_d \leq 2,135 \text{ kgf/cm}^2</math></b>	<b><math>E_d \leq 1,482 \text{ kgf/cm}^2</math></b>
- <b>Combinazione2: (A2+M2+R2)</b>	<b><math>E_d \leq 0,865 \text{ kgf/cm}^2</math></b>	<b><math>E_d \leq 0,585 \text{ kgf/cm}^2</math></b>
<b>Approccio 2:</b>		
- <b>Combinazione1: (A1+M1+R3)</b>	<b><math>E_d \leq 0,928 \text{ kgf/cm}^2</math></b>	<b><math>E_d \leq 0,644 \text{ kgf/cm}^2</math></b>

dove:

$E_d$  = Valore di progetto delle azioni

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

#### *Cedimenti statici e dinamici*

I valori di cedimenti totali, differenziali e di distorsione angolare rientrano nel campo dell'accettabilità per le previste strutture in elevazione.

I valori dei cedimenti post sismici, in riferimento allo magnitudo attesa nel territorio in oggetto, risultano di entità rientrante nel campo dell'accettabilità.

*Modulo di reazione*

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

ottenendo:

Unità	Profondità terreni	Modulo di reazione kgf/cmc		
		K'	Ku	Kd
Unità 1	Da -0.8 a - 2.50 m p.c.	1.61	1.72	2.05
Unità 2	Da - 2.5 a - 4.5 m p.c.	1.22	1.31	1.55
Unità 3	Da - 4.5 a - 5.5 m p.c.	1.01	1.17	1.38
Unità 4	Da - 5.5 a - 7.5 m p.c.	0.91	0.97	1.15
Unità 4bis CPT 3	Da - 5.5 a - 7.5 m p.c. (cpt 9/90)	1.17	1.29	1.48
Unità 5	Da - 7.5 a - 10.0 m p.c.	1.05	1.14	1.33
Unità 6	Da - 10.0 a - 11.0 m p.c.	1.20	1.35	1.59
Unità 7	Da - 11.0 a - 14.5 m p.c.	1.16	1.25	1.47
Unità 8	Da - 14.5 a - 18.0 m p.c.	1.50	1.61	1.91
Unità 9	Da - 18.0 a - 21.0 m p.c.	1.20	1.30	1.53

Oltre a quanto esposto è opportuno adottare i seguenti accorgimenti:

- *Accertarsi mediante saggi con escavatore meccanico, in punti esterni all'area di impronta della costruzione, prima degli scavi di fondazione, l' assenza di processi di sifonamento al fondo degli sbancamenti; in caso si riscontri detta eventualità, dovranno essere adottate idonee tecniche di depressione delle acque sotterranee.*
- *Allontanare eventuali ristagni idrici dagli sbancamenti di fondazione al momento della posa in opera dei manufatti ed evitare permanenze d'acqua all'interno degli scavi..*
- *Regolarizzare e proteggere i piani di posa delle opere fondali con getto di conglomerato magro e limitare il tempo tra apertura degli scavi e costruzione delle fondazioni.*
- *Accertare l'assenza di eventuali strati cedevoli e/o rimaneggiati a scadenti caratteristiche meccaniche in corrispondenza dei terreni di sottofondazione e nell'eventualità di loro riscontro effettuare idonei consolidamenti.*



