

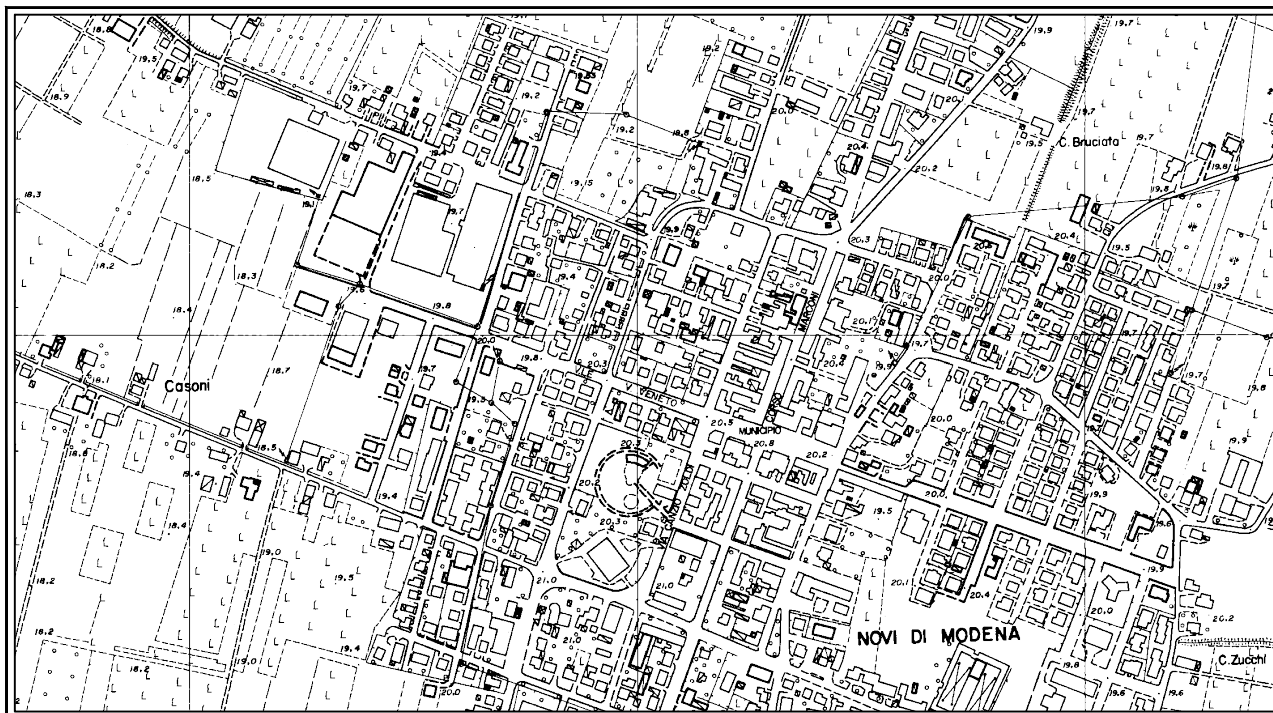
R. Emilia Romagna

Provincia di Modena

Comune di Novi di Modena

REALIZZAZIONE NUOVO MUNICIPIO DI NOVI DI MODENA

Amministrazione Comunale di Novi (MO)



CARATTERIZZAZIONE - MODELLAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

Dr. Geol. GIAN PIETRO MAZZETTI



REL.N°	REV.	DATA	NOTE	Verificato	Approvato
1887/12	0	Agosto 2012		G.P.Mazzetti	G.P.Mazzetti

CENTROGEO SURVEY SNC

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

COMUNE DI NOVI DI MODENA**REALIZZAZIONE NUOVA SEDE MUNICIPALE
DI NOVI DI MODENA**

Amministrazione Comunale di Novi di Modena

INDICE	
INTRODUZIONE	1
INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO	1
CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA	1
INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	4
MODELLAZIONE SISMICA – PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE	5
Inquadramento topografico	5
CARATTERI SISMOTETTONICI DEL TERRITORIO	6
CLASSIFICAZIONE SISMICA – PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE	8
AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	11
ZONAZIONE SISMICA Q.C. PTCP	12
PROSPEZIONE SISMICA INTEGRATA ATTIVA - PASSIVA	12
Fattore di amplificazione sismico locale	14
ANALISI DI TERZO LIVELLO	17
Risposta sismica locale	17
Calcolo degli effetti di sito	18
Definizione dei coefficienti di amplificazione sismica	20
ANALISI DEI MICROTREMORI CON LA TECNICA HVSR	21
ANALISI SUSCETTIVITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	22
CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA	24
Considerazioni sulla litostratigrafia geomeccanica	25
MODULO DI REAZIONE	27
PORTANZA DEI TERRENI	27
Tensioni ammissibili	27
STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE	28
STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI STATICHE	29
Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M1	29
Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M2	30
Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo	30
STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI DINAMICHE	31
Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M1	32
Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M2	32
Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo in condizioni sismiche	32
STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CEDIMENTI	33
Distorsione angolare	35
CEDIMENTI PERMANENTI POST SISMICI (STATO LIMITE DI ESERCIZIO IN CONDIZIONI DINAMICHE)	36
CONCLUSIONI E SUGGERIMENTI	37

ALLEGATI	
UBICAZIONE AREA STUDIATA	TAV. 1
CARTA GEOMORFOLOGICA	TAV. 2
PLANIMETRIA UBICAZIONE PUNTI D'INDAGINE	TAV. 3

SCHEDE:

DIAGRAMMI PENETROMETRICI
INDAGINE RE.MI.
INDAGINE HVSR

INTRODUZIONE

In riferimento alle elaborazioni di progetto per realizzazione della nuova sede municipale del Comune di Novi di Modena (MO), è stata effettuata l'analisi di modellazione geotecnica e caratterizzata sismica oggetto della presente relazione.

La disamina delle caratteristiche del sottosuolo dell'area di intervento eseguita su commissione dell'**AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI NOVI DI MODENA**, – Modena, 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; PTCP.MO, 2010.

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 del sito per la destinazione d'uso prevista.

INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO

I terreni esaminati ricadono in nella zona nord orientale dell'elemento *NOVI DI MODENA N° 183111* delle basi C.T.R. E.R. in scala 1:5.000, appartenente, per quanto riguarda la cartografia I.G.M., alla tavoletta NOVI DI MODENA I S.E. del F° REGGIO EMILIA N° 74 quadrato PQ zona 32 T.

I vertici delle coordinate *UTM*, riferiti circa agli spigoli dell'area di intervento, sono:

- 649985 – 4973152;
- 650014 – 4973141;
- 650023 – 4973166;
- 649995 – 4973176;

CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA

La zona studiata appartiene al bacino subsidente Pliocenico Quaternario della Pianura Padana costituito da un'ampia depressione a stile compressivo formata, negli orizzonti più recenti da depositi pliocenico quaternari. Questi ultimi, in base ai dati *ENI - AGIP MINERARIA* (1986), sono suddivisi, a loro volta, in formazioni del *Quaternario Continentale* e del *Quaternario Marino*.

Di dette litozone, la prima, costituisce generalmente il sottosuolo sino a – 350 ÷ – 450 m, fa eccezione a ciò la zona settentrionale del territorio comunale di Novi di Modena, nella quale la base del *Quaternario Continentale* risale a -130 / -140 ÷ -200 m dal piano campagna e rapidamente si approfondisce a quote sottostanti -220 ÷ -250 m p.c. procedendo sia in direzione occidentale che settentrionale e meridionale.

Il *Quaternario Marino* si riscontra circa da $350 \div 450$ m a $-1000 \div -1200$ m p.c.

Tali condizioni assumono caratteri diversi nel sottosuolo dell'area a cui appartiene Novi di MO nel quale è presente la massima culminazione assiale della struttura positiva denominata Dorsale Ferrarese, che evidenzia la presenza a $-220 \div -250 \div -300$ m dal piano campagna delle intercalazioni di marne ed arenarie del Miocene superiore ($5.4 \div 24$ Ma*) che sono seguite sino a profondità di circa -900 m pc delle marne calcaree ad arenarie della Successione Carbonatica Mesozoica ($24 - 227$ Ma).

Le successioni in narrativa indicano una suddivisione litostratigrafia nel sottosuolo di Rolo - Novi di MO - Mirandola caratterizzata dalla presenza della parte sommitale della Dorsale Ferrarese; quest'ultimi, procedendo, in direttrice sud, tende progressivamente ad approfondirsi nel sottosuolo attestandosi a $-3 \div -4$ km nella zona di Correggio, immergendosi sempre di più sino ad esaurirsi in prossimità di Reggio Emilia, dove è presente l'omonima sinclinale.

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

Quanto esposto sarebbe confermato anche dalle passate migrazioni fluviali verso ovest dei fiumi appenninici e verso nord del Po (Viggiani, 1974) e dalle forme superficiali che indicano attività neotettonica nelle zone settentrionali occidentali del territorio modenese e nei settori orientali e centrali del reggiano.

I depositi alluvionali che formano i primi $40 - 60$ m del sottosuolo nella zona settentrionale dell' area comunale di Novi di Modena sono costituiti da alternanze di spessi orizzonti argilloso limosi e sabbiosi, attribuibili all'unità sedimentaria del Po; le unità sabbiose di questa ultima tendono rapidamente ad assottigliarsi in direzione meridionale, attestandosi a $-50 \div -100$ m p.c. in prossimità di S. Antonio in Mercadello, Rovereto. Procedendo ulteriormente verso sud: Carpi MO, ed in direttrice sud occidentale Rolo - Rio Saliceto – Correggio, tali successioni sono gradualmente sostituite da ripetitive sequenze di livelli sostanzialmente argilloso limosi ai quali si intercalano corpi sabbiosi di modesto spessore contraddistinti 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

* Ma = Milioni di anni

dagli apporti distali dei fiumi appenninici, che è suddivisa in sintemi in funzione dei mutamenti climatici e movimenti tettonici che hanno interessato il Bacino Padano.

Di questi ultimi quello più superficiale AES8a è costituito da successioni prevalentemente argilloso limose con intercalazioni o con sostituzioni laterali di corpi sabbiosi ad assetto lentiforme, che nell'area di Novi (MO) costituiscono i primi 10 ÷ 15/20 m del sottosuolo (dall'attuale a ÷ 12000 ÷ 14000 anni b.p.), nei quali prevalgono le influenze dei cambiamenti climatici avvenuti nel bacino padano negli ultimi 12 ÷ 14000 anni.

Successivamente si riscontrano sequenze prevalentemente argilloso limose, con intercalati orizzonti sabbiosi, anche di rilevante spessore di 15 ÷ 30 m, che nella zona in narrativa giungono sino a -40 ÷ -60 m pc (-60 ÷ -90 m p.c. nelle zone meridionali del comune), correlabili al sintema AES7 (12000 ÷ 125000 anni b.p.); tali successioni nella parte medio profonda denotano significative deformazioni connesse ad influenze tettoniche.

A queste seguono alternanze prevalentemente argillose, che presentano intercalazioni sabbiose in percentuale leggermente maggiore rispetto all'unità ad esse sovrastanti, nelle quali si evidenzia una marcata influenza dei movimenti tettonici che hanno coinvolto l'area in esame; tali sequenze nella zona in oggetto giungono a -80/-90 ÷ -130/140 m p.c. m nelle zone settentrionali e da -130 ÷ -200 m dal piano campagna nelle zone meridionali e sono attribuite al sintema AES (125.000 ÷ 350/400.000 anni b.p.).

A dette successioni litostratigrafiche soggiacciono alternanze di orizzonti argilloso limosi e sabbiosi che denotano una pronunciata influenza dei movimenti tettonici che hanno interessato il bacino padano da 400.000 ad 650.000 anni b.p.; tali unità nell'area in esame raggiungono profondità corrispondenti a -130/-140 ÷ -200/250 m dal piano campagna nelle zone settentrionali dell'area comunale, a -240 ÷ -260 m p.c. nelle aree meridionali, e sono attribuibili al sistema AEI.

Superati detti depositi si rilevano orizzonti argilloso marnosi – marnoso sabbiosi, contenenti macrofossili e livelli torbosi, dalle quote di -220 ÷ -240 m dal piano campagna nel settore nord del territorio comunale e da profondità sottostanti – 900 m a sud ed a nord dello stesso.

La quota alla quale compaiono le acque salmastre varia da -35/-40/-60 m pc nella zona nord di Novi di MO e si approfondisce rapidamente sino a -250 ÷ -300 m pc nelle zone sud orientali del territorio comunale, area di Rovereto, ad occidente ed a settentrione.

INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Il territorio in esame appartiene alla fascia della Bassa Pianura, che nelle zone meridionali passa alla Media Pianura, costituitasi tra i coni alluvionali pedeappenninici ed il settore francamente dominato dal Po.

Negli ambiti planiziali i fiumi in condizioni naturali svolgono prevalentemente un'azione sedimentante per colmare le aree più depresse. Ne consegue che, in occasione delle variazioni climatiche comportanti fenomeni di piena fluviale, si generano, in condizioni naturali, fenomeni di rotta e/o tracimazione che causano una mutazione nelle direzioni dei corpi d'alveo. I tratti residui di fiume così originatisi, a luoghi, costituiscono ostacoli alle successive impostazioni del reticolo idrografico.

L'agente che ha influito più recentemente sulla formazione del territorio di Novi (MO) è il F. Secchia. Quest'ultimo, che delimita il bordo orientale del comune, sino circa al VII° ÷ IX° secolo d.C. procedeva in direttrice sud nord sino all'altezza di Cavezzo - Concordia e successivamente volgeva ad est unendosi al Crostolo e sfociava al Po nei pressi di Bondeno FE.

Gli spostamenti, più o meno rapidi, da est verso ovest del Secchia conseguirebbero da bruschi cambiamenti di direzione del Po, successivamente alle rotte dapprima di Brescello - Guastalla, circa dell'VIII° Secolo a.C. e poi quella di Ficarolo avvenuta tra il 1152 ed il 1192 (*Ciabatti, 1966*) dopo la quale il Secchia ed altri fiumi appenninici, si immisero o furono immessi direttamente al Po con percorso verso nord.

In epoche medio recenti hanno esercitato azioni importanti sulla costruzione del territorio il Fiume Po ed il T. Crostolo. Quest'ultimo ha formato il tracciato di canale fluviale estinto orientato ovest – est, che si estende praticamente secondo l'allineamento dei capoluoghi Campagnola E. – Fabbrico – Rolo – Novi di Modena e prosegue in direzione orientale verso l'intersezione Cavo Acque Basse Modenesi/Canale Giardino, dove non è più identificabile. Tale condizione è correlata agli alluvionamenti del F. Secchia, che, come documentano fonti storiche, risulta abbia deviato in periodi più recenti verso settentrione in conseguenza della rotta tra il 1300 ed il 1400 d.C. in prossimità di Concordia s.S.; successivamente a questa, detto fiume confluì al Po a nord di Quistello.

Nel recente passato il Secchia ha esondato in sponda sinistra, come evidenziano le sequenze a cono di rotta rilevate da sondaggi, l'analisi delle foto aeree e del microrilievo. Tali fenomeni si osservano a nord di Rovereto s. Secchia in prossimità di Castello Balestrini ed a nord di S. Antonio in Mercadello.

Nel settore a cui appartiene il sito di intervento le pendenze oscillano mediamente tra 2 ÷ 5 ‰ e localmente declinano in direttrice sud est – nord ovest; le inclinazioni territoriali del dosso Rolo _ Novi di Modena sono orientate ovest – est. Le quote medie dell'area interessata dall'insediamento della nuova sede del municipio, sono comprese tra 19,5 e 20,5 m s.l.m.

Il paleoalveo attribuibile al T.Crostolo, che probabilmente ricalca un precedente percorso del T.Enza, si sviluppa dalle zone orientali del Comune di Rolo, con andamento sud ovest –nord est, subparallelo alla arteria di comunicazione Rolo - Novi, e flette in direzione orientale in prossimità del capoluogo. Detto dosso ha determinato condizioni che hanno ritardato i processi di deposizione di nelle fasce territoriali a settentrione del capoluogo ed a meridione dello stesso. Quanto esposto è confermato dalla presenza delle estese zone vallive presenti circa 800÷1000 m a nord, costituite da litotipi prevalentemente argillosi testimoniando ambienti palustri a sedimentazione lenta. Analoga considerazione può essere estesa alle ampie aree vallive che si sviluppano a sud di Via Cantonazzo – Rubona – Boschi, in territorio di Carpi e parte meridionale di quello di Novi di Modena.

La sequenza litologica locale nei primi 5 ÷ 6 metri dal piano campagna, evidenzia la presenza di litotipi prevalentemente limoso argillosi e argilloso limosi, contenenti locali orizzonti, a spiccata lenticolarità, limosi sabbiosi e, occasionalmente, sabbioso limosi. Di seguito si rilevano litotipi prevalentemente sabbiosi addensati, sino a – 12 ÷ – 17 m p.c..

La successione rilevata concorda con le caratteristiche di accrescimento geomorfologico della parte di territorio in oggetto: zona di piana alluvionale esondabile al bordo di fascia di terminazione laterale di paleoalveo.

Il livello della falda freatica al momento delle prove, Agosto 2012, nei fori delle indagini penetrometriche, è stato misurato a:

$$\delta H_2O - 5,2 \div -5,4 \text{ m pc.}$$

Al periodo dei rilevamenti pozzi effettuati nel contesto delle analisi di PRG 1999, la profondità della falda idrica nell'area a cui appartiene il sito di intervento corrispondeva a:

$$\delta H_2O = - 3,5 \div -4,0 \text{ m p.c.}$$

Ne consegue che nella zona in oggetto si è verificata un'escursione negativa della falda idrica sotterranea equivalente a:

$$\Delta = 1,5 \div 2,0 \text{ m}$$

Per quanto riguarda l'interazione delle opere fondali con le unità acquifere sotterranee non si avranno sensibili modificazioni rispetto alle condizioni in essere, in rapporto alla profondità della falda freatica e del previsto piano di posa delle fondazioni.

MODELLAZIONE SISMICA – PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Inquadramento topografico

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

$$10,89947 \div 44,89518$$

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

CARATTERI SISMOTETTONICI DEL TERRITORIO

L'areale a cui appartiene il territorio comunale di Novi di Modena è costituito nei primi 220 ÷ 250 m del sottosuolo, da alternanze di orizzonti prevalentemente argillosi con intercalati, spessi, livelli sabbiosi a assetto più o meno lenticolare, che rappresentano i depositi alluvionali del *Quaternario Continentale*. Ad essi soggiacciono alternanze di orizzonti sabbiosi ed argillosi, con la tendenziale prevalenza delle unità sabbiose, correlate ai depositi sedimentari del *Quaternario Marino*, che nel sottosuolo della parte settentrionale del territorio comunale si rilevano sino a - 200 ÷ -240 m p.c.. dove sono seguiti dalle sequenze marnoso – calcaree – arenacee della Successione Carbonatca Meso- Cenozoica (24 – 227 Ma)

Alle profondità di 35 ÷ 40 ÷ 60 m nella zona settentrionale dell'area comunale e - 250 ÷ -300 m pc nei settori meridionali della stessa, areale di Rovereto, si riscontra l'interfaccia acque dolci/acque salmastre.

Le sopradette sequenze che sovrastano le sequenze pre-plioceniche proseguono sino a -0.2 ÷ -0.3 km nel sottosuolo di Novi Mo e si approfondiscono rapidamente a -1 ÷ -2.5 km in direzione ovest: Rolo – Campagnola Emilia, a -3.5 ÷ -4 km nei settori di Correggio – S.Martino in Rio; in direttrice sud le immersioni si sviluppano ancora più velocemente attestandosi a -3.5 ÷ -4 km pc nella zona di Rovereto – Cavezzo ed a -6 ÷ -7.5 km nell'areale di Carpi. Analoga condizione di veloce approfondimento rispetto al piano campagna delle successioni pre-plioceniche si riscontra procedendo in verso settentrionale, dove a nord dell'allineamento Villanova – Moglia – Concordia S.S – San Giovanni del Dosso – Secondo, che in pratica corrisponde alla linea di sovrascorrimento che delimita l'ala settentrionale della Dorsale Ferrarese, detto substrato si attesta a -4 ÷ -5 km ed è rappresentato dalle successioni della Monoclinale Pedevalpina, costituita dalle formazioni marnose carbonatiche ed arenacee Meso-Cenozoiche e prevalentemente calcaree e dolomitiche del Trias Inferiore e Medio.

Le sopra citate formazioni, nell'area Emiliano Romagnola, sono state coinvolte nelle fasi di sollevamento del fondo bacino mio -pliocenico (3,9 – 2,2/0,8 – 0,65 Ma), che hanno generato un assetto strutturale a carattere compressivo. Dette interazioni tra il fronte appenninico e la monoclinale pedevalpina, hanno originato nel sottosuolo del territorio in analisi la Struttura delle Pieghe Ferraresi caratterizzate dall'omonima Dorsale che rappresenta la parte più esterna dell'arco plicativo del trust appenninico ed ha vergenza settentrionale. La Dorsale Ferrarese presenta andamento circa EW dal Ferrarese a Novi Mo e direzione SW-NE da Novi Mo a Bagnolo In Piano.

Tale flessione dell'anticlinale appare imputabile ad alcune faglie a prevalente componente trascorrente con direttrice NE-SW. Successivamente, procedendo in verso

SW, la Dorsale Ferrarese si approfondisce gradualmente raccordandosi a sud di Correggio con la sinclinale di Reggio Emilia - Bomporto – Castel Maggiore, tramite una ripida monoclinale fagliata.

Detta dorsale è stata interessata da movimenti attivi negli ultimi $0,6 \div 0,01 \text{ Ma}^\dagger$, come evidenziano sia le deformazioni nel Sintema Emiliano Romagnolo Superiore ad Inferiore correlate ad alterne fasi di sollevamento ed abbassamento (minori entità relative dei sollevamenti) che le traslazioni orizzontali identificati nella *Carta Neotettonica dell'Appennino Settentrionale (CNR – PFG SN; 1987)*. Analoghe caratteristiche testimoniano le faglie e sovrascorrimenti attivi o riattivatisi, evidenziati nella *Carta Sismotettonica della Regione Emilia Romagna (M.Boccaletti, L.Martelli; 2004)*.

Le strutture sepolte attive sono rappresentate dal Fronte di Accavallamento della Successione Carbonatica Meso-Cenozoica e dalla linea di sovrascorrimento che delimita l'ala settentrionale ed occidentale della Dorsale Ferrarese. Quest'ultima nel sottosuolo di Novi MO raggiunge la massima culminazione assiale. Infatti il tetto del Quaternario Continentale, seguito per trasgressione dai sedimenti del Pliocene Inferiore, in base ai dati *AGIP ed RER*, si rileva mediamente tra $90 \div 200 \text{ m}$ dal piano campagna e risulta si approfondisca rapidamente procedendo sia verso nord che verso sud. A settentrione di Novi MO è presente una faglia inversa, a direzione dapprima SW-NE e successivamente WE, a nord della quale le isobate del substrato Pre Pliocenico si riscontrano mediamente a $-4 \div -6 \text{ km}$ dal piano campagna.

Analoga condizione si evidenzia a sud est, dove, superata una faglia diretta, con orientamento sub parallelo al precedente, si hanno le isobate pre - plioceniche a $-3 \div -8 \text{ km}$ dal piano campagna, procedendo verso Modena.

Il suddetto Fronte di Accavallamento si estende in direttrice sud ovest – nord est circa da Cavriago a Pieve Rossa (Bagnolo in Piano) – Campagnola Emilia – Rolo – Concordia sulla Secchia. Analogo andamento sud ovest – nord est evidenzia anche la linea che delimita l'ala nord della Dorsale che si estende nel sottosuolo dei territori di Cadelbosco di Sopra – Novellara – Fabbrico - Rolo – Novi di Modena – S.Caterina di Concordia s.Secchia – Massa Finalese.

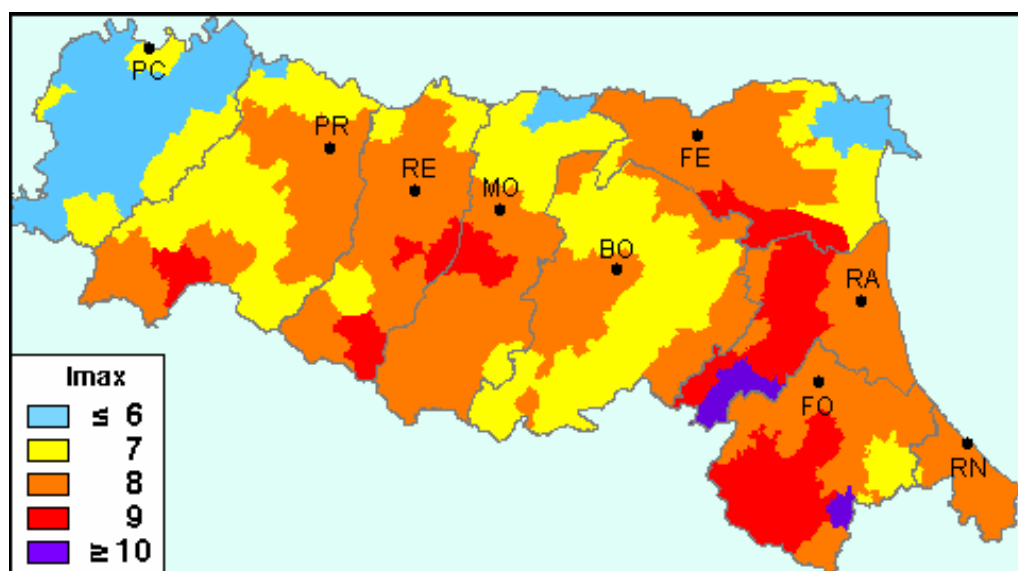
La struttura delle pieghe ferraresi nel settore di Novi di Mo è dislocata da una fascia di faglia a componente prevalentemente orizzontale, con direttrice sud nord, estesa nel sottosuolo circa secondo l'allineamento delle località Bondeno MN – Albano/Nomadelfia, che è classificata come linea tettonica di età *Pliocene – Pleistocene inf.* ($4.5 - 1 \text{ Ma}$) con possibili riattivazioni.

[†] Ma: milioni di anni

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

CLASSIFICAZIONE SISMICA – PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Nell'ambito in cui ricade il territorio comunale di Novi Di Modena (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 ING/SGA, elaborato per il Dipartimento della Protezione Civile (*D. Molin, M. Stucchi e G. Valensise, 1996*) documenta eventi sismici giungenti al 7° grado della Scala Mercalli - Cancani – Sieberg, con magnitudo massima corrispondente ad $M = 5,4 \div 5,6$, come evidenziato nella seguente figura:



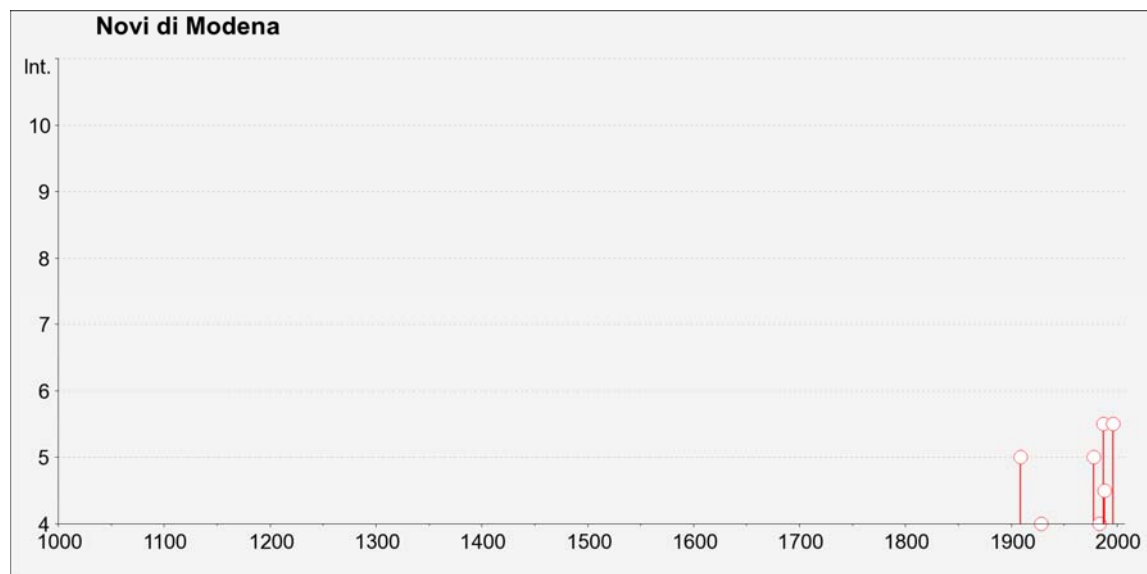
Nell'ambito a cui appartiene il territorio comunale di Novi di Modena il *Database Macrosismico DBMI11*, (*M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi*), 2011. DBMI11, la versione 2011 del Database Macrosismico Italiano. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11>, utilizzato per la compilazione del *catalogo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

Storia sismica di Novi di Modena

Numero di eventi: 13

Effetti	In occasione del terremoto del:					
I[MCS]	Data	Ax	Np	Io	Mw	
2	1898 03 04 21:05	Valle del Parma	313	7-8	5.41	±0.09
5	1909 01 13 00:45	BASSA PADANA	799	6-7	5.53	±0.09
4	1928 06 13 08:00	CARPI	35	6	4.78	±0.23
5	1978 12 25 22:5	Bassa mantovana	28	5	4.22	±0.22
4	1983 11 09 16:2	Parmense	850	6-7	5.06	±0.09
2	1986 12 06 17:0	BONDENO	604	6	4.61	±0.10
5-6	1987 05 02 20:4	Reggiano	802	6	4.74	±0.09
4-5	1988 03 15 12:0	Reggiano	160	6	4.66	±0.12
5-6	1996 10 15 09:5	Correggio	135	7	5.41	±0.09
NF	1997 05 12 22:1	Reggiano	56	4-5	4.22	±0.27
3-4	1998 02 21 02:2	Reggiano	104	5	4.34	±0.17
3-4	2000 06 18 07:4	Parmense	300	5-6	4.43	±0.09
NF	2002 11 13 10:4	Franciacorta	770	5-6	4.29	±0.09

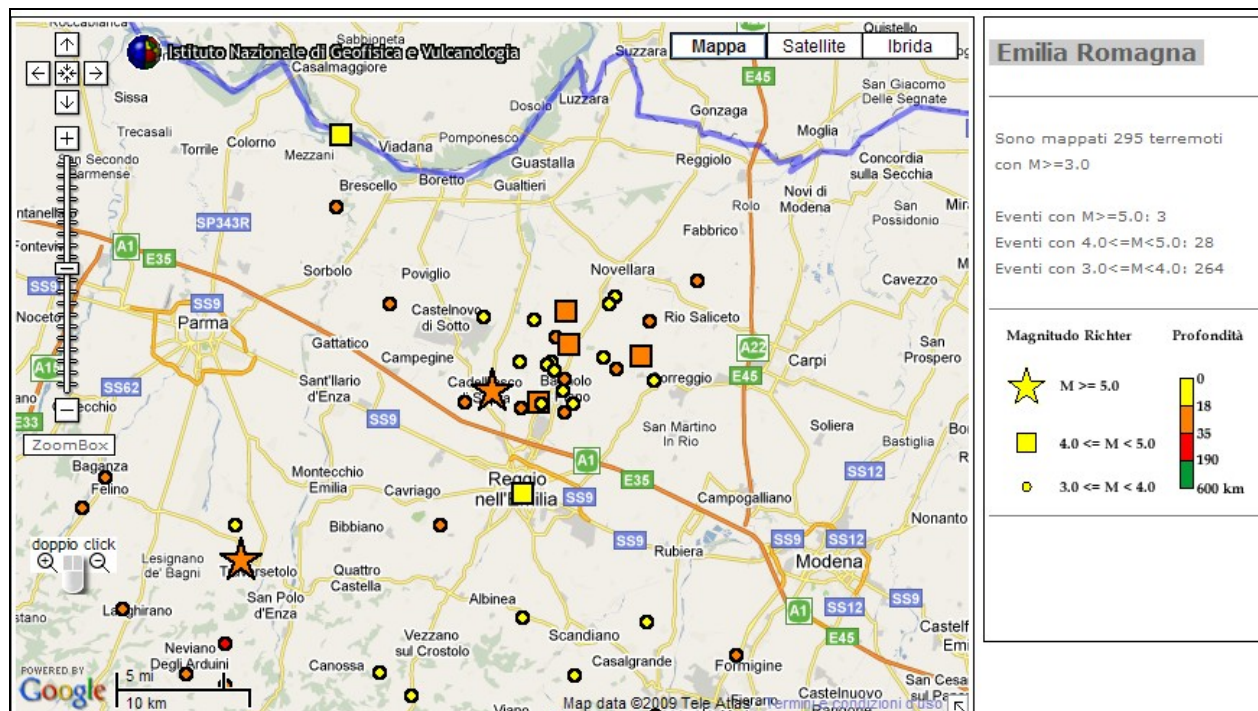
Dove: Io ed Mw = Intensità e Magnitudo sismica epicentrale; Is = Intensità sismica percepita; NF = Non avvertito



(tabella e grafico reperiti dall'archivio DBMI04, consultabile al sito internet <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/>)

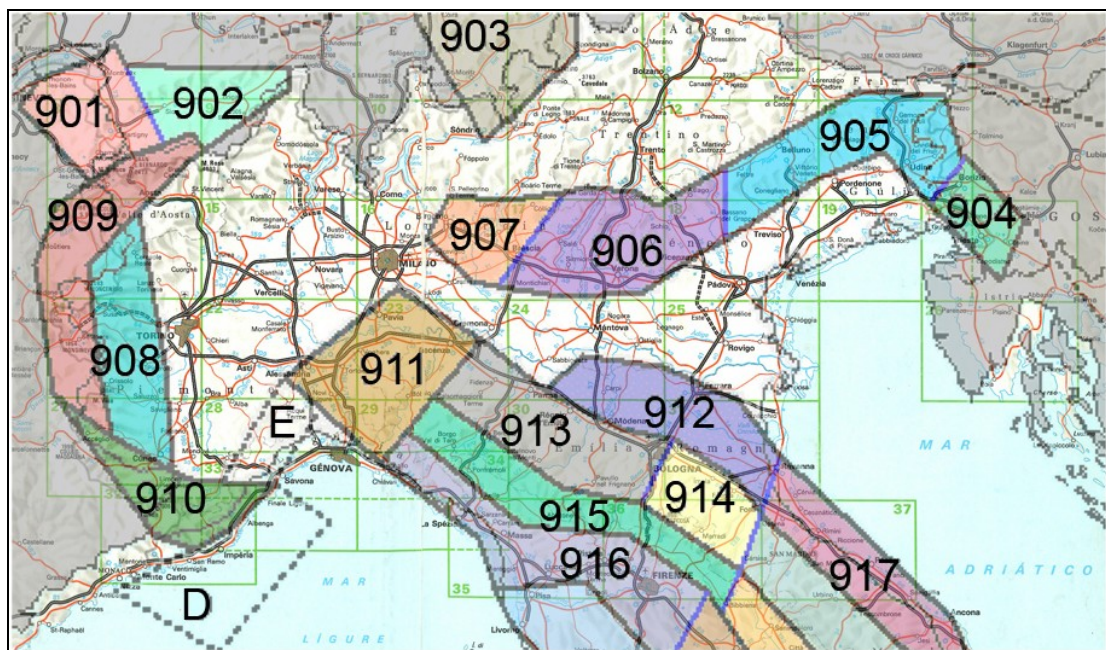
In occasione dei sismi che hanno colpito il territorio il 20 e 29 maggio 2012, l'area sede del capoluogo e le zone ad essa circostanti hanno risentito effetti corrispondenti ad $I_s = 7$ MCS, l'urbanizzato di Rovereto di Novi MO ha risentito effetti corrispondenti ad $I_s = 7 - 8$ MCS (Fonte: "Rilievo Macrosismico MCS Speditivo" – Rapporto Finale – Protezione Civile – Giugno 2012)

Gli epicentri sismici verificatisi nel territorio in analisi sono originati da fuochi sismici, per la percentuale maggiore, nei primi 15 ÷ 20 km del sottosuolo ed evidenziano 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)

ZS	4.76	4.99	5.22	5.45	5.68	5.91	6.14
912	12	9	6	7	2	2	0

Distribuzione degli eventi sismici per classi di magnitudo per la zona 912 (INGV, 2004)

La riclassificazione sismica del territorio nazionale OPCM 3274/2003 attribuisce il comune di Novi di Modena 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 14/01/2008, sono compatibili 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 IV (vita nominale $V_n = 50$ anni, coefficiente d'uso $C_u = 2,0$; $V_r = 100$ 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_o (-)	T_c (s)
SLO	60	0.051	2.526	0.271
SLD	101	0.066	2.483	0.281
SLV	949	0.186	2.534	0.275
SLC	1950	0.247	2.468	0.284

dove:

SLO = Stato limite di operatività; $P_v = 81\%$

SLD = Stato limite di danno; $P_v = 63\%$

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita; $P_v = 10\%$

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso; $P_v = 5\%$

a_g = accelerazione massima di riferimento al suolo

F_o = fattore di amplificazione

T_c = inizio del tratto orizzontale dello spettro di risposta

D.A.L. R.E.R. 112/2007

Il valore della a_g di riferimento, con probabilità di eccedenza dell'evento sismico del 10% in 50 anni, riportato nell'allegato A4 della Delibera dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia Romagna n°112/2007, per il comune di Novi di Modena, corrisponde a

$$a_{refg} = 0,139 \text{ g}$$

ZONAZIONE SISMICA Q.C. PTCP

Le analisi di zonazione sismica redatte nel contesto del QC PTCP Mo 2009, classificano la fascia di territorio a cui appartiene il sito di intervento come: area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale liquefazione, per la quale sono richiesti studi inerenti alla valutazione del coefficiente di amplificazione litologico, del potenziale di liquefazione e dei cedimenti attesi, con approfondimenti di III Livello.

PROSPEZIONE SISMICA INTEGRATA ATTIVA - PASSIVA

In riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale: D.M. 14/01/2008, per determinare la categoria del suolo di fondazione, sono state eseguite due prospezioni geofisiche con metodo integrato attivo - passivo (Re.Mi./MASW), per la rilevazione della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs.

Le prospezioni si sono effettuate 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 e 2 m per una lunghezza cadauna di 69 e 46 m, con stendimenti ad antenna monodimensionale disposti ad intersezione ortogonale.

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 ricevitori posti a distanza variabile.

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

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

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

Nell'esecuzione della prova MASW (attiva) è stato utilizzato come sistema di energizzazione una mazza di 10 Kg battente su piattello metallico. Per aumentare il

rapporto segnale/rumore si è proceduto alla somma di più energizzazioni (processo di stacking). La sorgente è stata posta ad una distanza di 6 e 10 m dal primo geofono (“Optimum Field Parameters of an MASW Survey”, *Park et al., 2005; Dal Moro, 2008*).

Per l’acquisizione dei microtremori ambientali 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/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 Vs 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 nell’allegata scheda “*indagine MASW-Re.Mi.*”, riportante lo spettro di potenza mediato, la curva di dispersione, sia sperimentale che calcolata, ed il relativo modello interpretativo.

Stendimento sismico ReMi/MASW 1

Orizzonte sismostratigrafico	Profondità da p.c. (m)	Spessore (m)	Vs (m/sec)
1	0,8 ÷ 2,2	1.4	180
2	2,2 ÷ 6,1	3.9	120
3	6,1 ÷ 12,7	6.6	200
4	12,7 ÷ 21,0	8.3	230
5	21,0 ÷ 30,8	9.8	480

Tab. a

Stendimento sismico ReMi/MASW 2

Orizzonte sismostratigrafico	Profondità da p.c. (m)	Spessore (m)	Vs (m/sec)
1	0,8 ÷ 2,3	1.5	190
2	2,3 ÷ 6,2	3.9	130
3	6,2 ÷ 12,6	6.4	190
4	12,6 ÷ 21,0	8.4	210
5	21,0 ÷ 30,8	9.8	440

Tab. b

La definizione del valore V_{s30} , velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m del sottosuolo, si è calcolata mediante la relazione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,n} \frac{h_i}{v_i}}$$

dove:

h_i = spessore dello strato i -esimo, m

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

ottenendo:

$$\text{Re.Mi./MASW1 } V_{s30} = 231 \text{ m/s}$$

$$\text{Re.Mi./MASW2 } V_{s30} = 224 \text{ m/s}$$

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_{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).

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:

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

D.A.L. R.E.R. 112/2007

Sulla base delle indicazioni della Delibera dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia Romagna n° 112 del 02/05/2007 – Allegato A2, si è determinato il coefficiente di amplificazione sismico locale.

In riferimento allo spessore ed omogeneità dei materiali investigati, si è considerato il caso di ambito di pianura caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decametrici, con substrato sismico profondo (>100 m da p.c.).