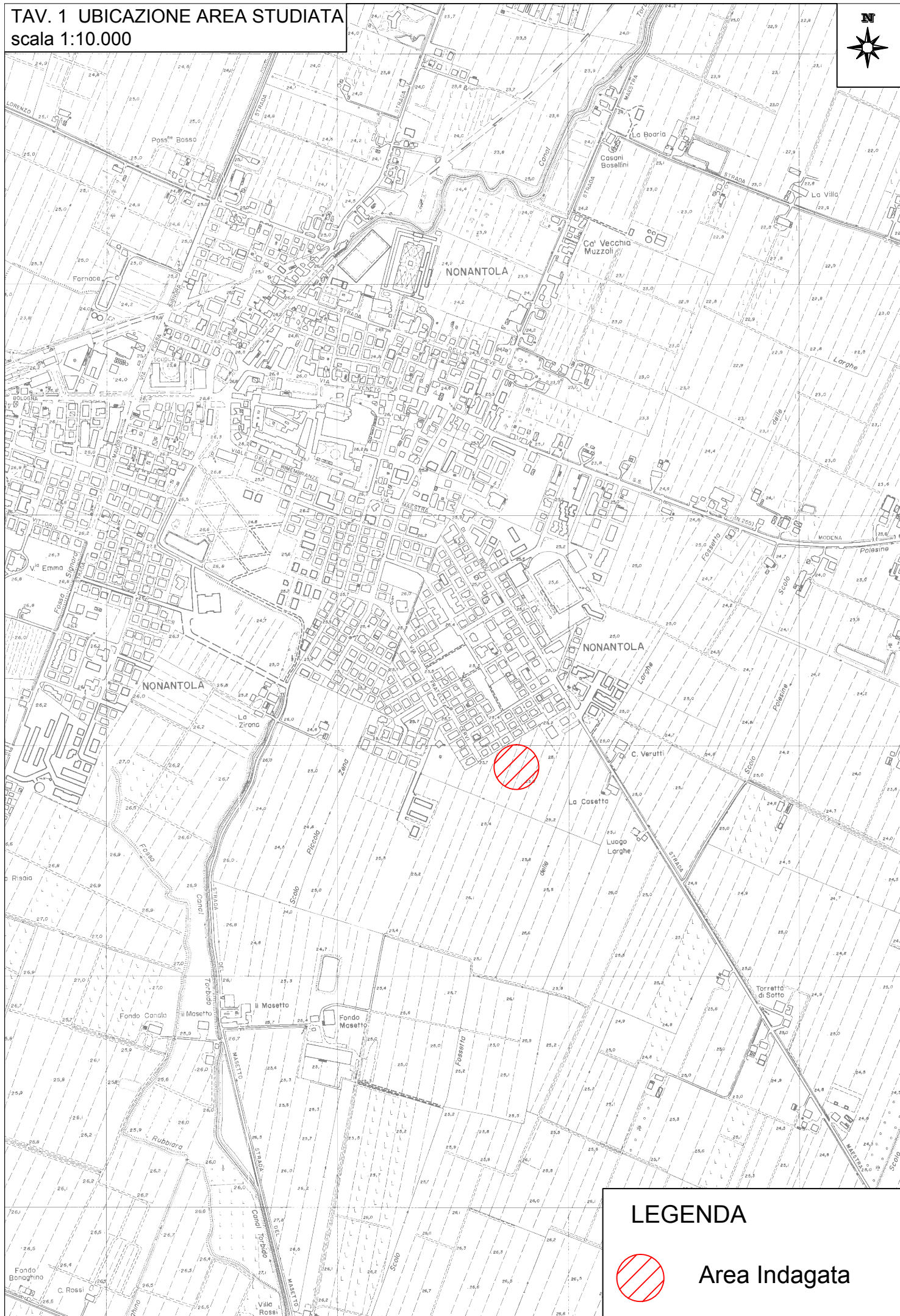
Dr. Geol. GIAN PIETRO MAZZETTI

*Dr. Geol. **GIAN PIETRO MAZZETTI***



# **ALLEGATI**

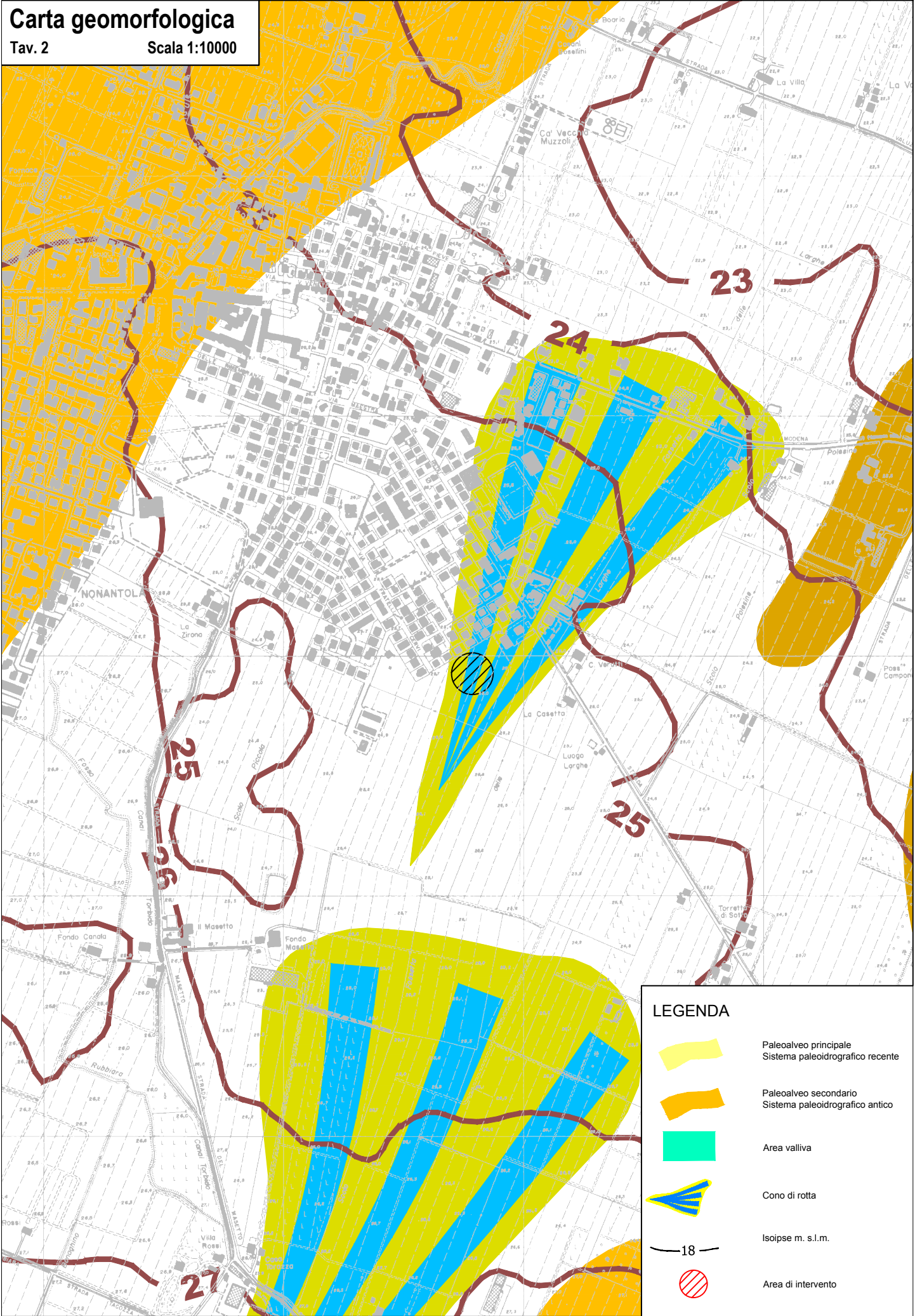
TAV. 1 UBICAZIONE AREA STUDIATA  
scala 1:10.000