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

$$Fa_{PGA} \cdot S_T = 1,5 \cdot 1,0 = \mathbf{1,5}$$

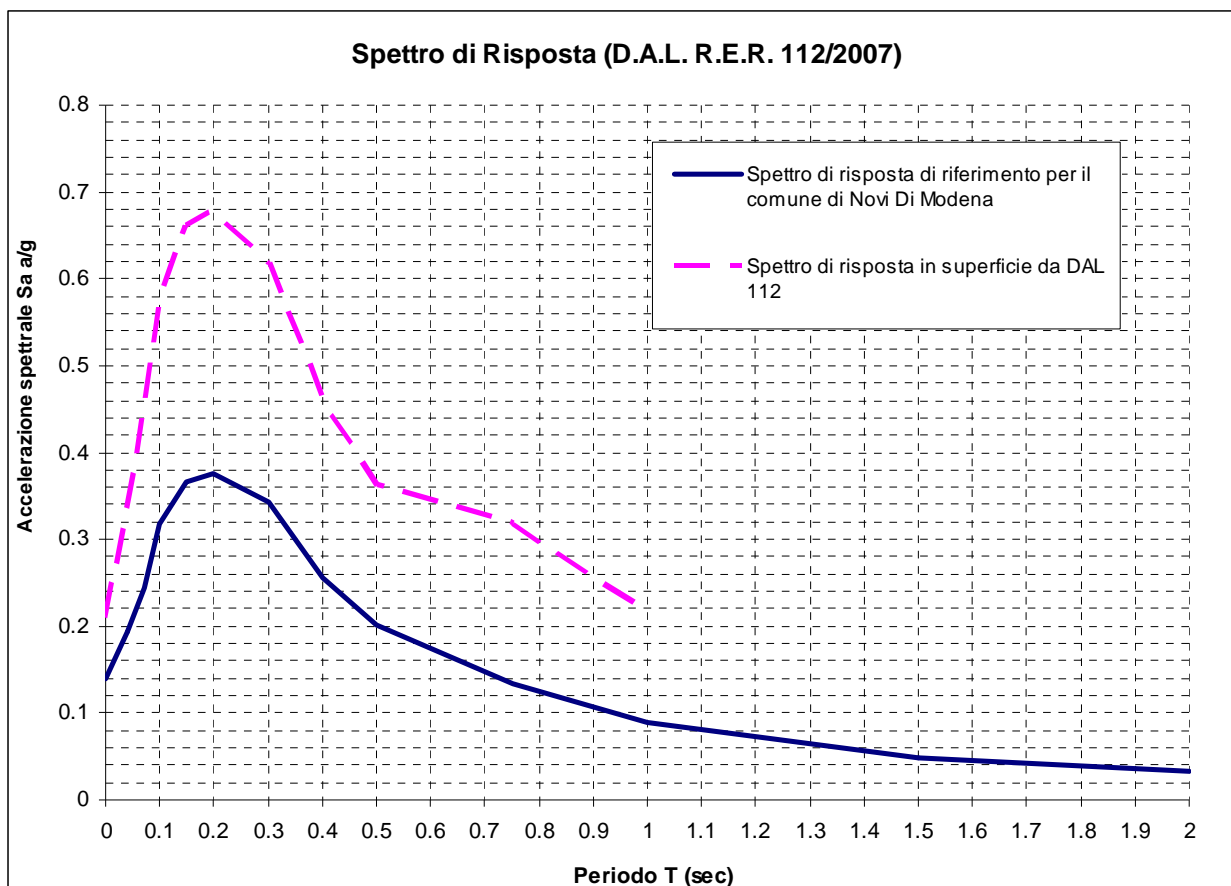
$$Fa_{IS} (0,1 < T_0 < 0,5) \cdot S_T = 1,8 \cdot 1,0 = \mathbf{1,8}$$

$$Fa_{IS} (0,5 < T_0 < 1) \cdot S_T = 2,4 \cdot 1,0 = \mathbf{2,4}$$

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

$$a_g = 0,139 \text{ g}$$

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

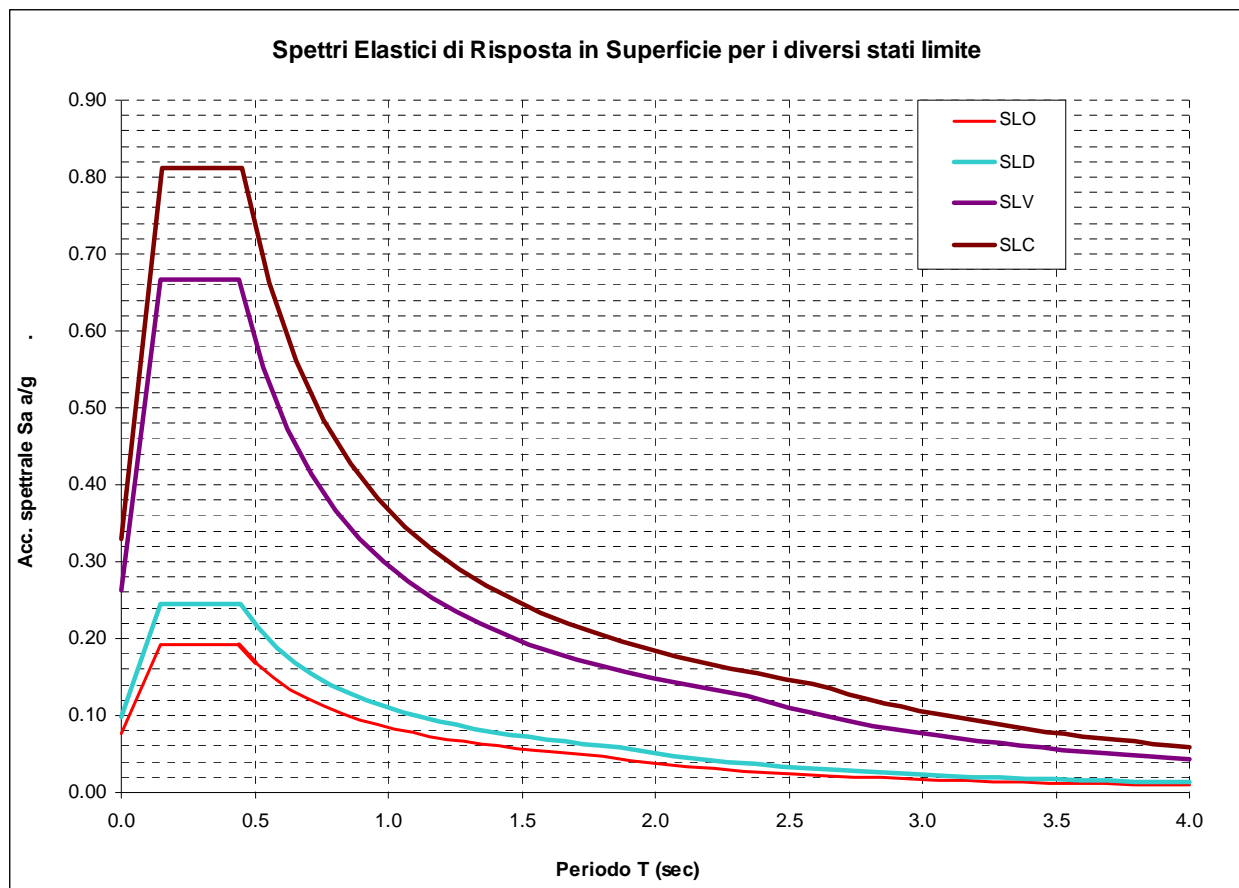


D.M. 14-01-2008

Sulla base delle indicazioni contenute nelle NTC di cui al D.M. 14/01/08, per l'area in esame, considerando strutture di classe IV (vita nominale $V_n = 50$ anni, coefficiente

d'uso $C_u = 2,0$ $V_r = 100$ 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	60	1,5	1,615
SLD	101	1,5	1,579
SLV	949	1,418	1,608
SLC	1950	1,335	1,591



dove:

SLO = Stato limite di operatività; $P_v = 81\%$

SLD = Stato limite di danno; $P_v = 63\%$

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita; $P_v = 10\%$

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso; $P_v = 5\%$

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.

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 100 anni che per l'area in analisi corrisponde a:

$$a/g = 0,186$$

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).

Calcolo degli effetti di sito

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

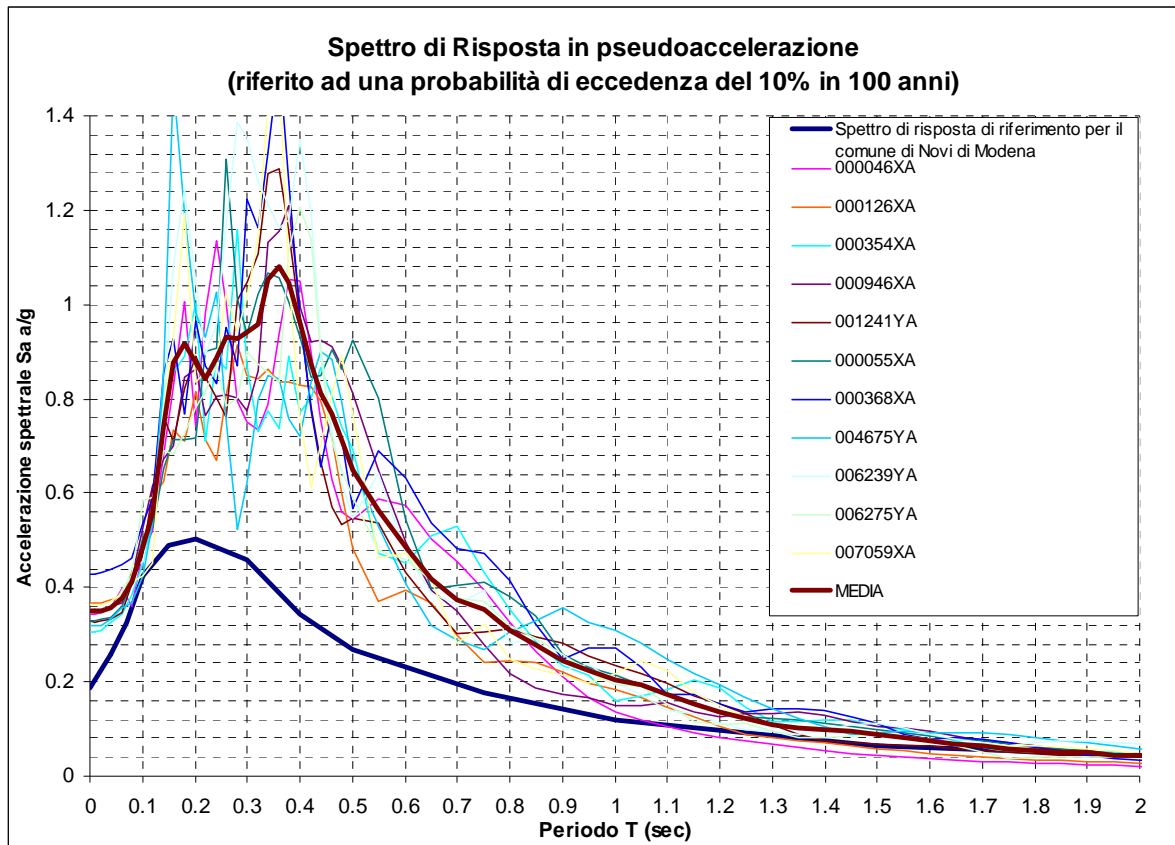
Il codice di calcolo utilizzato per le simulazioni di scuotimento in superficie è *Proshake (EduPro Civil System, Inc)* che si basa essenzialmente sul modello di calcolo di *Shake91 (Idriss e Sun, 1992)**, modificandone l'interfaccia di immissione dati per un più facile utilizzo.

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 carattere territoriale, rapportate alle verticali HVSR eseguite che individuano l'orizzonte a principale contrasto di impedenza al passaggio tra l'unità AEI ed il QM alla profondità di circa 120 ÷ 130 m da p.c..

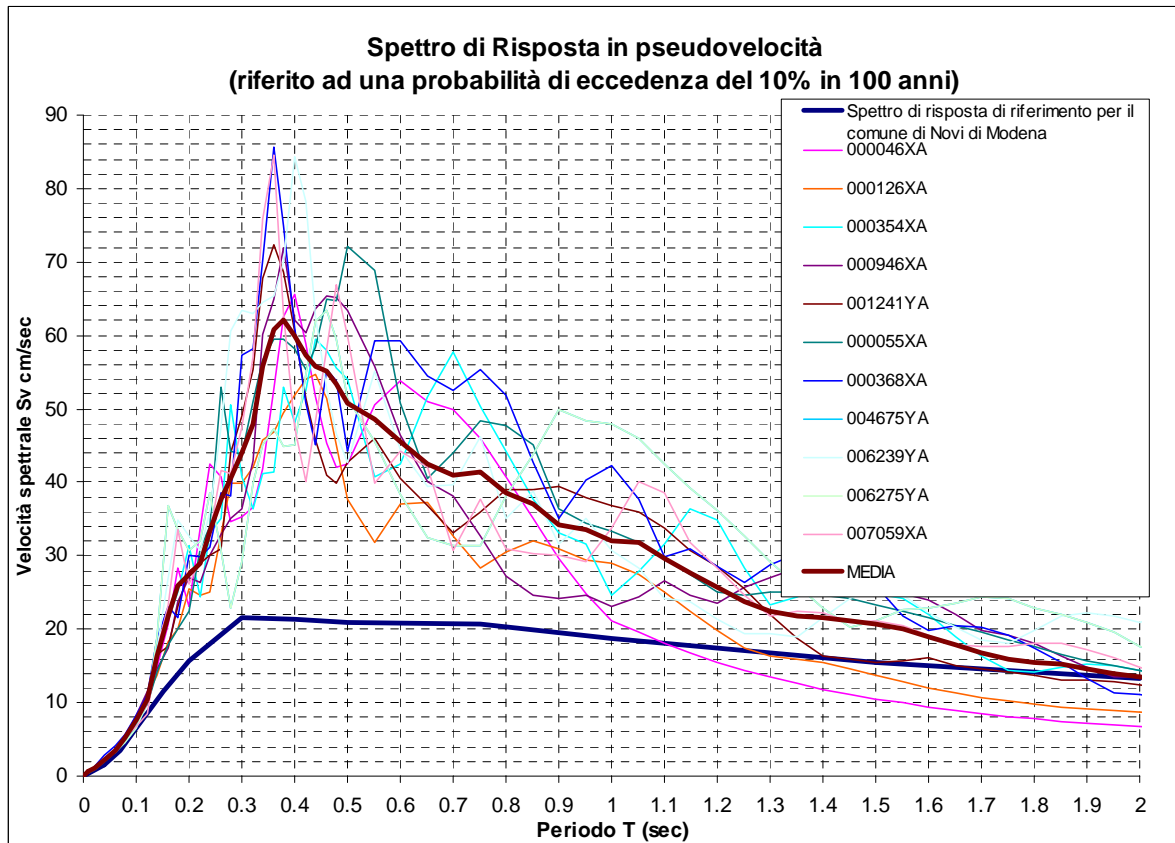
L'azione in superficie è stata determinata calcolando lo spettro di risposta applicando i moti di riferimento al tetto del bedrock sismico precedentemente definito, ottenendo i risultati di seguito riportati, per la verticale in onde S successivamente esposta:

Orizzonte sismostratigrafico	Profondità da p.c. (m)	Vs (m/sec)
1	0 ÷ 2,2	180
2	2,2 ÷ 6,1	120
3	6,1 ÷ 12,5	190
4	12,5 ÷ 21	220
5	21 ÷ 36,5	450
6	36,5 ÷ 59	500
7	59 ÷ 81	550
8	81 ÷ 103	600
9	103 ÷ 125	650
10	>125	700

* 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%).

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/PGA₀) che mediante la determinazione dell'intensità di Housner[§] (o intensità dello spettro di risposta) SI/SI₀, definita come:

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

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

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

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

I risultati ottenuti sono riportati nelle seguenti tabelle.

Periodo T (sec)	FA IS	Sa media (g)
0 (FA PGA)	1,88	0,349
0,1 – 0,2	1,63	0,74
0,2 – 0,3	1,90	0,90
0,3 – 0,4	2,61	1,01
0,4 – 0,5	2,61	0,80
0,5 – 0,6	2,31	0,57
0,6 – 0,7	2,05	0,43
0,7 – 0,8	1,95	0,35
0,8 – 0,9	1,84	0,28
0,9 – 1,0	1,75	0,23

Periodo T (sec)	Fattore di amplificazione (FA – DAL 112/05)	Fattore di amplificazione
0 (FA PGA)	1,5	1,88
0,1 - 0,5	1,8	2,28
0,5 - 1	2,4	1,98

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

ANALISI DEI MICROTREMORI CON LA TECNICA HVSR

Nel sito oggetto di indagine si sono eseguite due acquisizioni di microtremori ambientali mediante un sismometro SR04MT/S3 ad elevata dinamica (24 bits) attrezzato con geofono tridirezionale da 2,0 Hz di frequenza propria.

L'acquisizione è stata effettuando campionando il segnale a 100 Hz per una durata di circa 30 minuti.

Tali dati sono stati elaborati con la tecnica HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*). Detta metodologia considera che i microtremori causati prevalentemente dalle onde di *Rayleigh*, nelle componenti verticali del moto non subiscono fenomeni di amplificazione in corrispondenza di marcati contrasti di impedenza sismica; d'altra parte detto processo 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 nera continua in grassetto evidenzia la media delle finestre di calcolo, mentre le linee sottili rappresentano l'intervallo di confidenza al 90% rispetto alla media calcolata.

Dall'esame dei dati risulta un picco di amplificazione principale equivalente a:

$$f_0 = 0,4 \div 0,5 \text{ Hz}$$

corrispondente al periodo principale:

$$t_0 = 2,5 \div 2 \text{ sec}$$

Si riscontrano inoltre le presenze di picchi di amplificazione di secondo e terzo ordine, equivalenti a:

$$f_1 = 0,65 \div 0,75 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 1,00 \text{ Hz}$$

corrispondenti rispettivamente ai periodi:

$$t_1 = 1,33 \div 1,54 \text{ sec}$$

$$t_2 = 1 \text{ sec}$$

Nell'ambito degli studi relativi alla fase esecutiva, sarà opportuno accertare, considerando tali valori, che non si verifichino fenomeni di doppia risonanza terreno – struttura.

I valori delle frequenze sopra descritte in rapporto alle velocità di propagazione delle verticali Re.Mi/MASW, evidenziano per il picco principale un'elevata corrispondenza/identità con la profondità alla quale le perforazioni eseguite da AGIP individuano le formazioni meso-cenozoiche.

Le frequenze di 2° ordine $0.7 \div 0.65$ Hz denotano un levato grado di corrispondenza con le profondità alle quali è presente il tetto del *Quaternario Marino*, come individuato nelle sezioni elaborate per la cartografia C.A.R.G. RER; la frequenza di 3° ordine 1Hz presenta un ottimo grado di corrispondenza con la base del sintema AES.

ANALISI SUSCETTIVITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

In relazione alla riclassificazione sismica del territorio nazionale: O.PCM n° 3274 del 03-2003 che attribuisce il comune di Novi di Modena alla zona 3, del valore di ag indicato delle NTC del DM 14/01/2008, alla presenza di strati limoso sabbiosi e sabbioso fini, sabbiosi, saturati dalla falda idrica sotterranea, 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 questa è la configurazione più sfavorevole per il rischio di liquefazione.

Accelerazione attesa nel sito

In funzione della classe d'uso attribuita nella analisi di progetto preliminare, al nuovo fabbricato per la sede municipale: Classe IV 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 $V_N \geq 50$ anni, coefficiente d'uso $V_r = 2$, in base ai valori di ag della griglia allegata alle NTC/2008, considerando una magnitudo corrispondente a:

$$M = 6$$

si ottiene un valore di accelerazione equivalente a:

$$A_{max}/g = 0.35$$

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 q_c 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

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

dove:

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

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

dove

τ_d = tensione tangenziale ciclica

τ_e = resistenza del terreno

σ_0 = tensione verticale totale

σ'_0 = tensione verticale efficace

A/g = valore di accelerazione, equivalente a 0,22 per l'area in analisi.

z = profondità dello strato

Δn_f = coefficiente funzione del contenuto in materiali fini

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

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

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

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

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

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

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

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

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

In riferimento al valore di accelerazione al sito come sopra determinato, si sviluppata l'analisi di suscettività alla liquefazione, secondo il p.to 7.11.3.4 delle NTC/2008, considerando presenza della falda freatica a -4,2 - 5,4 m dal piano campagna, come hanno evidenziato le quote dei livelli idrici misurati all'interno dei fori delle indagini geognostiche effettuate nel sito nell' Agosto 2012. Le elaborazioni effettuate hanno evidenziato, nella verticale di indagine CPT1, la presenza di un sottile strato sabbioso saturato dalla falda idrica sotterranea, con valore del coefficiente di sicurezza alla liquefazione inferiore a 1 e prossimo ad esso.

Gli spessori e profondità degli strati, Indice del Potenziale liquefazione (LPI – Somnez, 2003) in funzione della profondità della falda idrica sotterranea considerata, sono riportati nelle allegate schede.

VERIFICA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE COL METODO DI ROBERTSON & WRIE MODIFICATO (1998)										
Cantiere:	Nuovo edificio comunale			Quota inizio:	Piano Campagna		PROVA N°:1			
Località:	Novi di Modena (MO)			Prof. falda:	uso a -4,20 m p.c.		Prof. Falda considerata			
Operatore:	Dr. A. Arbizzi - Dr. M. Boccaletti			DATA	7/08/12		amax/g			
				Indice del Potenziale di liquefazione ⁴	1,1		Magnitudo attesa M			
Prof. (m)	σv (Kpa)	σ'v (Kpa)	CRR	CSR(7.5)	FSL		0	1	2	3
0.2										
0.4		14.90								
0.6		18.54								
0.8		22.20	0.17	0.22	1.59					
1.0		25.83	0.16	0.22	1.46					
1.2		29.48	0.17	0.22	1.61					
1.4		33.13	0.16	0.22	1.51					
1.6		36.78	0.16	0.22	1.49					
1.8	37.01	37.01	0.16	0.22	1.48					
2.0	40.68	40.68								
2.2	44.35	44.35								
2.4	48.02	48.02	0.13	0.22	1.23					
2.6	51.68	51.68	0.15	0.22	1.43					
2.8	55.35	55.35	0.15	0.22	1.43					
3.0	59.02	59.02	0.14	0.22	1.36					
3.2	62.68	62.68								
3.4	66.35	66.35								
3.6	70.02	70.02								
3.8	73.69	73.69								
4.0	77.36	77.36								
4.2	81.03	81.03								
4.4	84.70	84.70	0.16	0.25	1.32					
4.6	88.36	88.36	0.13	0.25	1.10					
4.8	92.03	92.03								
5.0	95.70	95.70								
5.2	99.36	99.36								
5.4	103.03	103.03	0.11	0.27	0.85					
5.6	106.70	106.70	0.15	0.27	1.18					
5.8	110.36	110.36	0.14	0.27	1.05					
6.0	114.03	114.03	0.14	0.28	1.06					
6.2	117.70	117.70	0.16	0.28	1.22					
6.4	121.36	121.36	0.13	0.28	1.00					
6.6	125.03	125.03	0.16	0.29	1.18					
6.8	128.70	128.70	0.16	0.29	1.17					
7.0	132.36	132.36	0.16	0.29	1.16					
7.2	136.03	136.03	0.15	0.29	1.06					
7.4	139.70	139.70	0.15	0.29	1.06					
7.6	143.36	143.36	0.15	0.29	1.08					
7.8	147.03	147.03	0.15	0.29	1.08					
8.0	150.70	150.70	0.17	0.29	1.19					
8.2	154.36	154.36	0.17	0.29	1.21					
8.4	158.03	158.03	0.17	0.29	1.18					
8.6	161.70	161.70	0.17	0.30	1.18					
8.8	165.36	165.36								
9.0	169.03	169.03	0.18	0.30	1.24					
9.2	172.70	172.70	0.18	0.30	1.24					
9.4	176.36	176.36	0.18	0.30	1.25					
9.6	180.03	180.03	0.16	0.30	1.14					
9.8	183.70	183.70	0.16	0.30	1.09					
10.0	187.36	187.36	0.17	0.30	1.03					
10.2	191.03	191.03	0.15	0.30	1.03					
10.4	194.70	194.70	0.16	0.30	1.03					
10.6	198.36	198.36	0.16	0.30	1.09					
10.8	202.03	202.03	0.17	0.30	1.16					
11.0	205.70	205.70								
11.2	209.36	209.36								
11.4	213.03	213.03								
11.6	216.70	216.70								
11.8	220.36	220.36								
12.0	224.03	224.03								
12.2	227.70	227.70								
12.4	231.36	231.36								
12.6	235.03	235.03								
12.8	238.70	238.70								
13.0	242.36	242.36								
13.2	246.03	246.03								
13.4	249.70	249.70								
13.6	253.36	253.36								
13.8	257.03	257.03								
14.0	260.70	260.70								
14.2	264.36	264.36								
14.4	268.03	268.03								
14.6	271.70	271.70								
14.8	275.36	275.36								
15.0	279.03	279.03								
15.2	282.70	282.70								
15.4	286.36	286.36								
15.6	290.03	290.03								
15.8	293.70	293.70								
16.0	297.36	297.36								
16.2	301.03	301.03								
16.4	304.70	304.70								
16.6	308.36	308.36								
16.8	312.03	312.03								
17.0	315.70	315.70								
17.2	319.36	319.36								
17.4	323.03	323.03								
17.6	326.70	326.70								
17.8	330.36	330.36								
18.0	334.03	334.03								
18.2	337.70	337.70								
18.4	341.36	341.36								
18.6	345.03	345.03								
18.8	348.70	348.70								
19.0	352.36	352.36								
19.2	356.03	356.03								
19.4	359.70	359.70								
19.6	363.36	363.36								
19.8	367.03	367.03								
20.0	370.70	370.70								

VERIFICA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE COL METODO DI ROBERTSON & WRIE MODIFICATO (1998)										
Cantiere:	Nuovo edificio comunale			Quota inizio:	Piano Campagna		PROVA N°12			
Località:	Novi di Modena (MO)			Prof. falda:	uso a -4,40 m p.c.		Prof. Falda considerata			
Operatore:	Dr. A. Arbizzi - Dr. M. Boccaletti			DATA	7/08/12		amax/g			
				Indice del Potenziale di liquefazione ⁴	0,0		Magnitudo attesa M			
Prof. (m)	σv (Kpa)	σ'v (Kpa)	CRR	CSR(7.5)	FSL		0	1	2	3
0.2										
0.4	10.95	10.95								
0.6	14.61	14.61	0.15	0.23	1.40					
0.8	18.26	18.26	0.17	0.22	1.54					
1.0	21.91	21.91								
1.2	25.56	25.56								
1.4	29.21	29.21	0.16	0.22	1.48					
1.6	32.86	32.86								
1.8	36.51	36.51								
2.0	40.16	40.16								
2.2	43.81	43.81								
2.4	47.46	47.46	0.18	0.22	1.71					
2.6	51.11	51.11								
2.8	54.76	54.76	0.15	0.22	1.46					
3.0	58.41	58.41	0.17	0.22	1.61					
3.2	62.06	62.06								
3.4	65.71	65.71								
3.6	69.36	69.36								
3.8	73.01	73.01								
4.0	76.66	76.66								
4.2	80.31	80.31								
4.4	83.96	83.96								
4.6	87.61	87.61								
4.8	91.26	91.26								
5.0	94.91	94.91								
5.2	98.56	98.56								
5.4	102.21	102.21								
5.6	105.86	105.86								
5.8	109.51	109.51								
6.0	113.16	113.16	0.16	0.28	1.23					
6.2	116.81	116.81	0.17	0.28	1.24					
6.4	120.46	120.46	0.15	0.28	1.11					
6.6	124.11	124.11	0.17	0.28	1.27					
6.8	127.76	127.76								
7.0	131.41	131.41	0.16	0.29	1.18					
7.2	135.06	135.06	0.15	0.29	1.12					
7.4	138.71	138.71								
7.6	142.36	142.36								
7.8	146.01	146.01								
8.0	149.66	149.66								
8.2	153.31	153.31								
8.4	156.96	156.96								
8.6	160.61	160.61								
8.8	164.26	164.26								
9.0	167.91	167.91								
9.2	171.56	171.56								
9.4	175.21	175.21								
9.6	178.86	178.86	0.16	0.30	1.15					
9.8	182.51	182.51								
10.0	186.16	186.16	0.17	0.30	1.22					
10.2	189.81	189.81	0.16	0.30	1.14					
10.4	193.46	193.46	0.17	0.30	1.23					
10.6	197.11	197.11								
10.8	200.76	200.76								
11.0	204.41	204.41								
11.2	208.06	208.06	0.18	0.30	1.17					
11.4	211.71	211.71	0.18	0.30	1.24					
11.6	215.36	215.36								
11.8	219.01	219.01								
12.0	222.66	222.66								
12.2	226.31	226.31								
12.4	229.96	229.96								
12.6	233.61	233.61								
12.8	237.26	237.26								
13.0	240.91	240.91								
13.2	244.56	244.56								
13.4	248.21	248.21								
13.6	251.86	251.86								
13.8	255.51	255.51								
14.0	259.16	259.16								
14.2	262.81	262.81								
14.4	266.46	266.46								
14.6	270.11	270.11								
14.8	273.76	273.76								
15.0	277.41	277.41								
15.2	281.06	281.06								
15.4	284.71	284.71								
15.6	288.36	288.36								
15.8	292.01	292.01								
16.0	295.66	295.66								
16.2	299.31	299.31								
16.4	302.96	302.96								
16.6	306.61	306.61								
16.8	310.26	310.26								
17.0	313.91	313.91								
17.2	317.56	317.56								
17.4	321.21	321.21								
17.6	324.86	324.86								
17.8	328.51	328.51								
18.0	332.16	332.16								
18.2	335.81	335.81								
18.4	339.46	339.46								
18.6	343.11	343.11								
18.8	346.76	346.76								
19.0	350.41	350.41								
19.2	354.06	354.06								
19.4	357.71	357.71								
19.6	361.36	361.36								
19.8	365.01	365.01								
20.0	368.66	368.66								

VERIFICA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE COL METODO DI ROBERTSON & WRIDE MODIFICATO (1998)									
Cantiere:	Nuovo edificio comunale			Quota inizio:	Piano Campagna				
Località:	Novi di Modena (MO)			Prof. falda:	-5,20 m p.c.				
Operatore:	Dr. A. Arbizzi - Dr. M. Boccaletti			DATA	7/08/12				
	Indice del Potenziale di liquefazione ⁴			0,0	FSL				
Prof. (m)	σ _v (Kpa)	σ _v ' (Kpa)	CRR	CSR(7.5)	FSL				
0,2									
0,4	11,09	11,09							
0,6	15,73	15,73							
0,8	19,41	19,41							
1,0	22,80	22,80							
1,2	26,73	26,73							
1,4	30,58	30,58							
1,6	34,52	34,52							
1,8	38,52	38,52							
2,0	42,64	42,64							
2,2	46,62	46,62							
2,4	50,55	50,55							
2,6	54,21	54,21							
2,8	57,69	57,69							
3,0	60,94	60,94							
3,2	65,96	65,96							
3,4	69,86	65,94							
3,6	73,71	67,82							
3,8	77,51	71,64							
4,0	81,49	71,68							
4,2	85,35	73,59							
4,4	89,26	75,53							
4,6	92,96	77,27							
4,8	96,75	79,06							
5,0	100,39	80,76							
5,2	104,19	82,62							
5,4	107,92	84,39							
5,6	111,71	86,21							
5,8	115,50	88,06							
6,0	119,28	89,94							
6,2	122,88	91,60	0,16						
6,4	126,64	93,30	0,14	0,25					
6,6	130,42	95,12	0,17						
6,8	134,45	97,20							
7,0	138,45	99,28							
7,2	142,87	101,68							
7,4	147,27	104,12							
7,6	151,13	106,02							
7,8	155,62	108,55							
8,0	159,68	110,65							
8,2	164,88	113,65							
8,4	169,22	116,27							
8,6	173,85	118,94							
8,8	178,31	121,44							
9,0	182,85	124,03							
9,2	187,65	126,73							
9,4	192,21	129,45							
9,6	196,17	131,45							
9,8	201,04	133,36							
10,0	205,08	136,43							
10,2									
10,4									
10,6									
10,8									
11,0									
11,2									
11,4									
11,6									
11,8									
12,0									
12,2									
12,4									
12,6									
12,8									
13,0									
13,2									
13,4									
13,6									
13,8									
14,0									
14,2									
14,4									
14,6									
14,8									
15,0									
15,2									
15,4									
15,6									
15,8									
16,0									
16,2									
16,4									
16,6									
16,8									
17,0									
17,2									
17,4									
17,6									
17,8									
18,0									
18,2									
18,4									
18,6									
18,8									
19,0									
19,2									
19,4									
19,6									
19,8									
20,0									

VERIFICA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE COL METODO DI ROBERTSON & WRIDE MODIFICATO (1998)									
Cantiere:	Nuovo edificio comunale			Quota inizio:	Piano Campagna				
Località:	Novi di Modena (MO)			Prof. falda:	-5,40 m p.c.				
Operatore:	Dr. A. Arbizzi - Dr. M. Boccaletti			DATA	7/08/12				
	Indice del Potenziale di liquefazione ⁴			0,0	FSL				
Prof. (m)	σ _v (Kpa)	σ _v ' (Kpa)	CRR	CSR(7.5)	FSL				
0,2		11,52							
0,4	11,52	11,52							
0,6	15,64	15,64							
0,8	19,63	19,63							
1,0	23,67	23,67							
1,2	27,67	27,67							
1,4	31,69	31,69							
1,6	35,78	35,78							
1,8	40,04	40,04							
2,0	44,14	44,14							
2,2	48,21	48,21							
2,4	52,20	52,20							
2,6	56,26	56,26							
2,8	59,93	59,93	0,16	0,22	1,55				
3,0	63,95	63,95							
3,2	67,78	67,78							
3,4	71,70	71,70							
3,6	75,56	69,68							
3,8	79,19	71,34	0,17		1,53				
4,0	82,81	73,00	0,12	0,24	1,01				
4,2	86,46	74,69	0,18		1,33				
4,4	90,11	76,38	0,14	0,25	1,03				
4,6	93,75	78,06	0,17		1,44				
4,8	97,54	79,89	0,17	0,25					
5,0	101,23	81,61							
5,2	104,87	83,30							
5,4	108,44	84,91							
5,6	111,66	86,16							
5,8	115,88	87,93	0,14	0,27	1,08				
6,0	119,69	90,27							
6,2	123,47	92,09							
6,4	127,75	94,41							
6,6	131,91	96,61							
6,8	136,10	98,84							
7,0	139,83	100,61	0,17						
7,2	144,07	102,89							
7,4	148,20	105,05							
7,6	152,44	107,33							
7,8	156,68	109,61							
8,0	160,96	111,93							
8,2	165,36	114,37							
8,4	169,13	116,18	0,14	0,29	1,02				
8,6	173,54	118,42							
8,8	177,54	120,67							
9,0	181,44	122,60							
9,2	185,30	124,50							
9,4	189,77	127,01							
9,6	194,27	129,55							
9,8	198,23	131,56							
10,0	202,20	133,56							
10,2	206,23	135,63							
10,4	210,27	137,70							
10,6	214,26	139,73							
10,8	218,24	141,75							
11,0	222,83	144,45							
11,2	226,80	146,49							
11,4	230,76	148,39							
11,6	234,65	150,32	0,16	0,29	1,11				
11,8	238,61	152,32							
12,0	242,90	154,24	0,15	0,29	1,10				
12,2	246,87	156,36							
12,4	250,48	158,30							
12,6	254,38	160,24	0,17	0,29	1,19				
12,8	258,66	162,76							
13,0	262,69	164,63	0,17	0,29	1,23				
13,2	266,80	166,50	0,16	0,29	1,15				
13,4	270,80	169,20							
13,6	275,46	171,52							
13,8	279,32	173,41	0,17	0,29	1,26				
14,0	283,91	176,04							
14,2	288,14	178,38							
14,4	292,18	180,39	0,17	0,29	1,21				
14,6	296,18	182,43	0,17	0,29	1,21				
14,8	300,06	184,35	0,17	0,29	1,25				
15,0	304,57	186,90							
15,2	308,13	188,49							
15,4	311,93	190,59							
15,6	317,26	193,71							
15,8	322,21	196,70							
16,0	326,22	198,75							
16,2	330,25	200,81							
16,4	334,24	202,81							
16,6	338,24	204,88							
16,8	343,15	207,83							
17,0									
17,2									
17,4									
17,6									
17,8									
18,0									
18,2									
18,4									
18,6									
18,8									
19,0									
19,2									
19,4									
19,6									
19,8									
20,0									

Per quanto riguarda la verticale Cpt1 l'indice del potenziale di liquefazione corrisponde a 1,1. Tale valore, secondo la classificazione proposta da *Sonmez (2003)*, denota rischio liquefazione molto basso/nullo.

CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Per definire le caratteristiche litologico meccaniche dei terreni che formano il sottosuolo dell'area di intervento, sono state effettuate quattro prove penetrometriche CPT tipo Rm. eseguite con un penetrometro statico di tipo olandese, con caratteristiche conformi allo standard europeo (cfr. *Raccomandazioni ISSMFE-AGI*), mod. TM16, da 20 ton, dotato di cella di pressione idraulica, a lettura analogica, attrezzando la prima asta con punta *Begemann (Friction Sleeve Cone)*. Dette prove hanno raggiunto profondità di 12 ÷ 17 m dal piano campagna.

I punti esaminati sono ubicati come nella planimetria (Tav. 3) ed i risultati relativi alle prove CPT appaiono visualizzati negli allegati diagrammi riportanti i seguenti parametri:

Profondità (m):

- Resistenza alla punta (q_c ; kgf/cm²) log di sinistra a tratto continuo.
- Resistenza ad attrito laterale (f_s ; kgf/cm²) istogramma di destra a tratto continuo.
- Rapporto di Begemann (q_c/f_s) log di destra a punteggiato.

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

Successione Litomeccanica:

Profondità	Descrizione Litomeccanica
da piano campagna a - 3,0 ÷ - 3,4 m p.c.	Superato lo strato di terreno agrario e/o rimaneggiato superficiale, dello spessore di 0,6 ÷ 1,0 m, si riscontrano alternanze argilloso limose – limoso argillose con incremento in componenti limose in direttrice nord. I valori di resistenza alla punta media oscillano tra $q_{cm} = 32$ e 50 kgf/cm ² , con medio minimi pari a $q_{cm} = 20$ ÷ 26 kgf/cm ² ove prevalgono le componenti limose (Cpt2); la resistenza ad attrito laterale locale equivale ad $f_{sm} = 1,3$ ÷ $2,3$ kgf/cm ² ove prevalgono le componenti argillose e tra $f_{sm} = 0,7$ ÷ $1,3$ kgf/cm ² ove prevalgono quelle limose.
Da - 3,0 ÷ - 3,4 a - 3,8 ÷ - 4,4 m p.c.	Sottile orizzonte prevalentemente argilloso limoso e limoso argilloso, con subordinati livelletti limoso sabbiosi, a spiccata geometria lenticolare. I valori di resistenza alla punta variano mediamente tra 14 ÷ 20 kgf/cm ² , ad esclusione dell'intorno di Cpt4, ove si rilevano valori di $q_{cm} = 23$ ÷ 32 kgf/cm ² in corrispondenza di litotipi limosi e limoso sabbiosi; la resistenza ad attrito laterale, oscilla tra $f_{sm} = 0,6$ ÷ $1,2$ kgf/cm ² .

Profondità	Descrizione Litomeccanica
Da - 3,8 ÷ - 4,4 a - 5,2 ÷ - 6,0 m p.c.	Litotipi prevalentemente argilloso limosi a basso grado di consistenza, con rade e sottili intercalazioni limoso sabbiose – sabbioso fini; i valori di resistenza alla punta variano tra $q_{cm} = 7 \div 11 \text{ kgf/cmq}$, con valori medio massimi pari a $q_{cm} = 40 \div 45 \text{ kgf/cmq}$ in corrispondenza delle lenti a maggior contenuto sabbioso; la resistenza all'attrito laterale oscilla tra $f_{sm} = 0,4 \div 0,8 \text{ kgf/cmq}$.
Da - 5,2 ÷ - 6,0 a - 7,6 ÷ - 9,0 m p.c.	Unità essenzialmente sabbioso limosa, a medio grado di addensamento, caratterizzata da valori di resistenza alla punta variabili tra $q_{cm} = 38 \text{ e } 65 \text{ kgf/cmq}$ e da resistenza ad attrito mediamente compresa tra $f_{sm} = 1,1 \div 2,3 \text{ kgf/cmq}$.
Da - 7,6 ÷ - 9,0 a - 17,0 m p.c.	Sequenza sabbiosa, ad elevato grado di addensamento, contraddistinta da valori di resistenza alla punta compresi tra $q_{cm} = 75 \div 145 \text{ kgf/cmq}$; la resistenza ad attrito laterale oscilla tra $f_{sm} = 1,8 \div > 3,0 \text{ kgf/cmq}$.

Considerazioni sulla litostratigrafia geomeccanica

Dalle correlazioni tra le indagini geognostiche eseguite, si riscontra una discreta continuità litologica laterale ed una differenziazione in senso verticale in orizzonti a caratteri granulometrici diversi.

All'assetto litostratigrafico descritto fanno riscontro i caratteri geomeccanici del sottosuolo che evidenziano alternanze di litotipi prevalentemente argilloso limosi – limoso argillosi con lenti limoso sabbiose – sabbioso limose nei primi 5,5 ÷ 6 metri dal piano campagna.

Detta unità è seguita da sequenze essenzialmente sabbioso limose e sabbiose sino a -17 m p.c, a grado di densità relativa medio elevato.