Carta geomorfologica

Tav. 2      Scala 1:10000

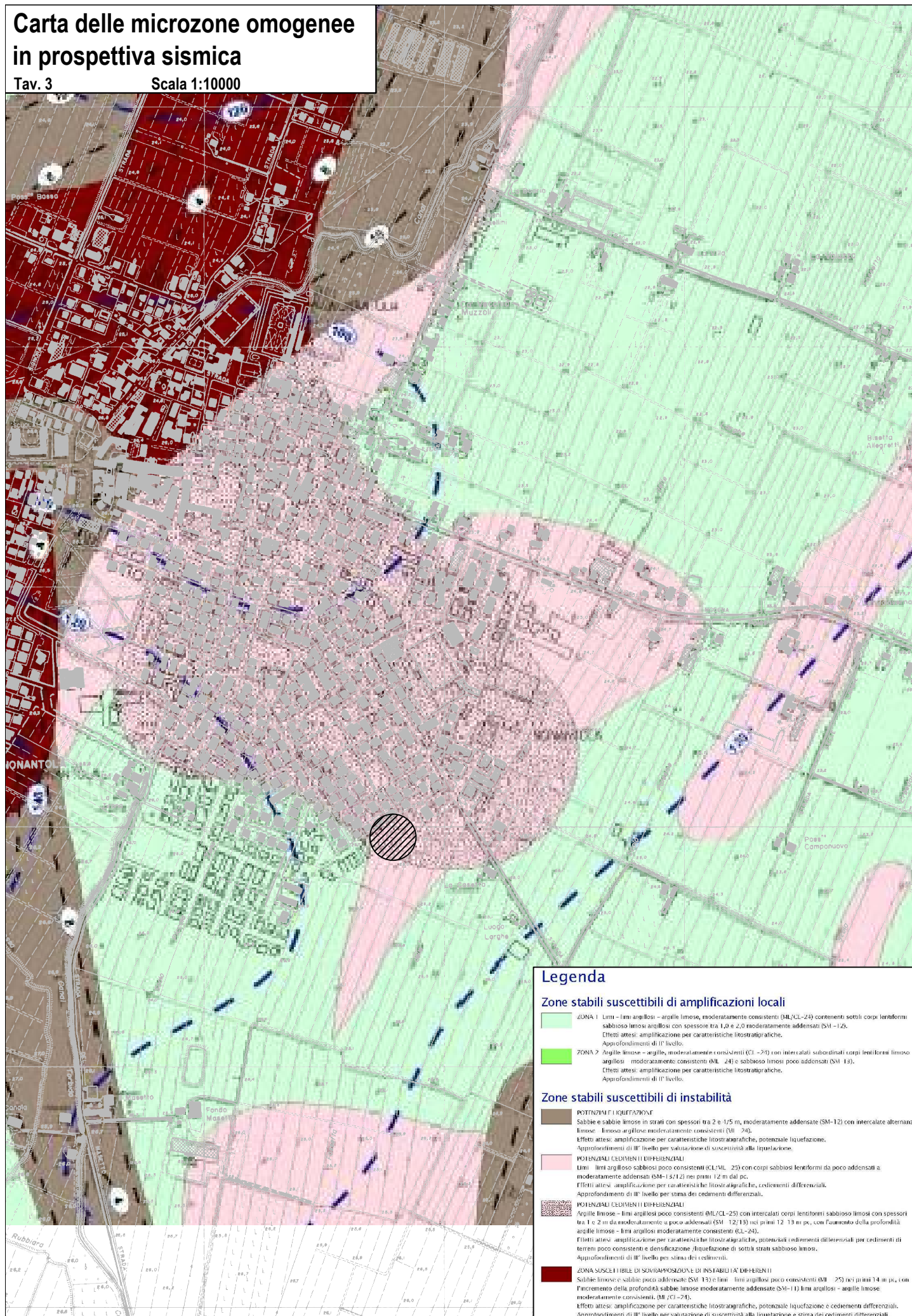




# Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica

Tav. 3

Scala 1:10000



## Legenda

### Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

- ZONA 1** Limi - limi argillosi - argille limose, moderatamente consistenti (ML/CL-24) contenenti sottili corpi lenticolari sabbiosi limosi argillosi con spessore tra 1,0 e 2,0 moderatamente addensati (SM-12).  
Effetti attesi: amplificazione per caratteristiche litostatiche.  
Approfondimenti di II° livello.
- ZONA 2** Argille limose - argille, moderatamente consistenti (CL-25) con intercalati subordinati corpi lenticolari limosi argillosi - limosi moderatamente consistenti (ML-24) e sabbiosi limosi poco addensati (SM-13).  
Effetti attesi: amplificazione per caratteristiche litostatiche.  
Approfondimenti di II° livello.

### Zone stabili suscettibili di instabilità

- POTENZIALI LIQUIDATIONI**  
Sabbie e sabbie limose in strati con spessori tra 2 e 1/5 m, moderatamente addensate (SM-12) con intercalate alternanze limose - limose argillose moderatamente consistenti (ML-24).  
Effetti attesi: amplificazione per caratteristiche litostatiche, potenziale liquefazione.  
Approfondimenti di III° livello per valutazione di suscettibilità alla liquefazione.
- POTENZIALI CEDIMENTI DIFFERENZIALI**  
Limi - limi argillosi sabbiosi poco consistenti (CL/ML-25) con corpi sabbiosi lenticolari da poco addensati a moderatamente addensati (SM-13/12) nei primi 12 m dal pc.  
Effetti attesi: amplificazione per caratteristiche litostatiche, cedimenti differenziali.  
Approfondimenti di III° livello per stima dei cedimenti differenziali.
- POTENZIALI CEDIMENTI DIFFERENZIALI**  
Argille limose - limi argillosi poco consistenti (ML/CL-25) con intercalati corpi lenticolari sabbiosi limosi con spessori tra 1 e 2 m da moderatamente a poco addensati (SM-12/13) nei primi 12-13 m pc, con l'aumentare della profondità argille limose - limi argillosi moderatamente consistenti (CL-24).  
Effetti attesi: amplificazione per caratteristiche litostatiche, potenziali cedimenti differenziali per cedimenti di terreni poco consistenti e densificazione/liquefazione di sottili strati sabbiosi limosi.  
Approfondimenti di III° livello per stima dei cedimenti.
- ZONA SUSCETTIBILE DI SOVRAPPONIZIONE E DI INSTABILITÀ DIFFERENZIALI**  
Sabbie limose e sabbie poco addensate (SM-13) e limi - limi argillosi poco consistenti (ML-25) nei primi 14 m pc, con l'aumentare della profondità sabbie limose moderatamente addensate (SM-11) limi argillosi - argille limose moderatamente consistenti (ML/CL-24).  
Effetti attesi: amplificazione per caratteristiche litostatiche, potenziale liquefazione e cedimenti differenziali.  
Approfondimenti di III° livello per valutazione di suscettibilità alla liquefazione e stima dei cedimenti differenziali.

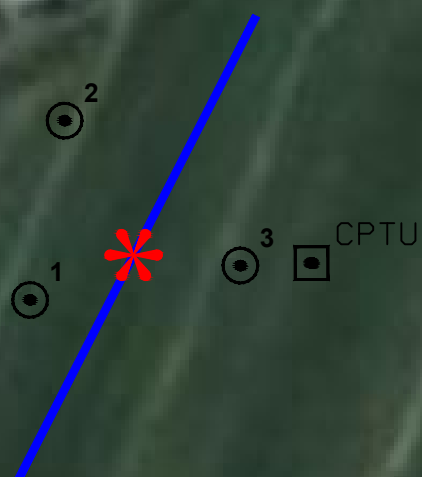
# Ubicazione indagini in situ

Tav. 4





Scala 1:1.000



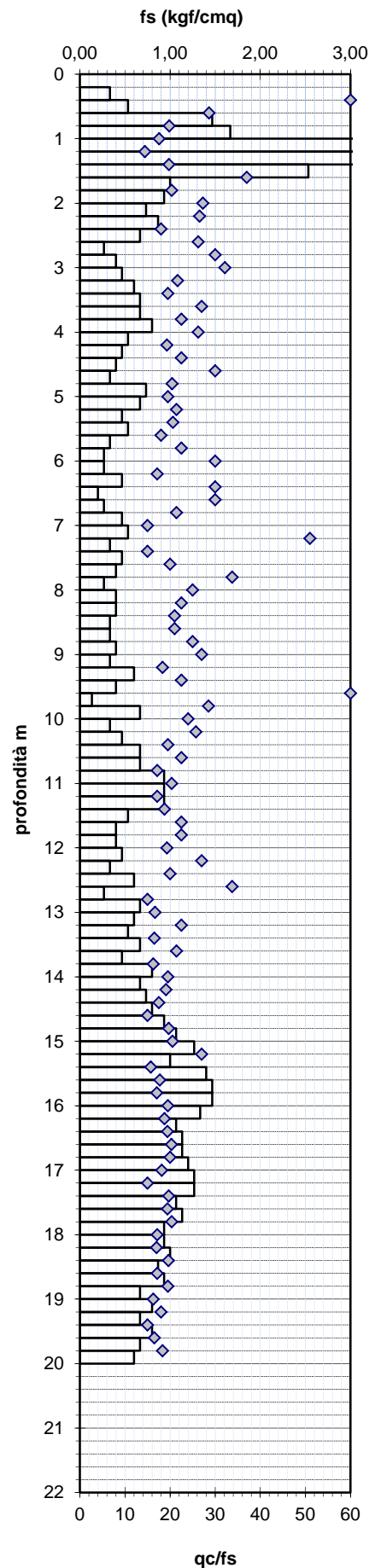
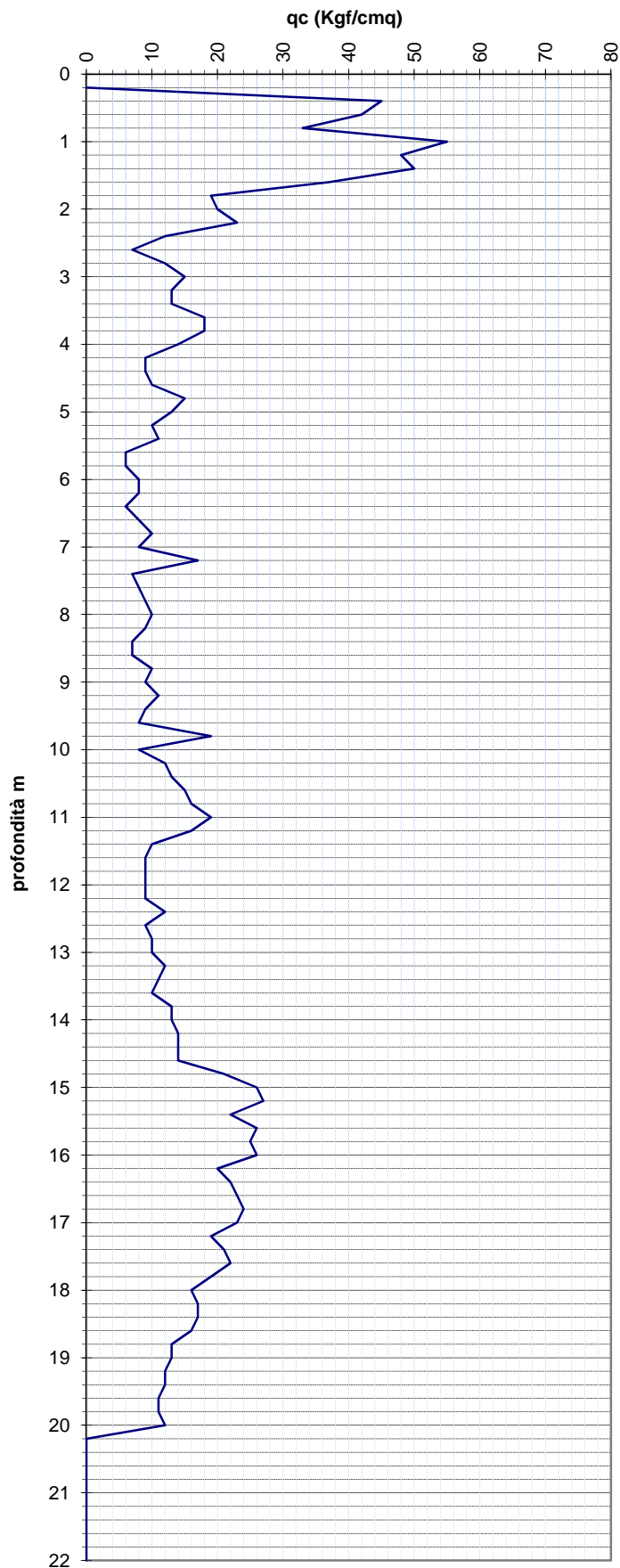
Via Giuseppe Verdi