L'analisi d'insieme della sequenza litomeccanica riscontrata, indica che i termini granulometrici formanti i primi 17 m dal piano campagna naturale, sono schematicamente discretizzabili sulla verticale, escludendo i terreni rimaneggiati superficiali antropico, dello spessore di 0,6 ÷ 1,0 m, in cinque unità geotecniche, come di seguito descritto:

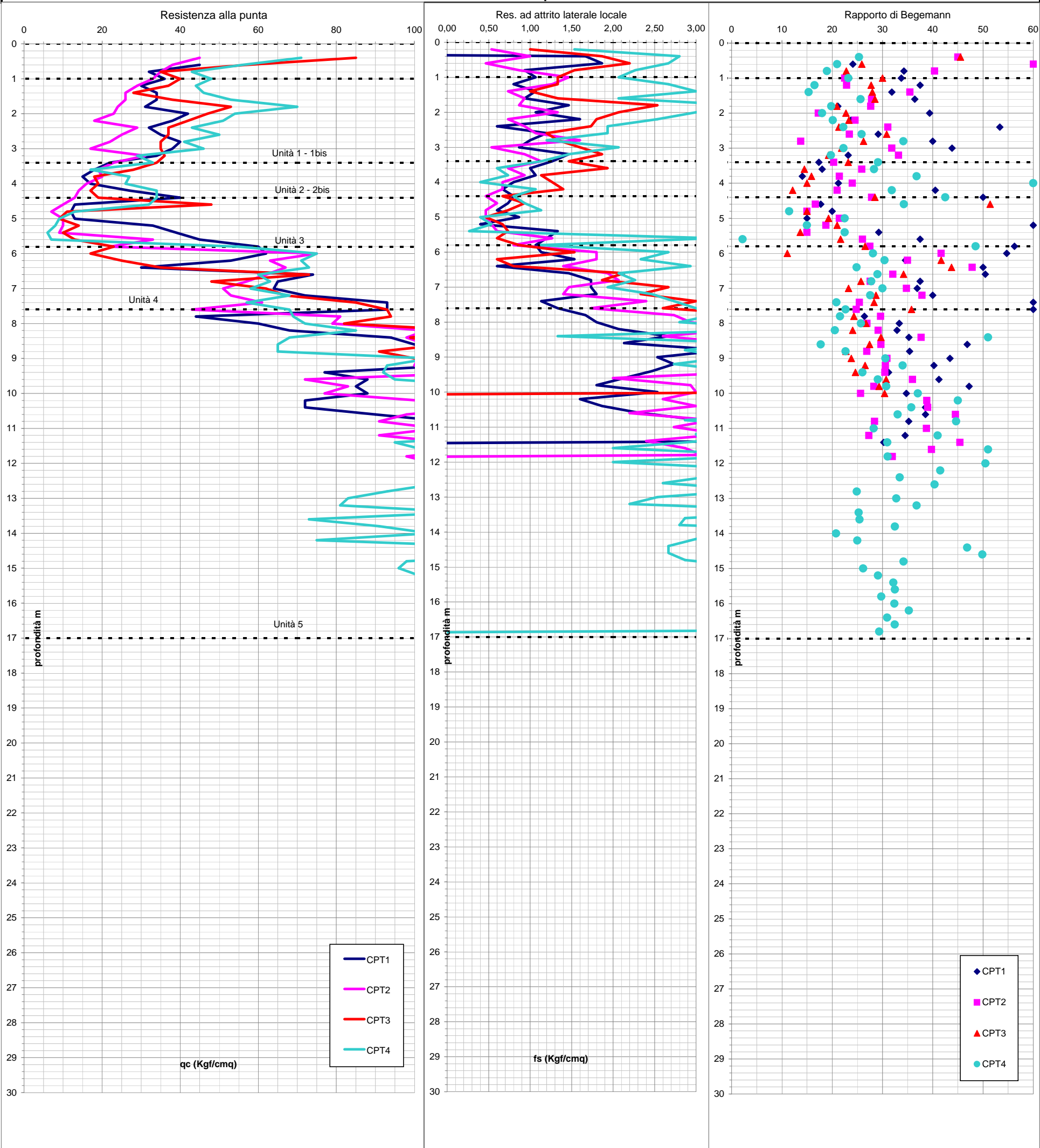
Successione Geotecnica – Parametri geotecnici caratteristici

Orizzonte	Descrizione litotecnica	Parametri caratteristici
Unità 1 <i>Da -0,8 m a -3,0 m p.c.</i>	Argille limose – limi argillosi, a grado di compressibilità molto basso.	$q_{ck} = 37,38 \text{ kgf/cmq}$ $f_{sk} = 1,47 \text{ kgf/cmq}$ $\phi'_k = 26^\circ$ $c'_k = 0,20 \text{ kgf/cmq}$ $c_{uk} = 0,85 \text{ kgf/cmq}$ $\gamma_k = 0,00185 \text{ kgf/cm}$ $E_{edk} = 82 \text{ kgf/cmq}$

Orizzonte	Descrizione litotecnica	Parametri caratteristici
Unità 1bis <i>Da -0,8 m a -3,0 m p.c.</i> Localmente in Cpt2	Limi argilli e limi, a basso grado di compressibilità.	$q_{c_k} = 22,73 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,86 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 24^\circ$ $c'_k = 0,16 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,57 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 67 \text{ kgf/cm}^2$
Unità 2 <i>Da -3,0 m a -4,0 ÷ -4,5 m p.c.</i>	Argille limose e limi argillosi, a grado di compressibilità medio, discretamente continuo in senso laterale.	$q_{c_k} = 15,59 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,91 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 23^\circ$ $c'_k = 0,15 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,55 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 56 \text{ kgf/cm}^2$
Unità 2bis <i>Da -3,5 m a -4,5 m p.c.</i> Localmente in Cpt2	Lente limosa e limoso sabbiosa, a grado di compressibilità medio basso.	$q_{c_k} = 20,04 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,62 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 24^\circ$ $c'_k = 0,13 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,52 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 66 \text{ kgf/cm}^2$
Unità 3 <i>Da -4,0 ÷ -4,5 m a -5,5 ÷ -6,0 m p.c.</i>	Argille limose a basso grado di consistenza, con rade sottili intercalazioni limoso sabbiose – sabbioso fini, saturi; il grado di compressibilità, di tipo medio elevato - elevato, risulta discretamente continuo sia in senso laterale che sulla verticale.	$q_{c_k} = 12,33 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,59 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 21^\circ$ $c'_k = 0,08 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,45 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 47 \text{ kgf/cm}^2$
Unità 4 <i>Da -5,5 ÷ -6,0 m a -7,5 ÷ -9,0 m p.c.</i>	Sabbie limose a grado di densità relativa medio, moderatamente differenziato in senso laterale e verticale.	$q_{c_k} = 58,22 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 1,72 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 31^\circ$ $c'_k = 0,00 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,00 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00195 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 105 \text{ kgf/cm}^2$
Unità 5 <i>Da -7,5 ÷ -9,0 m a -17,0 m p.c.</i>	Sabbie addensate, contraddistinte da grado di densità reativa medio elevato.	$q_{c_k} = 102,73 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 3,08 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 33^\circ$ $c'_k = 0,00 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,00 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00205 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 172 \text{ kgf/cm}^2$

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

Analisi statistica dati penetrometrici

[illegible][illegible]

MODULO DI REAZIONE

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

$$K_s = \alpha \cdot E_{ed}(1+\mu) \cdot (1-2\nu)/(1-\nu)$$

dove:

K_s = modulo di reazione, kgf/cm²

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

E_{ed} = modulo edometrico kgf/cm²

ν = coefficiente di Poisson

ottenendo:

Unità	Profondità terreni	Modulo di reazione K = kgf/cm²
Unità 1	Da -0,8 a -3,0 m p.c.	1,80
Unità 1bis	Da -0,8 a -3,0 m p.c.	1,65
Unità 2	Da -3,0 a -4,0 ÷ -4,5 m p.c.	1,38
Unità 2bis	Da -3,5 ÷ -4,5 m p.c.	1,75
Unità 3	Da -4,0 ÷ -4,5 a -5,5 ÷ -6,0 m p.c.	1,16
Unità 4	Da -5,5 ÷ -6,0 a -7,5 ÷ -9,0 m p.c.	3,12
Unità 5	Da -7,5 ÷ -9,0 a -17,0 m p.c.	5,35

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.

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

Tensioni ammissibili

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

$$q_a = q_c / f$$

dove:

q_a = carico ammissibile sui terreni in kgf/cm²

q_c = valore della resistenza alla punta in kgf/cm²

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

In rapporto a quanto sopra esposto ed in funzione dei punti di indagine effettuati, risulta utilizzabile un carico ammissibile corrispondente a:

$$q_a = 1,1 \text{ kgf/cm}^2$$

per una profondità del piano di posa corrispondente a:

$$D = -0.8 \text{ m}$$

dal piano campagna naturale al momento delle prove; tale quota di incastro risulta necessaria per superare lo strato di materiali di riporto/rimaneggiati e di terreni sovra consolidati per essiccazione, che evidenziano valori di resistenza alla rottura e spessori molto differenziati in senso laterale.

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 a platea generalizzata, con soletta a comportamento poco flessibile, si è eseguito utilizzando la relazione di *Terzaghi*, integrata dai coefficienti di *Hansen*:

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

dove:

N'_c, N'_q, N'_γ = coefficienti di capacità portante in funzione di ϕ . 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^2

γ = peso di volume del terreno in kgf/cm^3

c = coesione del terreno in kgf/cm^2

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, ϕ' , 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, in ragione delle caratteristiche litologiche del primo sottosuolo, sono state effettuate in termini di tensioni efficaci, condizioni drenate, verifica a lungo termine, e in termini di tensioni totali, condizioni non drenate, breve termine.

I valori ottenuti, di seguito esposti, dovranno essere inseriti negli approcci di verifica scelti dal progettista delle strutture e diminuiti dal coefficiente di riduzione della resistenza del sistema (γ_R).

Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M1

- Condizioni non drenate

verifica a lungo termine - tensioni efficaci

$$\phi_u = 0^\circ$$

$$c_u = 0,55 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -50 \text{ cm)}$$

$$H_w = -450 \text{ cm p.c. (profondità falda)}$$

$$\gamma_n = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 1,13 \cdot c_u \cdot 5,14 + \gamma_n \cdot D =$$

$$R = 1,13 \cdot 0,55 \cdot 5,14 + 0,0019 \cdot 50 =$$

$$\mathbf{R = 3,195 + 0,095 = 3,290 \text{ kgf/cm}^2}$$

- Condizioni drenate

verifica a lungo termine - tensioni efficaci

$$\phi' = 24^\circ$$

$$c' = 0,16 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -50 \text{ cm)}$$

$$H_w = -450 \text{ cm p.c. (profondità falda)}$$

$$\gamma_n = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 1,13 \cdot 0,16 \cdot 14 + (0,0019 \cdot 50) \cdot 8,3 =$$

$$\mathbf{R = 2,531 + 0,789 = 3,320 \text{ kgf/cm}^2}$$

Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M2**- Condizioni non drenate***verifica a lungo termine - tensioni efficaci*

$$cu = 0,55/1,4 = 0,393 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_u = 0^\circ$$

D = -80 cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: D' = -50 cm)

Hw = -450 cm p.c. (profondità falda)

$$\gamma_n = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 1,13 \cdot cu \cdot 5,14 + \gamma_n h =$$

$$R = 1,13 \cdot 0,393 \cdot 5,14 + 0,0019 \cdot 50 =$$

$$\mathbf{R = 2,283 + 0,095 = 2,378 \text{ kgf/cm}^2}$$

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

$$\phi' = \arctg(\tan 23^\circ / 1,25) = 18,8^\circ$$

$$c' = 0,16/1,25 = 0,128 \text{ kgf/cm}^2$$

D = -80 cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: D' = -50 cm)

Hw = -450 cm p.c. (profondità falda)

$$\gamma_n = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 1,13 \cdot 0,128 \cdot 12,7 + (0,0019 \cdot 50) \cdot 7 =$$

$$\mathbf{R = 1,837 + 0,551 = 2,388 \text{ kgf/cm}^2}$$

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 γ_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)**

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

$$\mathbf{E_d \leq 3,290 \text{ kgf/cm}^2}$$

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

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

$$E_d \leq \frac{2,378}{1,8}$$

$$E_d \leq 1,321 \text{ kgf/cm}^2$$

Approccio 2:

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

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

$$E_d \leq \frac{3,290}{2,3}$$

$$E_d \leq 1,430 \text{ kgf/cm}^2$$

dove:

E_d = Valore di progetto delle azioni

R_d = Valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

γ_r = Coefficienti parziali (Tab. 6.4.I)

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 esplicitata 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/cm²

γ = peso di volume del terreno in kgf/cm³

c' = coesione del terreno in kgf/cm²

B = larghezza della fondazione in cm

L = lunghezza della fondazione in cm

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

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

Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M1

- Condizioni drenate

verifica a lungo termine - tensioni efficaci

$$\phi' = 24^\circ$$

$$c' = 0,16 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -50 \text{ cm)}$$

$$H_w = -450 \text{ cm p.c. (profondità falda)}$$

$$\gamma_n = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 0,75 \cdot 1,13 \cdot 0,16 \cdot 14 + 0,79 \cdot (0,0019 \cdot 50) \cdot 8,3 =$$

$$\mathbf{R = 1,898 + 0,623 = 2,521 \text{ kgf/cm}^2}$$

Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M2

- Condizioni drenate

verifica a lungo termine - tensioni efficaci

$$\phi' = \arctg(\tan 23^\circ / 1,25) = 18,8^\circ$$

$$c' = 0,16 / 1,25 = 0,128 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -50 \text{ cm)}$$

$$H_w = -450 \text{ cm p.c. (profondità falda)}$$

$$\gamma_n = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 0,74 \cdot 1,13 \cdot 0,128 \cdot 12,7 + 0,79 \cdot (0,0019 \cdot 50) \cdot 5,8 =$$

$$\mathbf{R = 1,359 + 0,435 = 1,794 \text{ kgf/cm}^2}$$

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 γ_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)

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

$$E_d \leq 2,521 \text{ kgf/cm}^2$$

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

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

$$E_d \leq \frac{1,794}{1,8}$$

$$E_d \leq 0,997 \text{ kgf/cm}^2$$

Approccio 2:

- Combinazione: (A1+M1+R3)

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

$$E_d \leq \frac{2,521}{2,3}$$

$$E_d \leq 1,096 \text{ kgf/cm}^2$$

dove:

E_d = Valore di progetto delle azioni

R_d = Valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

γ_r = Coefficienti parziali (Tab. 6.4.I)

STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CEDIMENTI

In relazione al tipo di variazione laterale e verticale del grado di compressibilità dei litotipi riscontrati nel sottosuolo, necessita che il carico di esercizio determini abbassamenti dei terreni di sottofondazione accettabili nel contesto dell'interazione terreno-struttura.

Per il calcolo dei cedimenti si è utilizzata la relazione:

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

dove:

ΔH = cedimento totale in cm

H_o = spessore degli strati considerati in cm

Δp = sovraccarico residuo sullo strato considerato in base al modello matematico di *Jelinek*.

m_v = coefficiente di compressibilità di volume ottenuto dalla relazione di *Sanglerat*: $m_v = 1/\alpha$ qc, nella quale α 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:

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

Assoggettate, in funzione delle caratteristiche generali del previsto fabbricato, ad un carico di esercizio equivalente a:

$$q_a = 0,45 \div 0,50 \text{ kgf/cm}^2$$

e considerando la riduzione della tensione netta sul suolo in funzione del coefficiente di incastro delle fondazioni, per i punti visualizzati in fig.1 si ottengono i seguenti cedimenti.

PROVA N°	Punto/ ΔH cm			
	A	B	C	D
1	2.162	1.866	1.849	1.556
2	2.405	2.068	2.050	1.718
3	2.237	1.913	1.896	1.579
4	2.573	2.159	2.126	1.736

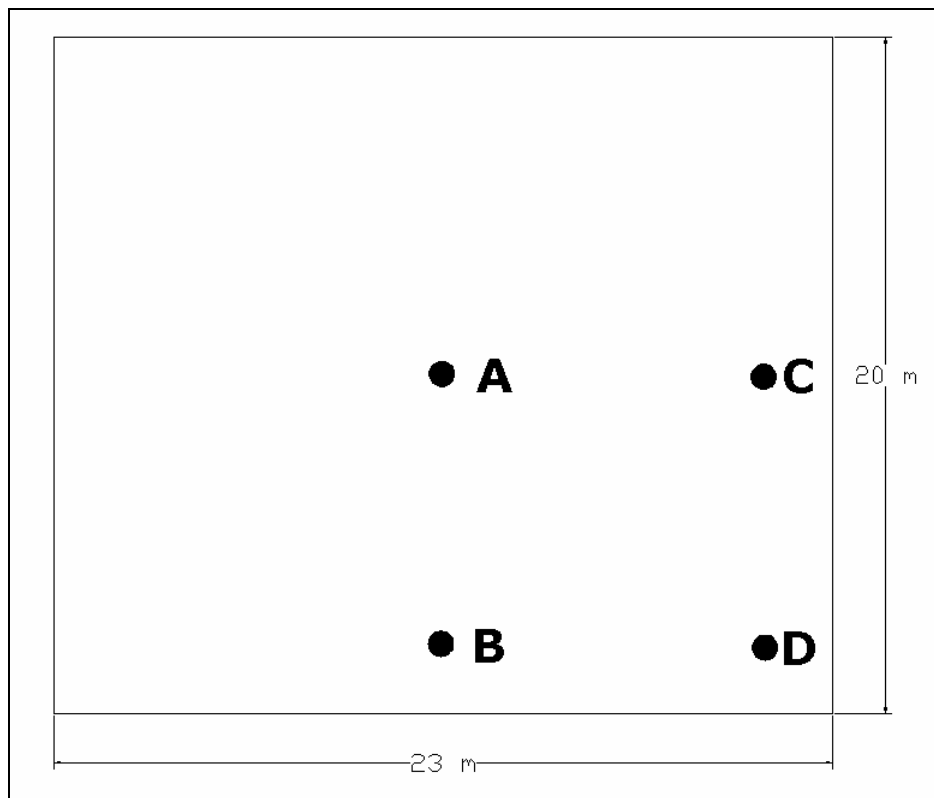


Fig 1. – Punti caratteristi platea

Cedimenti totali di queste entità, per fondazioni con dimensioni equivalenti e soggette a tensioni dello stesso ordine di quelle di progetto, 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: Δ/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	Δh cm	Δ/L
A - B	0,562	$0.70 \cdot 10^{-3}$
A - C	0,580	$0.61 \cdot 10^{-3}$
A - D	0,896	$0.72 \cdot 10^{-3}$
B - C	0,243	$0.20 \cdot 10^{-3}$
B - D	0,559	$0.59 \cdot 10^{-3}$
C - D	0,541	$0.68 \cdot 10^{-3}$

tab. B: Cedimenti differenziali e distorsione angolare (profondità -12 m p.c.)

In rapporto ai valori di cedimento differenziale si rileva che i valori 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)

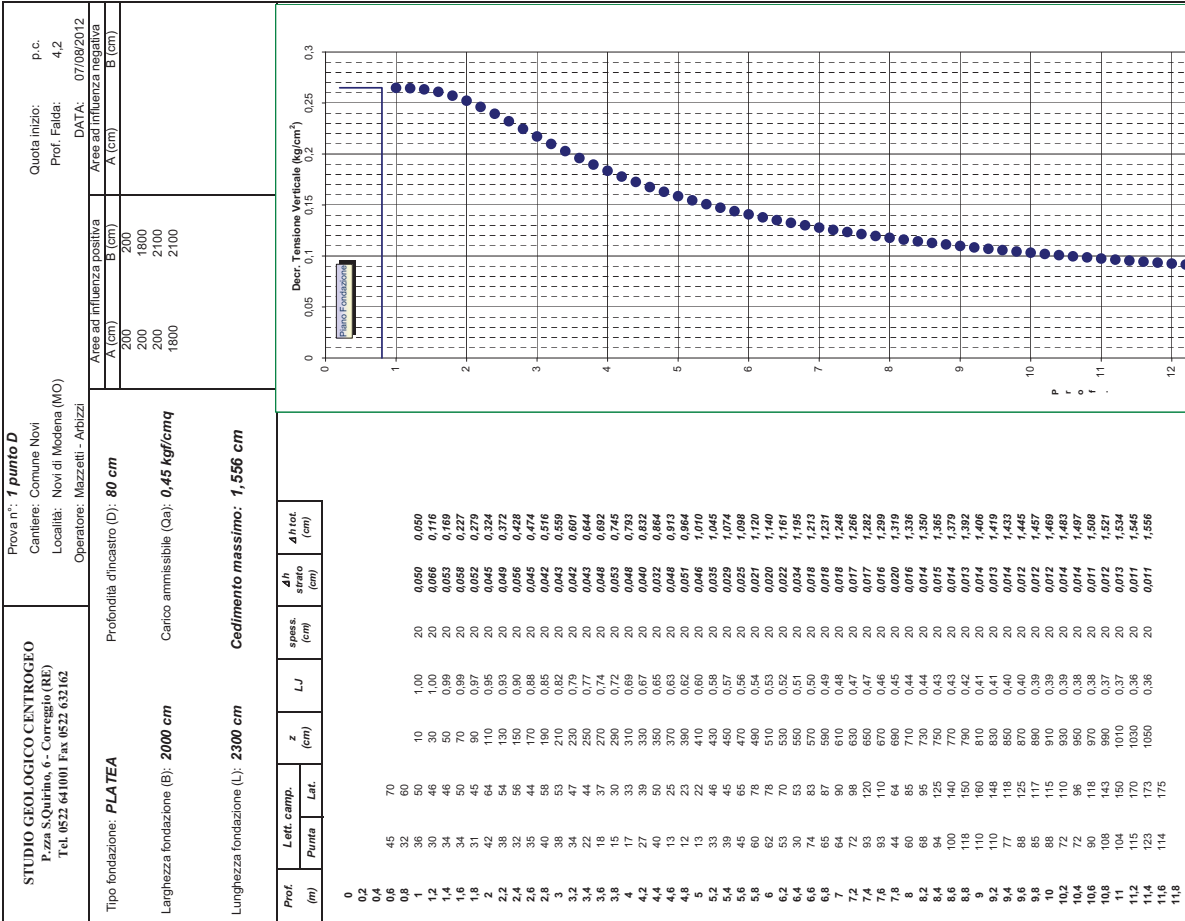
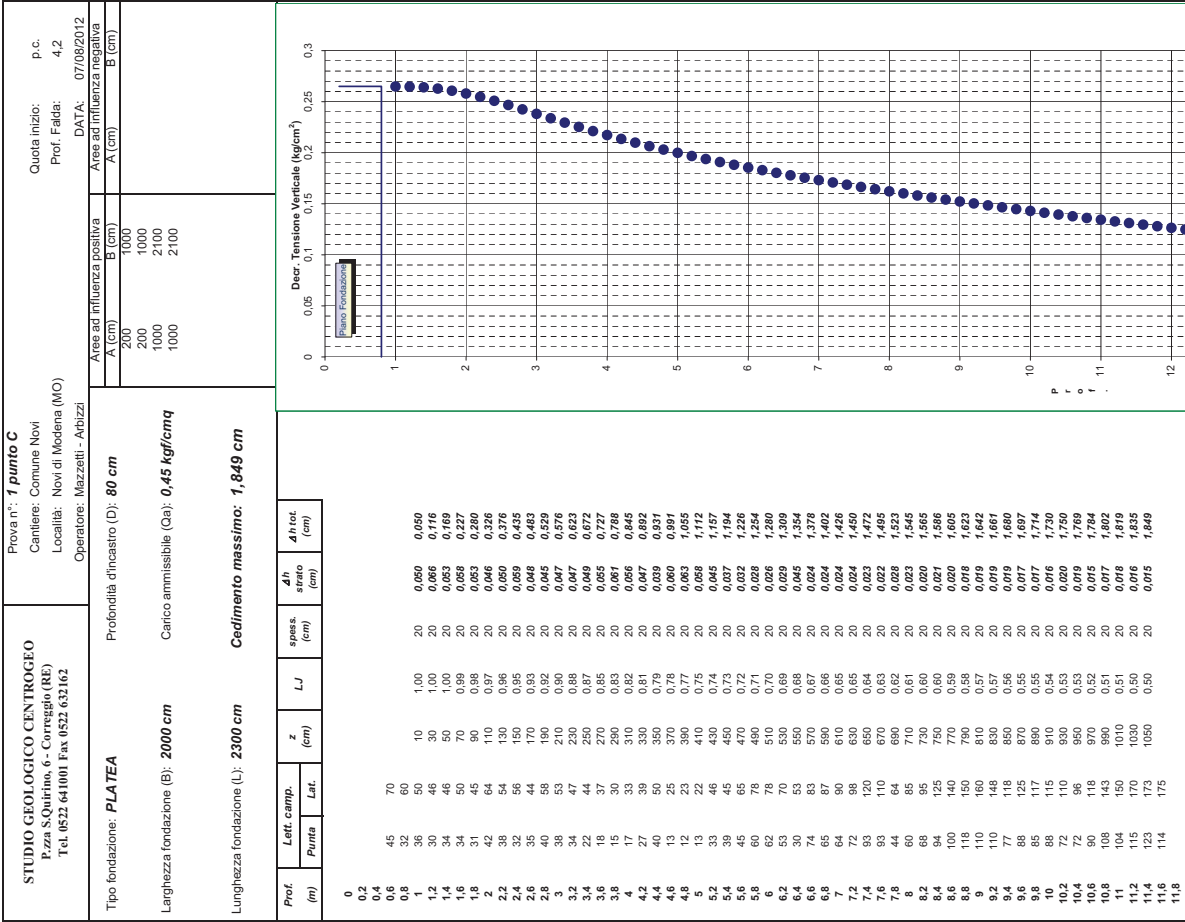
In riferimento a quanto previsto dalle NTC di cui al DM 14/01/2008, DAL n° 112/2007, elaborati di zonazione sismica del PTCP.MO. 2009, in funzione della presenza di corpi sabbioso limosi saturi con spessore di $3 \div 3.5$ m, oltre alla valutazione del coefficiente di amplificazione litologico e stima 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:

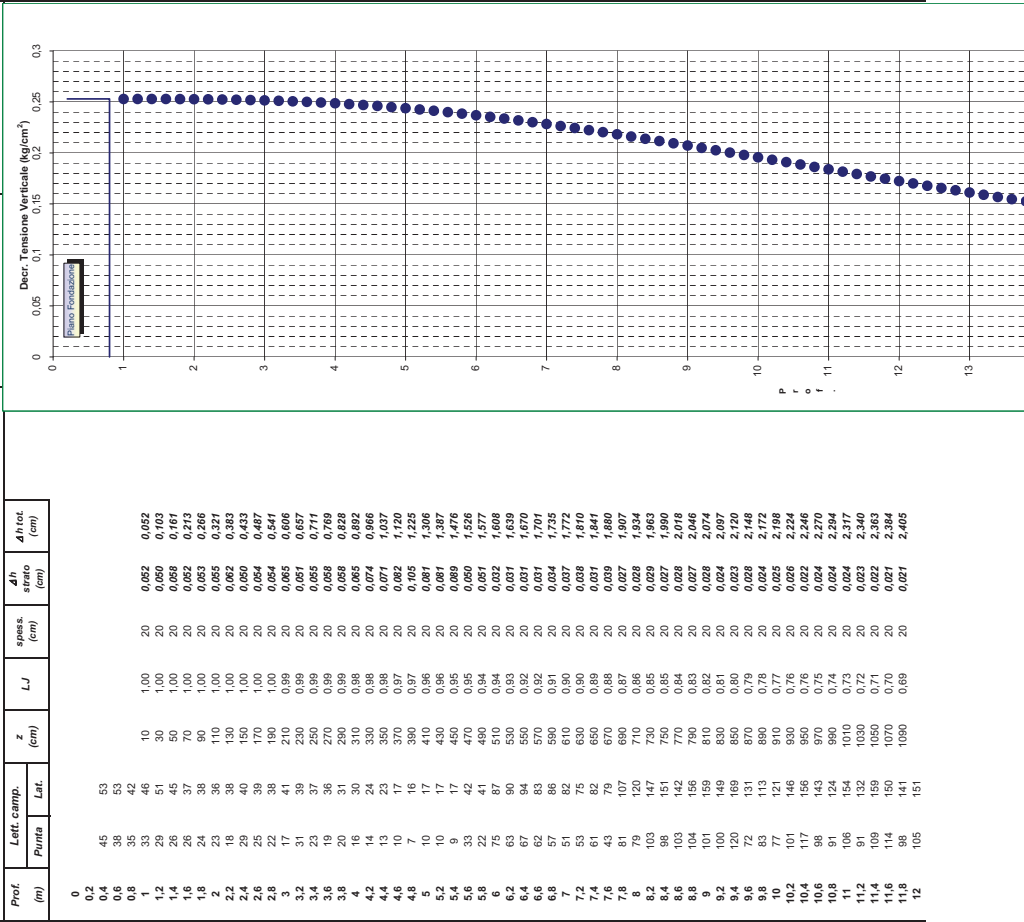
ΔH cm
$0,097 \div 0,100$

praticamente trascurabili.

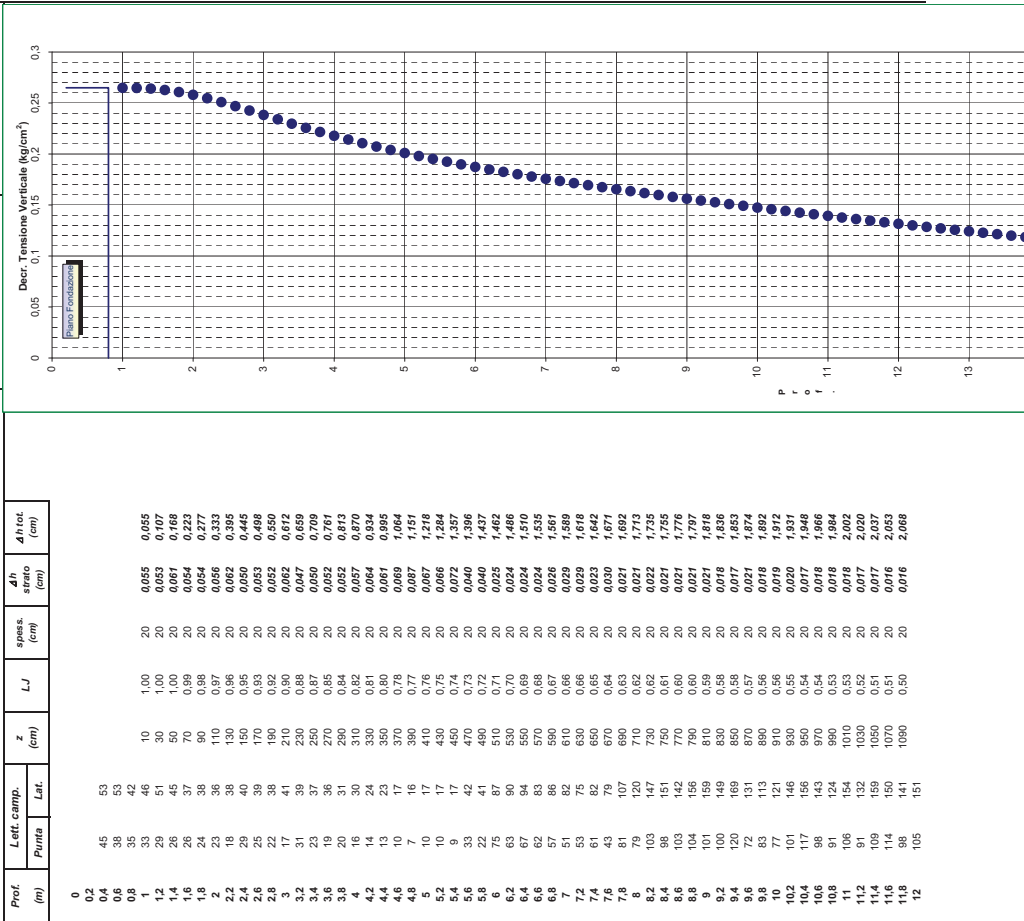
L'entità dei valori dei cedimenti permanenti post sismici ottenuta rientra nel campo di accettabilità per la struttura in oggetto.



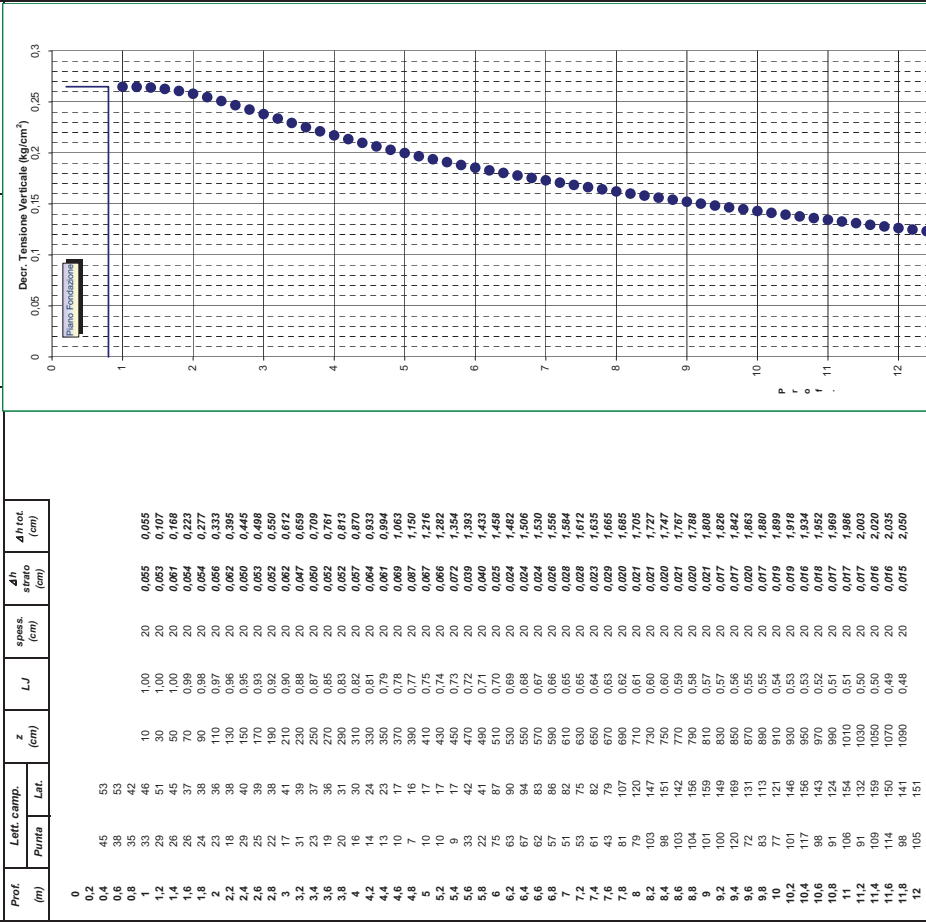
STUDIO GEOLOGICO CENTROGEO P.zza S. Quirino, 6 - Correggio (RE) Tel. 0522 641001 Fax 0522 632162	Prova n°: 2 punto A				Quota inizio: Prof. Falda: DATA: 07/08/2012		p.c. 4,4
	Cantiere: Comune Novi Località: Novi di Modena (MO) Operatore: Mazzetti - Arbizzi				Aree ad influenza positiva		
	Profondità d'incastro (D): 80 cm				A (cm)		B (cm)
	Carico ammissibile (Qa): 0,45 kgf/cm^q				1000		1150
					1000		1150
					1000		1150
					1000		1150
Tipo fondazione: PLATEA							
Larghezza fondazione (B): 2000 cm							
Lunghezza fondazione (L): 2300 cm							
Cedimento massimo: 2,405 cm							



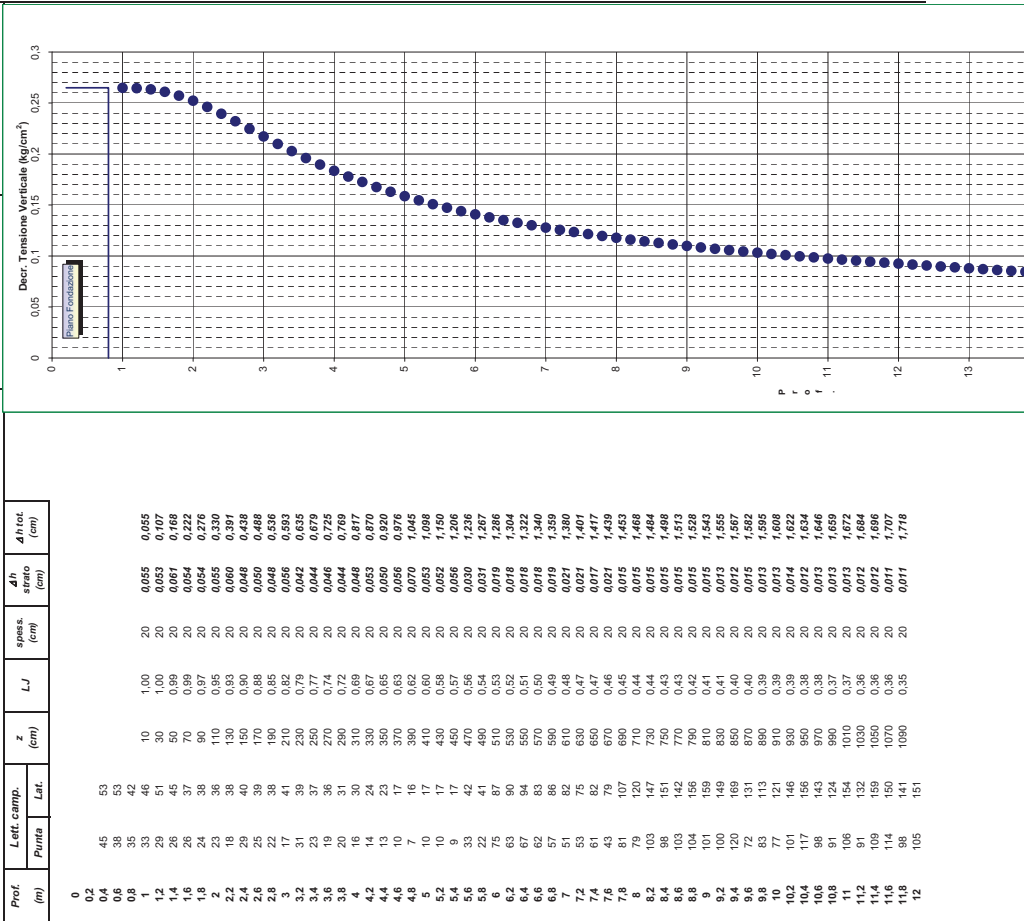
STUDIO GEOLOGICO CENTROGEO P.zza S. Quirino, 6 - Correggio (RE) Tel. 0522 641001 Fax 0522 632162	Prova n°: 2 punto B				Quota inizio: Prof. Falda: DATA: 07/08/2012	p.c. 4,4
	Cantiere: Comune Novi Località: Novi di Modena (MO) Operatore: Mazzetti - Arbizzi					
	Profondità d'incastro (D): 80 cm					
	Tipo fondazione: PLATEA		Carico ammissibile (Qa): 0,45 kgf/cmqa			
	Larghezza fondazione (B): 2000 cm		Cedimento massimo: 2,068 cm			
	Lunghezza fondazione (L): 2300 cm					



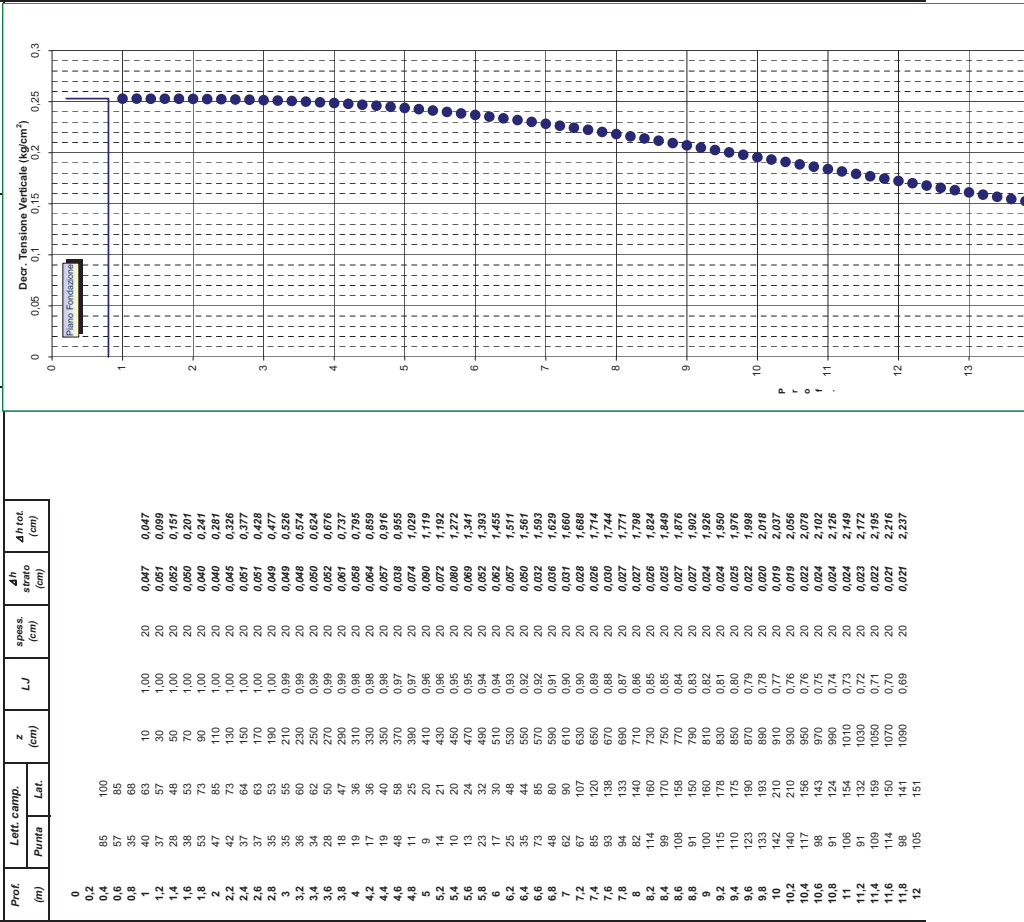
STUDIO GEOLOGICO CENTROGEO P.zza S. Quirino, 6 - Correggio (RE) Tel. 0522 641001 Fax 0522 632162	Prova n°: 2 punto C				Quota inizio: Prof. Falda: 4,4 DATA: 07/08/2012
	Caniliere: Comune Novi Località: Novi di Modena (MO) Operatore: Mazzetti - Arbizzi				
	Area ad influenza positiva A (cm) B (cm) 200 1000 200 1000 200 1000 200 1000				
Profondità d'incastro (D): 80 cm					
Carico ammissibile (Ca): 0,45 kgf/cm^q					
Tipo fondazione: PLATEA					
Larghezza fondazione (B): 2000 cm					
Lunghezza fondazione (L): 2300 cm					
Cedimento massimo: 2,050 cm					