## Legenda

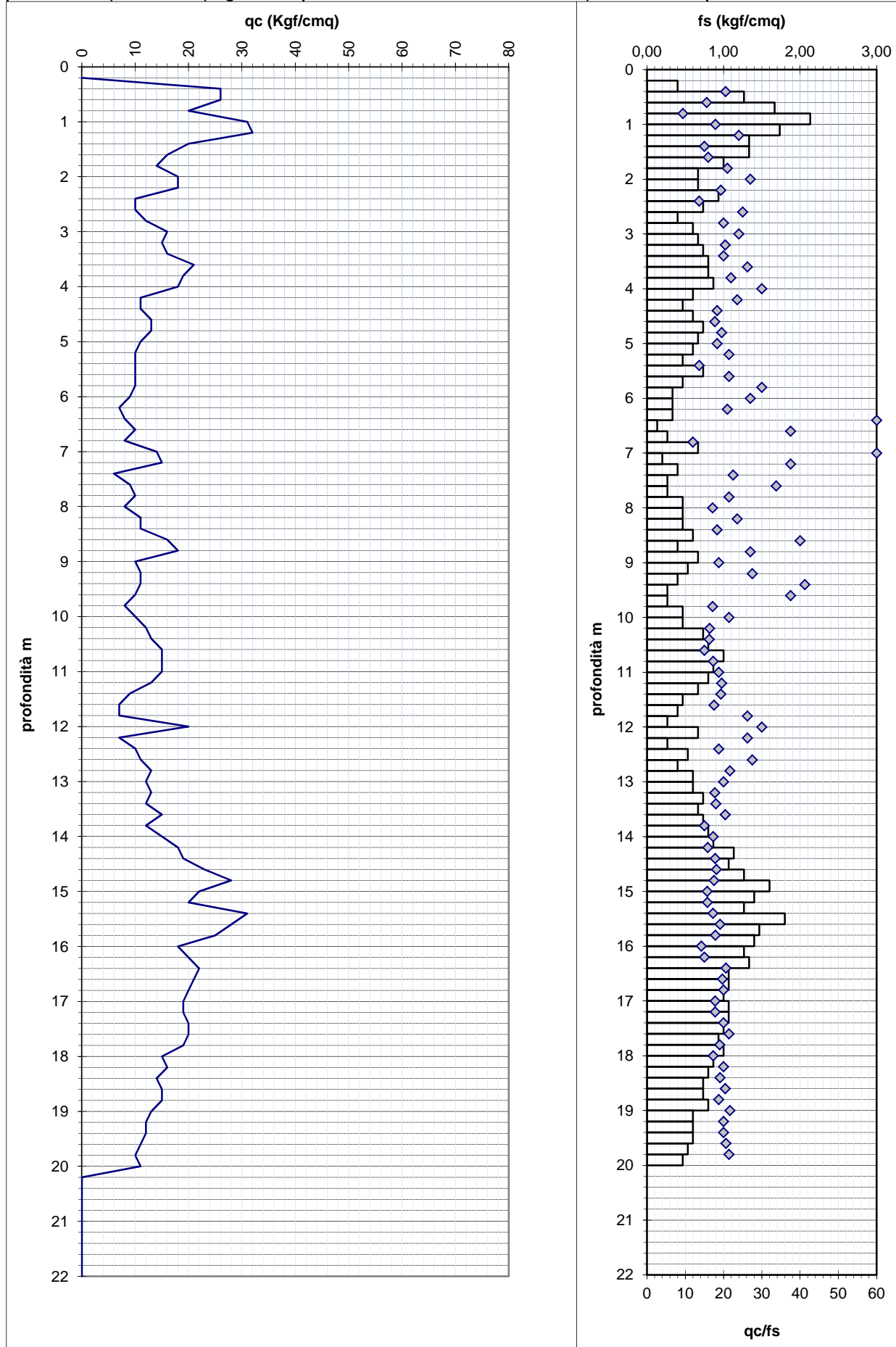
-  CPT1 Prova penetrometrica statica CPT
-  Stendimento sismico Re.Mi/MASW
-  HVSr Punto acquisizione microtremori
-  CPTU Prova penetrometrica CPTU

<b>CENTROGEO</b> Correggio (RE) Piazza S. Quirino n° 6 Tel 0522 641001 - fax. 0522 632162	<b>PROVA PENETROMETRICA</b> C.P.T. N° <b>1</b>	<b>COMMITTENTE:</b> Comune di Nonantola	
<b>OPERATORE:</b> M. MAZZETTI - Dr. A. ARBIZZI	<b>ATTREZZO:</b> Pen. statico TM16	<b>CANTIERE:</b> Nonantola (MO) Asilo Nido	
<b>QUOTA:</b> piano Campagna	<b>Profondità falda:</b>	> - 2,80 m p.c.	<b>DATA:</b> 02/10/13

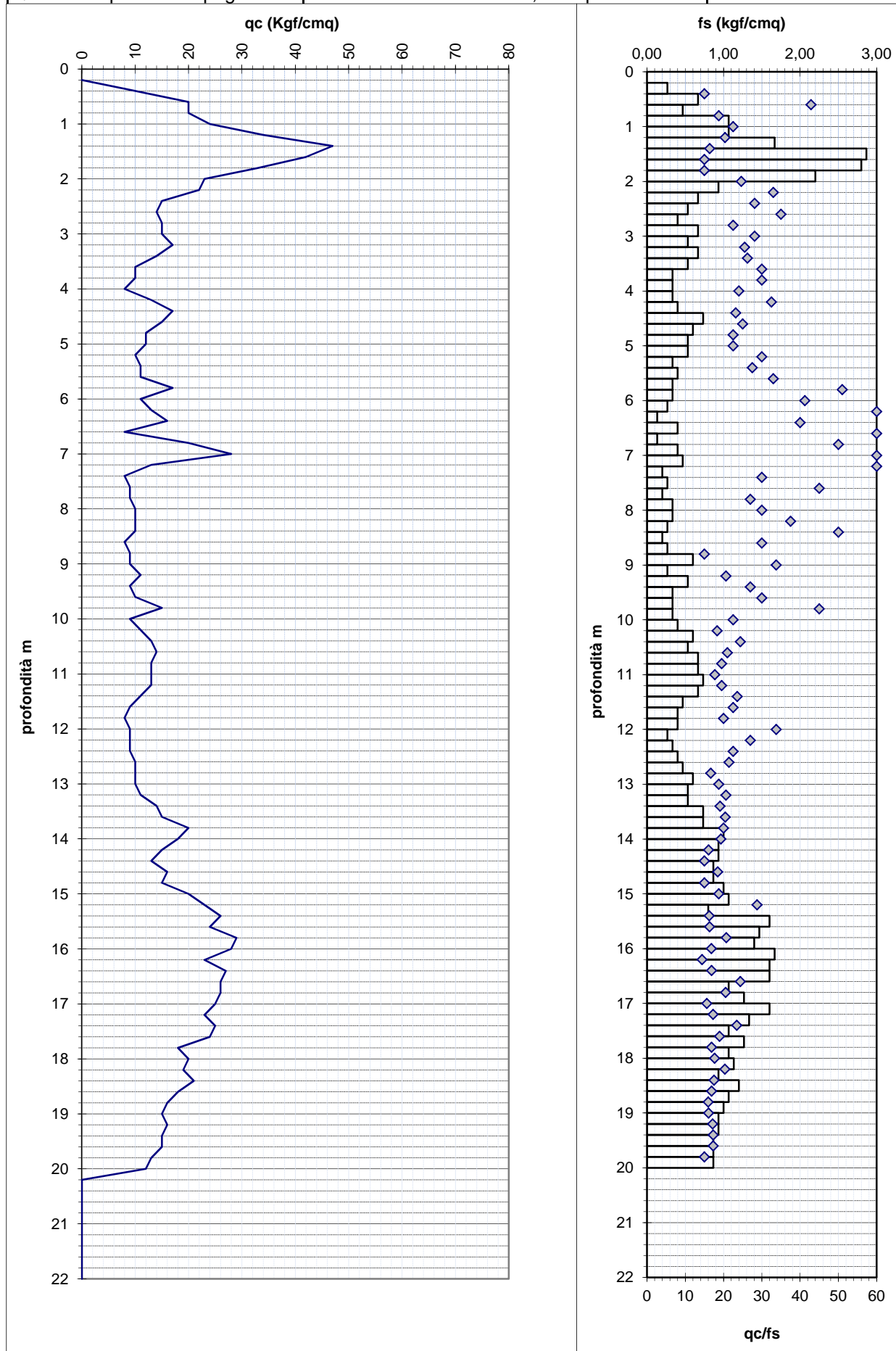




<b>CENTROGEO</b> Correggio (RE) Piazza S. Quirino n° 6 Tel 0522 641001 - fax. 0522 632162	<b>PROVA PENETROMETRICA</b> C.P.T. N° <b>2</b>	<b>COMMITTENTE:</b> Comune di Nonantola	
<b>OPERATORE:</b> M. MAZZETTI - Dr. A. ARBIZZI	<b>ATTREZZO:</b> Pen. statico TM16	<b>CANTIERE:</b> Nonantola (MO) Asilo Nido	
<b>QUOTA:</b> piano Campagna	<b>Profondità falda:</b> - 4,00 m p.c.	<b>DATA:</b>	02/10/13