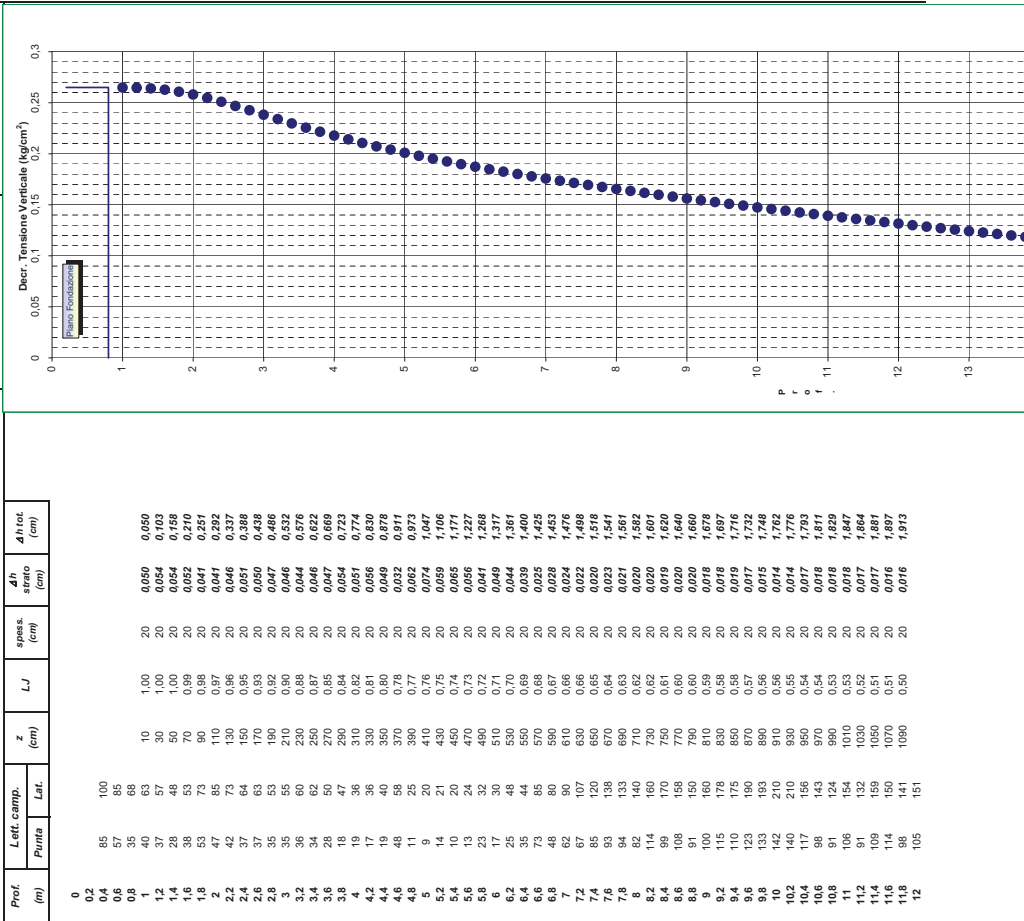
STUDIO GEOLOGICO CENTROGEO P.zza S. Quirino, 6 - Correggio (RE) Tel. 0522 641001 Fax 0522 632162	Prova n°: 2 punto D				Quota inizio: Prof. Falda: 4,4 DATA: 07/08/2012
	Caniliere: Comune Novi Località: Novi di Modena (MO)				
	Operatore: Mazzetti - Arbizzi				
	Area ad influenza positiva		Area ad influenza negativa		
	A (cm)	B (cm)	A (cm)	B (cm)	
	200	200			
Tipo fondazione: PLATEA	Profondità d'incastrò (D): 80 cm				
	Carico ammissibile (Qa): 0,45 kgf/cmq				
Larghezza fondazione (B): 2000 cm					
Lunghezza fondazione (L): 2300 cm	Cedimento massimo: 1,718 cm				



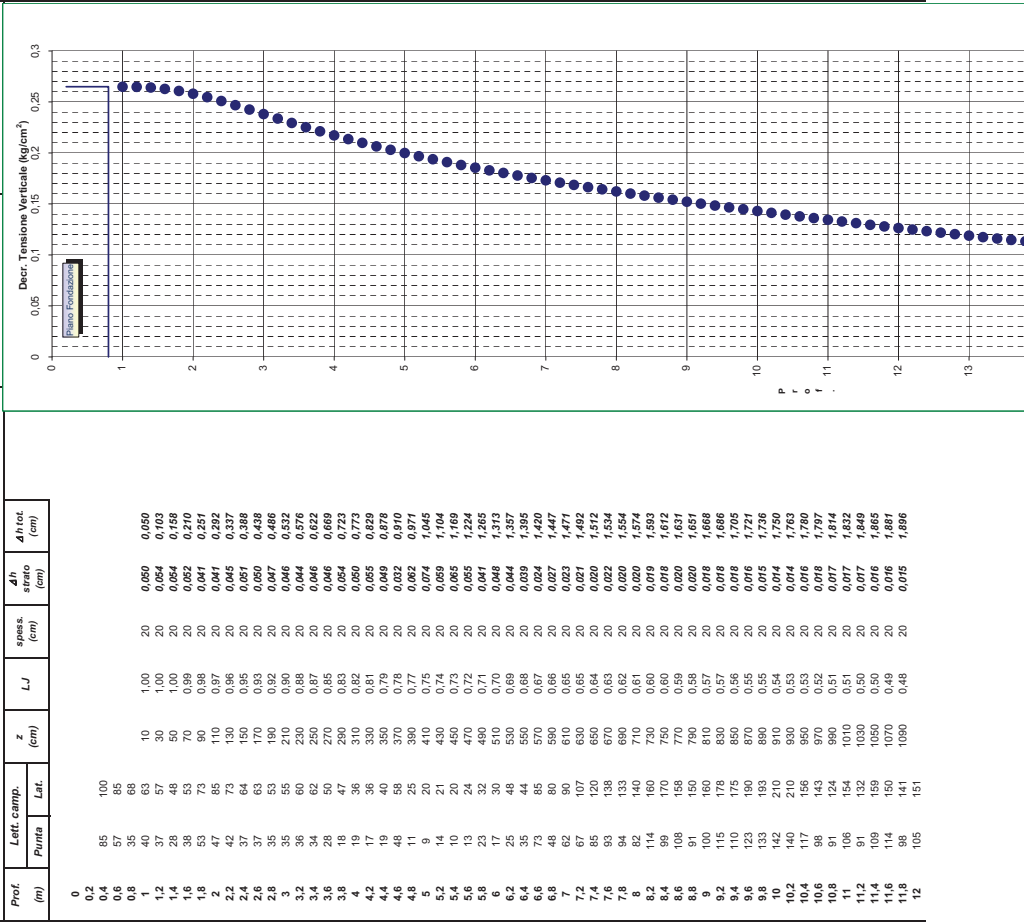
STUDIO GEOLOGICO CENTROGEO P.zza S. Quirino, 6 - Correggio (RE) Tel. 0522 641001 Fax 0522 632162	Prova n°: 3 punto A				Quota inizio: Prof. Falda: 5,2 DATA: 07/08/2012			
	Cantiere: Comune Novi Località: Novi di Modena (MO) Operatore: Mazzetti - Arbizzi				Area ad influenza positiva		Area ad influenza negativa	
					A (cm)	B (cm)	A (cm)	B (cm)
	Profondità d'incastro (D): 80 cm				1000	1150		
					1000	1150		
					1000	1150		
1000					1150			
Tipo fondazione: PLATEA								
Larghezza fondazione (B): 2000 cm				Carico ammissibile (Qa): 0,45 kgf/cm^q				
Lunghezza fondazione (L): 2300 cm				Cedimento massimo: 2,237 cm				



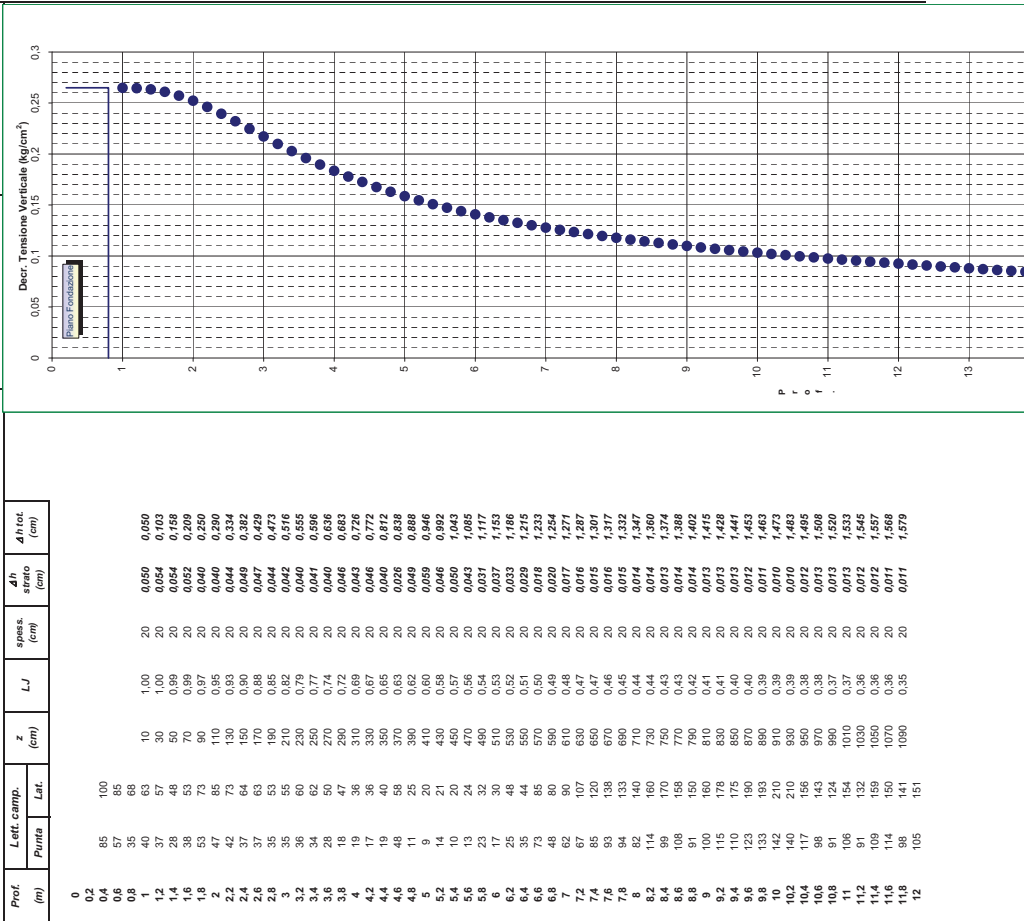
STUDIO GEOLOGICO CENTROGEO P.zza S. Quirino, 6 - Correggio (RE) Tel. 0522 641001 Fax 0522 632162	Prova n°: 3 punto B				Quota inizio: Prof. Falda: 5,2 DATA: 07/08/2012	
	Cantiere: Comune Novi Località: Novi di Modena (MO) Operatore: Mazzetti - Arbizzi				Area ad influenza positiva A (cm) B (cm)	
	Profondità d'incastro (D): 80 cm				200 1150	
					200 1150	
					1150 1800	
1150 1800						
Tipo fondazione: PLATEA		Carico ammissibile (Qa): 0,45 kgf/cmqa				
Larghezza fondazione (B): 2000 cm		Cedimento massimo: 1,913 cm				
Lunghezza fondazione (L): 2300 cm						

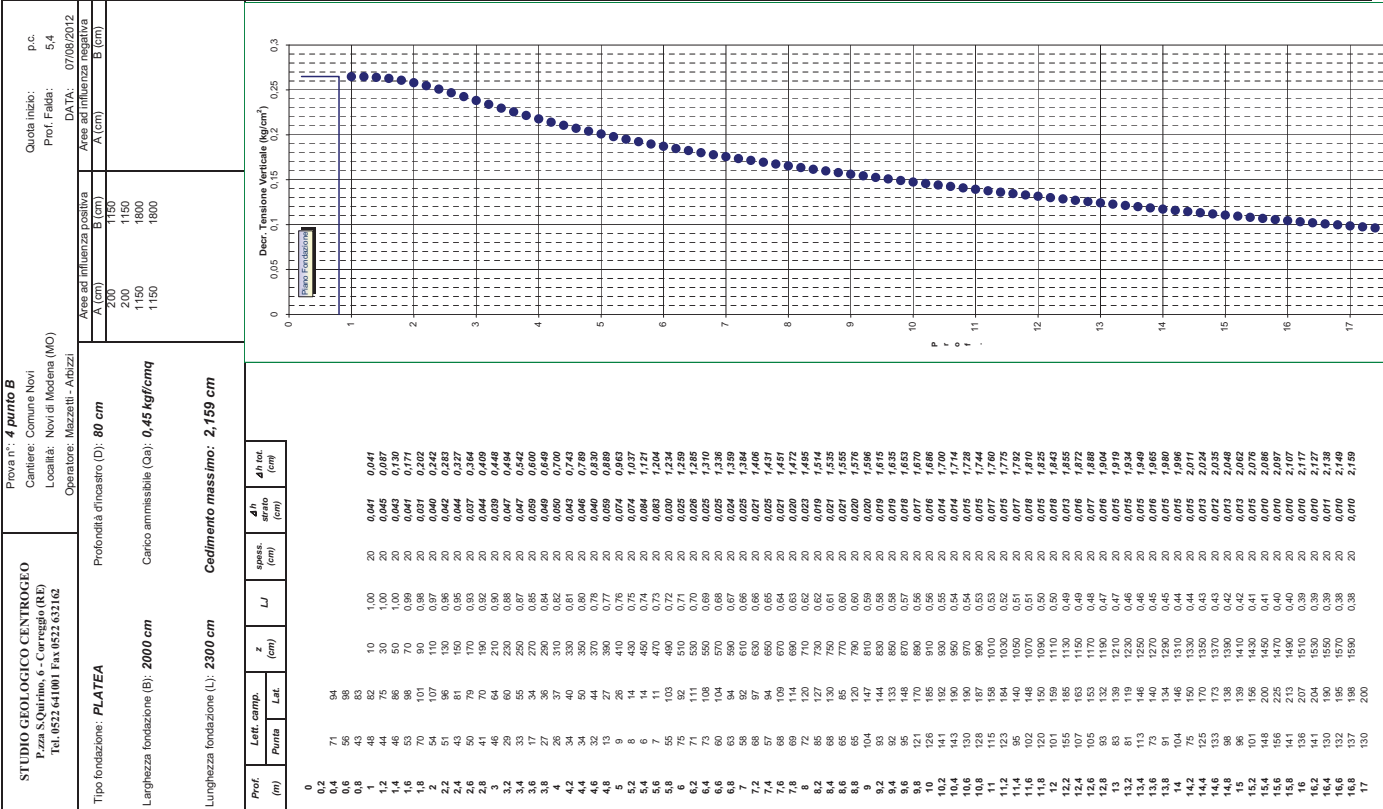
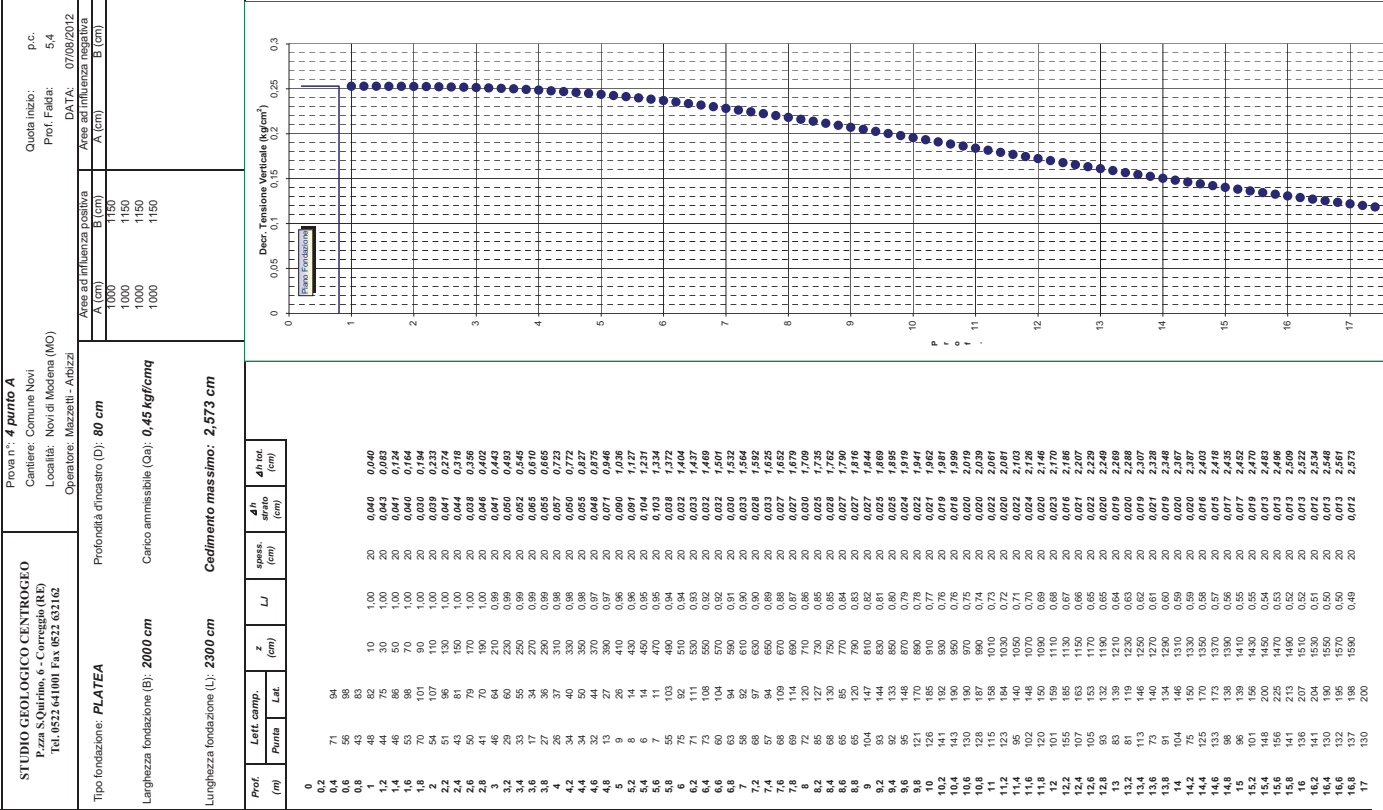