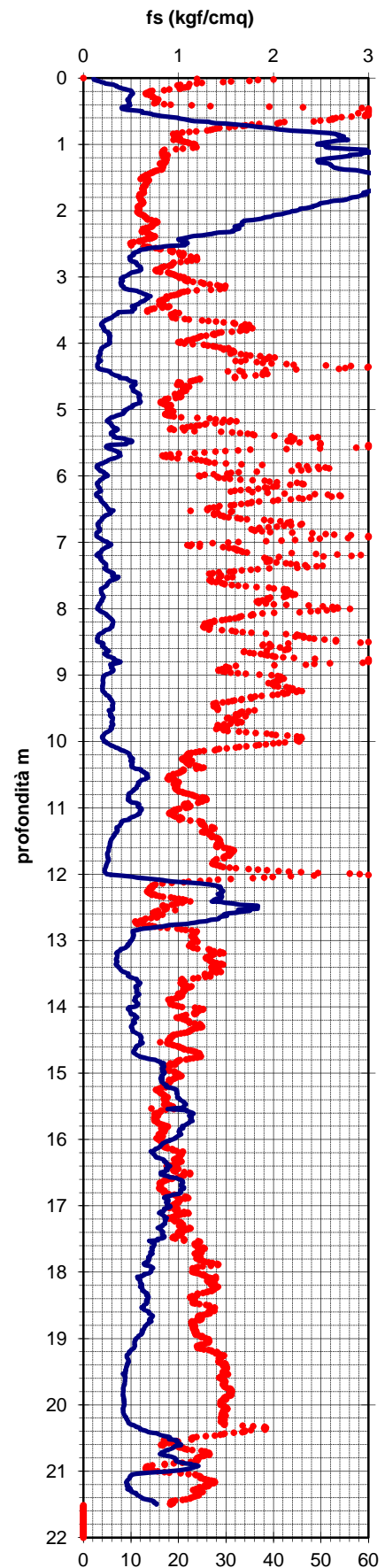
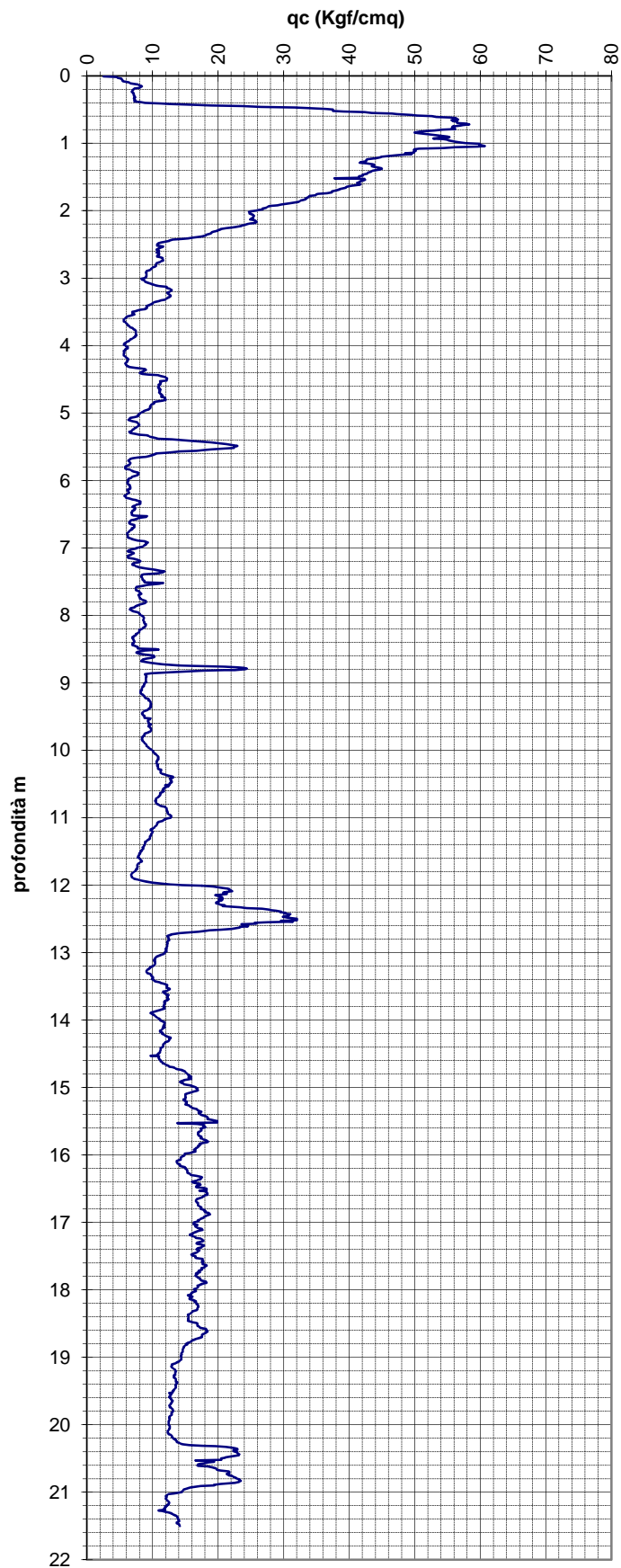


<b>CENTROGEO</b> Correggio (RE) Piazza S. Quirino n° 6 Tel 0522 641001 - fax. 0522 632162	<b>PROVA PENETROMETRICA</b> C.P.T. N° <b>3</b>	<b>COMMITTENTE:</b> Comune di Nonantola	
<b>OPERATORE:</b> M. MAZZETTI - Dr. A. ARBIZZI	<b>ATTREZZO:</b> Pen. statico TM16	<b>CANTIERE:</b> Nonantola (MO) Asilo Nido	
<b>QUOTA:</b> piano Campagna	<b>Profondità falda:</b> - 3.90 m p.c.	<b>DATA:</b>	02/10/13





Ditta Prove Penetrometriche (MO)	PROVA PENETROMETRICA <b>CPTU1</b>	COMMITTENTE: Comune di Nonantola
OPERATORE: Dr. Calicetti	ATTREZZO: Pen. statico TM16	CANTIERE: Asilo nido Nonantola -
QUOTA: piano campagna	Profondità falda: -2,80 m	DATA: 16/09/96



CPT: CPTU 1 - Rapporto di prova R04229 del 09/10/2013

Total depth: 21.50 m, Date: 09/10/2013  
Cone Type: TGA07B  
Cone Operator: Dott. Geol. Paolo Calicetti

Project: STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE - CENTROGEO SURVEY SNC  
Location: NONANTOLA (MO) - v. Maestra di Redù