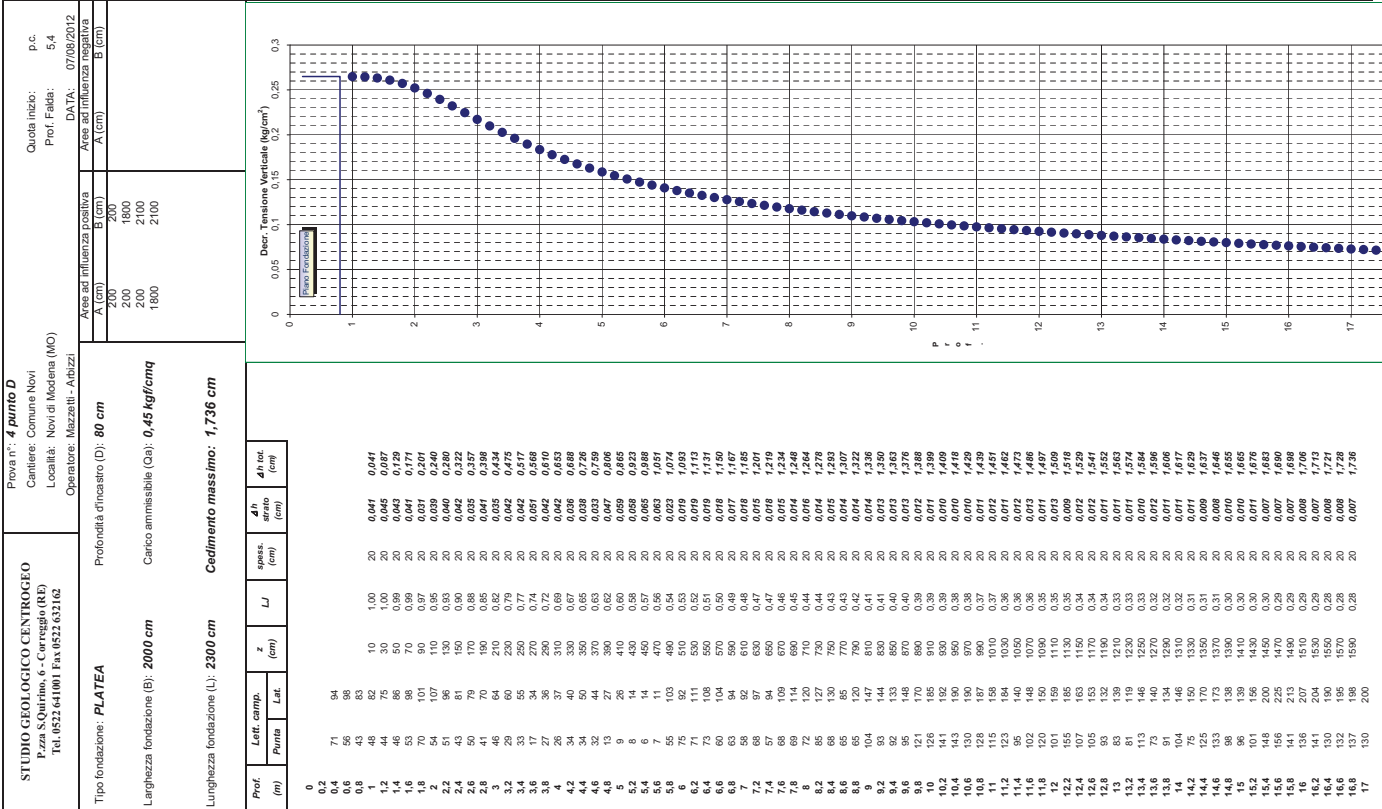
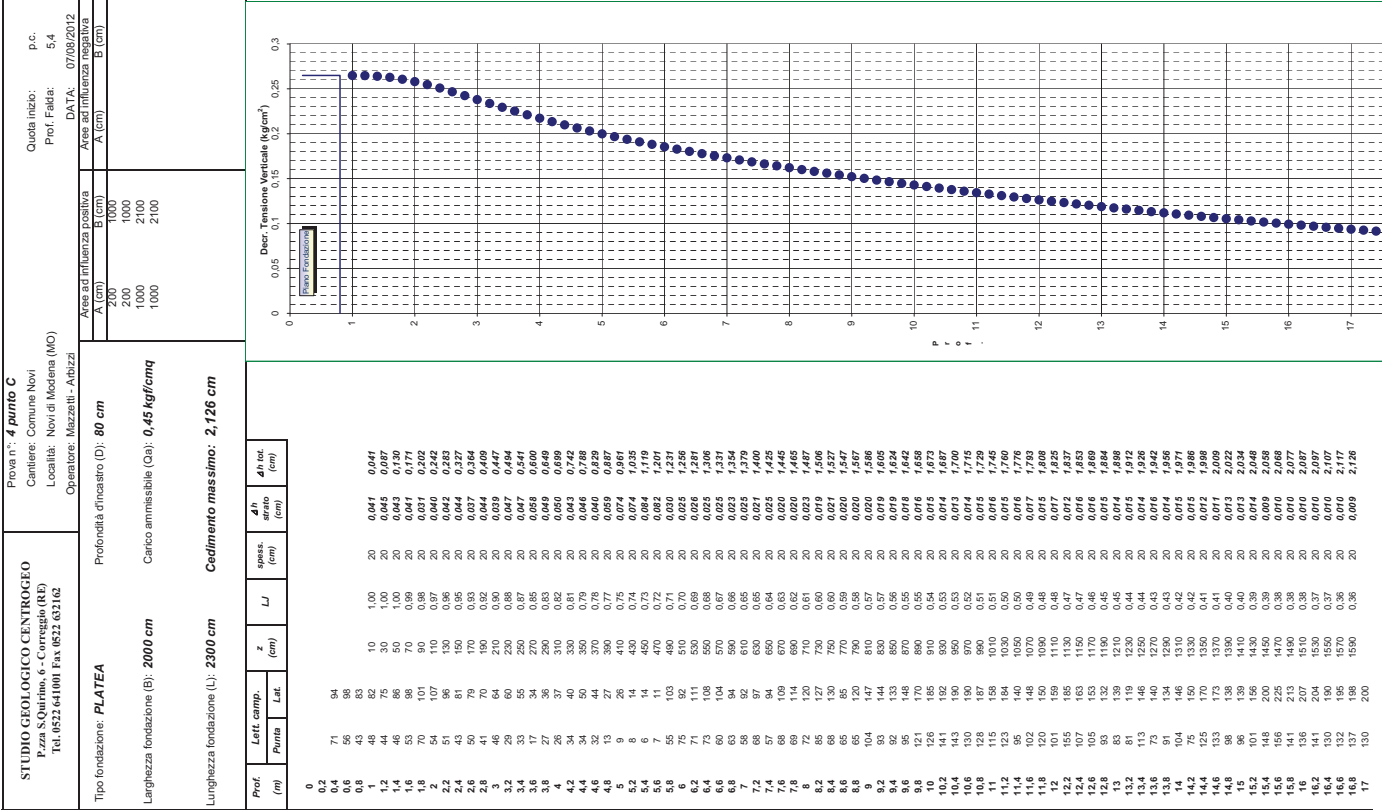
STUDIO GEOLOGICO CENTROGEO P.zza S. Quirino, 6 - Correggio (RE) Tel. 0522 641001 Fax 0522 632162	Prova n°: 3 punto C			Quota inizio: Prof. Falda: 5,2 DATA: 07/08/2012		
	Cantiere: Comune Novi Località: Novi di Modena (MO) Operatore: Mazzetti - Arbizzi			Area ad influenza positiva A (cm) B (cm) E (cm)		
	Profondità d'incastro (D): 80 cm			Area ad influenza negativa A (cm) B (cm) E (cm)		
				Tipo fondazione: PLATEA		
				Larghezza fondazione (B): 2000 cm		
				Carico ammissibile (Qa): 0,45 kgf/cm^q		
Lunghezza fondazione (L): 2300 cm						
Cedimento massimo: 1,896 cm						



STUDIO GEOLOGICO CENTROGEO P.zza S. Quirino, 6 - Correggio (RE) Tel. 0522 641001 Fax 0522 632162	Prova n°: 3 punto D				Quota inizio: Prof. Falda: 5,2 DATA: 07/08/2012	
	Cantiere: Comune Novi Località: Novi di Modena (MO) Operatore: Mazzetti - Arbizzi				Area ad influenza positiva A (cm) B (cm) E (cm)	
	Profondità d'incastro (D): 80 cm				Area ad influenza negativa A (cm) B (cm) E (cm)	
	Tipo fondazione: PLATEA					
	Larghezza fondazione (B): 2000 cm					
	Carico ammissibile (Qa): 0,45 kgf/cm^q					
Lunghezza fondazione (L): 2300 cm						
Cedimento massimo: 1,579 cm						







CONCLUSIONI E SUGGERIMENTI

In riferimento alle elaborazioni di progetto per realizzazione della nuova sede municipale del Comune di Novi di Modena (MO), è stata effettuata l'analisi modellazione geotecnica e caratterizzata sismica oggetto della presente relazione.

La disamina delle caratteristiche del sottosuolo dell'area di intervento eseguita su commissione dell'**AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI NOVI DI MODENA**, – Modena, 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; PTCP.MO, 2010.

Geologia – Geomorfologia

Il territorio in esame appartiene alla fascia della Bassa Pianura, che nelle zone meridionali passa alla Media Pianura, costituitasi tra i coni alluvionali pedeappenninici ed il settore francamente dominato dal Po.

L'agente che ha influito più recentemente sulla formazione del territorio di Novi (MO) è il F. Secchia. Quest'ultimo, che delimita il bordo orientale del comune, sino circa al VII° ÷ IX° secolo d.C. procedeva in direttrice sud nord sino all'altezza di Cavezzo - Concordia e successivamente volgeva ad est unendosi al Crostolo e sfociava al Po nei pressi di Bondeno.

In epoche medio recenti hanno esercitato azioni importanti sulla costruzione del territorio il Fiume Po ed il T. Crostolo. Quest'ultimo ha formato il tracciato di canale fluviale estinto orientato ovest – est, che si estende secondo l'allineamento dei capoluoghi Campagnola E. – Fabbrico – Rolo – Novi di Modena e prosegue in direzione orientale verso l'intersezione Cavo Acque Basse Modenese/Canale Giardino, dove non è più identificabile. Tale condizione è correlata agli alluvionamenti del F. Secchia che, come documentano fonti storiche, risulta abbia deviato verso settentrione in epoche più recenti in conseguenza della rotta tra il 1300 ed il 1400 d.C. in prossimità di Concordia s.S.; successivamente a questa, detto fiume confluì al Po a nord di Quistello.

Nel recente passato il Secchia ha esondato in sponda sinistra, come evidenziano le sequenze a cono di rotta rilevate da sondaggi, l'analisi delle foto aeree e del microrilievo. Tali fenomeni si osservano a nord di Rovereto s. Secchia in prossimità di Castello Balestrino ed a nord di S. Antonio in Mercadello.

Nel settore in esame le pendenze oscillano mediamente tra 2 ÷ 5 % e localmente declinano in direttrice sud est – nord ovest; le inclinazioni territoriali del dosso Rolo – Novi di Modena sono orientate ovest – est; le quote medie dell'area di intervento, sono comprese tra 19,5 e 20,5 m s.l.m.

Il paleoalveo attribuibile al T.Crostolo, che dalle zone orientali del Comune di Rolo, si sviluppa con andamento sud ovest – nord est, subparallelamente all'arteria di

comunicazione Rolo - Novi, dove flette in direzione orientale, ha determinato condizioni che hanno ritardato i processi di deposizione nelle fasce territoriali a settentrione del capoluogo ed a meridione dello stesso. Quanto esposto è confermato dalla presenza delle estese zone vallive presenti circa 800÷1000 m a nord, costituite da litotipi prevalentemente argillosi testimoniando ambienti palustri a sedimentazione lenta. Analoga considerazione può essere estesa alle ampie aree vallive che si sviluppano a sud di Via Cantonazzo – Rubona – Boschi, in territorio di Carpi e parte meridionale di quello di Novi di Modena.

La sequenza litologica locale nei primi 5 ÷ 6 metri dal piano campagna, evidenzia la presenza di litotipi prevalentemente limoso argillosi e argilloso limosi, contenenti locali orizzonti, a spiccata lenticolarità, limosi sabbiosi e, occasionalmente, sabbioso limosi. Di seguito si rilevano litotipi prevalentemente sabbiosi addensati, sino a - 12 ÷ - 17 m p.c..

La successione rilevata concorda con le caratteristiche di accrescimento geomorfologico della parte di territorio in oggetto: zona di piana alluvionale esondabile al bordo di fascia di terminazione laterale di paleoalveo.

Falda idrica sotterranea

Il livello della falda freatica al momento delle prove, Agosto 2012, nei fori delle indagini penetrometriche, è stato misurato a -5,2 ÷ -5,4 m dal piano campagna.

Al periodo dei rilevamenti pozzi effettuati nel contesto delle analisi di PRG 1999, la profondità della falda idrica nell'area a cui appartiene il sito di intervento corrispondeva a:

$$\delta H_{2O} = - 3,5 \div -4,0 \text{ m p.c.}$$

ne consegue che nella zona in oggetto si è verificata un'escursione negativa della falda idrica sotterranea equivalente a:

$$\Delta = 1,5 \div 2,0 \text{ m}$$

Per quanto riguarda l'interazione delle opere fondali con le falde idriche sotterranee non si avranno sensibili modificazioni rispetto alle condizioni in essere, in rapporto alla profondità della falda freatica e del previsto piano di posa delle fondazioni.

Esondabilità

L'area sede del capoluogo in passato non è stata soggetta a fenomeni di allagamento. Le pendenze medie territoriali dell' area di intervento ed il suo intorno, sono maggiori del 2 ‰ ed i terreni presenti hanno granulometrie prevalentemente limose – limoso sabbiose. Tali caratteristiche evidenziano un buon grado delle condizioni del drenaggio idrico superficiale.

Modellazione sismica

Il sottosuolo dell'area a cui appartiene il territorio di Novi di Modena, è caratterizzato dalla presenza della culminazione assiale delle formazioni che costituiscono la Dorsale Ferrarese, che localmente, nei settori a cui appartiene il capoluogo, si rinvencono a profondità di $-0.2 \div -0.5$ km dal piano campagna (parte settentrionale e centrale dell'area comunale). Tali formazioni procedendo in direzione meridionale si approfondiscono rapidamente nel sottosuolo attestandosi a $-2 \div -2.5$ km in prossimità di S. Antonio in Mercadello ed a $-3.5 \div -4.5$ km nella zona di Rovereto – Cavezzo.

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

In riferimento ai recenti eventi sismici del maggio 2012 con $M = 5.1 - 6$ verificatisi nell'area tra Moglia – Carpi – Cavezzo – Mirandola, la distribuzione dei punti di intensità, al 15/06/2012, pubblicati dalla Protezione Civile Nazionale, evidenziano una fascia con I_s (MCS) = 7, allungata in senso sud sud ovest – nord nord est circa estesa secondo l'allineamento Moglia – S. Marino di Carpi che asseconda l'andamento della fascia di faglie a componente prevalentemente orizzontale, che nella Carta Sismotettonica RER è classificato come linea tettonica di età pleistocenica inferiore con possibili riattivazioni.

Tali corrispondenze degli areali indica che la fascia di sottosuolo a cui appartiene il sopracitato sovrascorrimento sia stata interessata da riattivazioni.

Quanto esposto denota che l'area a cui appartiene Novi di Modena è interessata da sismicità di grado relativo più alto rispetto ai territori $15 \div 20$ km più a nord e ad ovest ed inferiore rispetto alle zone $15 \div 25$ km ad oriente.

Caratterizzazione Sismica – microzonazione

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'esecuzione di due stendimenti sismici a rifrazione con metodo integrato

attivo – passivo MASW - Re.Mi, che ha fornito valori pari a $V_{s30} = 231$ m/sec (Re.Mi – MASW 1) e $V_{s30} = 224$ m/sec (Re.Mi – MASW 2), 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).

In rapporto ai parametri ottenuti dalle prospezioni MASW/Re.Mi. ed HVSR, degli accelerogrammi del database RER, elaborati con codice di calcolo Shake ed allo spessore ed omogeneità dei materiali che formano i primi $110 \div 150$ 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:

Periodo T (sec)	Fattore di amplificazione (FA – DAL 112/05)	Fattore di amplificazione
0 (FA PGA)	1,5	1,88
0,1 - 0,5	1,8	2,28
0,5 - 1	2,4	1,98

Il fattore di amplificazione topografico corrisponde a:

$$St = 1,0$$

La determinazione della frequenza fondamentale dei terreni con metodo HVSR ha evidenziato un picco di amplificazione, equivalente a:

$$f_0 = 0,4 \text{ Hz}$$

corrispondente al periodo principale:

$$t_0 = 2,5 \text{ sec}$$

Si riscontra inoltre la presenza di picchi di amplificazione di secondo e terzo ordine, equivalenti a:

$$f_1 = 0,75 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 1,00 \text{ Hz}$$

corrispondenti rispettivamente ai periodi:

$$t_1 = 1,33 \text{ sec}$$

$$t_2 = 1 \text{ sec}$$

Nell'ambito degli studi relativi alla fase esecutiva, sarà opportuno accertare, considerando tali valori, che non si verifichino fenomeni di doppia risonanza terreno – struttura.

I valori delle frequenze sopra descritte in rapporto alle velocità di propagazione evidenziate delle verticali Re.Mi/MASW, denotano per il picco principale un'elevata corrispondenza/identità con la profondità alla quale le perforazioni eseguite da AGIP individuano le formazioni meso-cenozoiche.

Le frequenze di 2° ordine: $0.7 \div 0.65$ Hz, mostrano un elevato grado di corrispondenza con le profondità alle quali è presente il tetto del Quaternario Marino, come individuato nelle sezioni elaborate per la cartografia C.A.R.G. RER; la frequenza di 3° ordine: 1 Hz, presenta un ottimo grado di corrispondenza con la base del Sistema AES.

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 (1997)* modificato.

Detta disamina ha evidenziato per la successione litotecnica dei primi $12 \div 17$ m del sottosuolo, ad eccezione di un sottile livello con spessore di 20/40 cm, l'assenza di orizzonti e/o lenti suscettibili a liquefazione in corrispondenza di eventi sismici sino a magnitudo equivalente ad $M = 6$ e per $a_{max}/g = 0.35$; il sottile strato in Cpt 2 con spessori di 20/40 cm tra -5,0 e -5,4 m pc ha evidenziato un coefficiente di sicurezza 0,85. In funzione della profondità e dell'esiguo spessore di detto sottile strato risulta che comunque tali condizioni non determinano influenze significative sulla stabilità del sito in rapporto agli effetti correlati a possibile liquefazione.

L'indice del potenziale risulta $I_L = 0.0$ per le verticali cpt 2 – 3 – 4 e pertanto a rischio di liquefazione nullo; per la verticale cpt 1 l'indice del potenziale di liquefazione risulta $I_L = 1.1$, di grado molto basso e pertanto praticamente trascurabile.

Tensioni ammissibili

I caratteri geotecnici dei terreni, desunti da tre prove penetrometriche statiche, Cpt Rm, eseguite nel sito di intervento, in funzione del tipo di variabilità laterale del grado di compressibilità dei terreni nei primi metri del sottosuolo, evidenziano possibile l'adozione di fondazioni dirette a platea generalizzata, a comportamento poco flessibile/rigido.

In riferimento a quanto sopra esposto, in funzione dei punti di indagine effettuati, risulta utilizzabile un carico di esercizio in termini di *tensioni ammissibili* equivalente a:

$$q_a = 1,1 \text{ kgf/cm}^2$$

per una profondità del piano di posa corrispondente a:

$$D = -0,8 \text{ m}$$

dal piano campagna naturale al momento delle prove.

Stato limite ultimo

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 dovranno essere inseriti negli approcci di verifica scelti dalla progettazione strutture e diminuiti del coefficiente di riduzione della resistenza del sistema (γ_r).

Stato limite ultimo dei terreni di fondazione in condizioni statiche e dinamiche

In riferimento ai dettati del DM 14/01/08, si è determinata la resistenza R del terreno di fondazione allo stato limite ultimo (SLU-SLV) adottando i parametri previsti nella tab. 6.2.II – combinazioni di coefficienti parziali M1 ed M2, che riducono i parametri geotecnici.

	<i>Condizioni statiche</i>	<i>Condizioni dinamiche</i>
CONDIZIONE M1 <i>tensioni totali</i>	$R = 3,290 \text{ kgf/cm}^2$	-
CONDIZIONE M1 <i>tensioni efficaci</i>	$R = 3,320 \text{ kgf/cm}^2$	$R = 2,521 \text{ kgf/cm}^2$
CONDIZIONE M2 <i>tensioni totali</i>	$R = 2,378 \text{ kgf/cm}^2$	-
CONDIZIONE M2 <i>tensioni efficaci</i>	$R = 2,388 \text{ kgf/cm}^2$	$R = 1,794 \text{ kgf/cm}^2$

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 γ_r esposti nella tabella 6.4.I. per la definizione della resistenza di progetto (R_d), ottenendo:

	<i>Condizioni statiche</i>	<i>Condizioni dinamiche</i>
Approccio 1:		
- Combinazione (A1+M1+R1)	$E_d \leq 3,290 \text{ kgf/cm}^2$	$E_d \leq 2,521 \text{ kgf/cm}^2$
- Combinazione (A2+M2+R2)	$E_d \leq 1,321 \text{ kgf/cm}^2$	$E_d \leq 0,997 \text{ kgf/cm}^2$
Approccio 2:		
- Combinazione (A1+M1+R3)	$E_d \leq 1,430 \text{ kgf/cm}^2$	$E_d \leq 1,096 \text{ kgf/cm}^2$

dove:

E_d = Valore di progetto delle azioni

Nel contesto delle fasi esecutive, come precedentemente detto, nell'eventualità si riscontrassero diverse condizioni rispetto a quelle assunte in base alle indagini effettuate, saranno da adottarsi adeguate tecniche alternative, da definirsi in funzione delle differenti condizioni rilevate e considerate.

Cedimenti

In funzione del tipo di compressibilità che contraddistingue i terreni formanti il sottosuolo, per fondazioni dirette a platea generalizzata, a comportamento poco flessibile, soggetta a carichi verticali centrati e tensioni sul suolo come previsto, risultano valori dei cedimenti totali, differenziali e di distorsione angolare rientranti nel campo dell'accettabilità.

I valori dei cedimenti post sismici ottenuti, pari a $0,097 \div 0,100$ cm, sono di entità praticamente trascurabile per le previste strutture.

Le prove eseguite hanno evidenziato assenza locale di orizzonti formati da materiali di riporto e/o elevatamente compressibili; nonostante ciò, si dovranno seguire con attenzione gli sbancamenti accertando non siano presenti terreni torbosi e/o riporti o rimaneggiamenti.

Nell'eventualità di detti riscontri, si dovranno asportare i materiali sopra indicati sino al raggiungimento del substrato consistente e riportarsi alla quota di progetto o con tout venant inumidito e vibrato, messo in opera per strati successivi con spessori non superiori a 30 cm o con getto di conglomerato magro; in alternativa potrà essere mantenuta la profondità del piano di posa indicato ed eseguire allungamenti dei cordoli e/o pilastri sino alla fondazione.

Modulo di reazione

In funzione dei parametri caratteristici dei terreni presenti nei primi 17 m del sottosuolo e delle caratteristiche litogranulometriche degli stessi, si sono determinati i valori dei moduli di reazione di seguito esposti:

Unità	Profondità terreni	Modulo di reazione K = kgf/cmc
Unità 1	Da -0,8 a -3,0 m p.c.	1,80
Unità 1bis	Da -0,8 a -3,0 m p.c.	1,65
Unità 2	Da - 3,0 a - 4,0 ÷ - 4,5 m p.c.	1,38
Unità 2bis	Da - 3,5 ÷ - 4,5 m p.c.	1,75
Unità 3	Da - 4,0 ÷ - 4,5 a - 5,5 ÷ - 6,0 m p.c.	1,16
Unità 4	Da - 5,5 ÷ - 6,0 a - 7,5 ÷ - 9,0 m p.c.	3,12
Unità 5	Da - 7,5 ÷ - 9,0 a - 17,0 m p.c.	5,35

Oltre a quanto esposto è opportuno adottare i seguenti accorgimenti:

- *Accertare l'assenza di eventuali strati cedevoli e/o rimaneggiati e nell'eventualità di loro riscontro effettuare idonei risanamenti.*
- *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.*
- *Operare in modo che il tempo tra l'apertura degli sbancamenti e la costruzione delle fondazioni sia breve per limitare il rilassamento di fondo scavo ed infiltrazioni d'acqua.*
- *Regolarizzare e proteggere i piani di posa delle opere fondali con getto di conglomerato magro.*

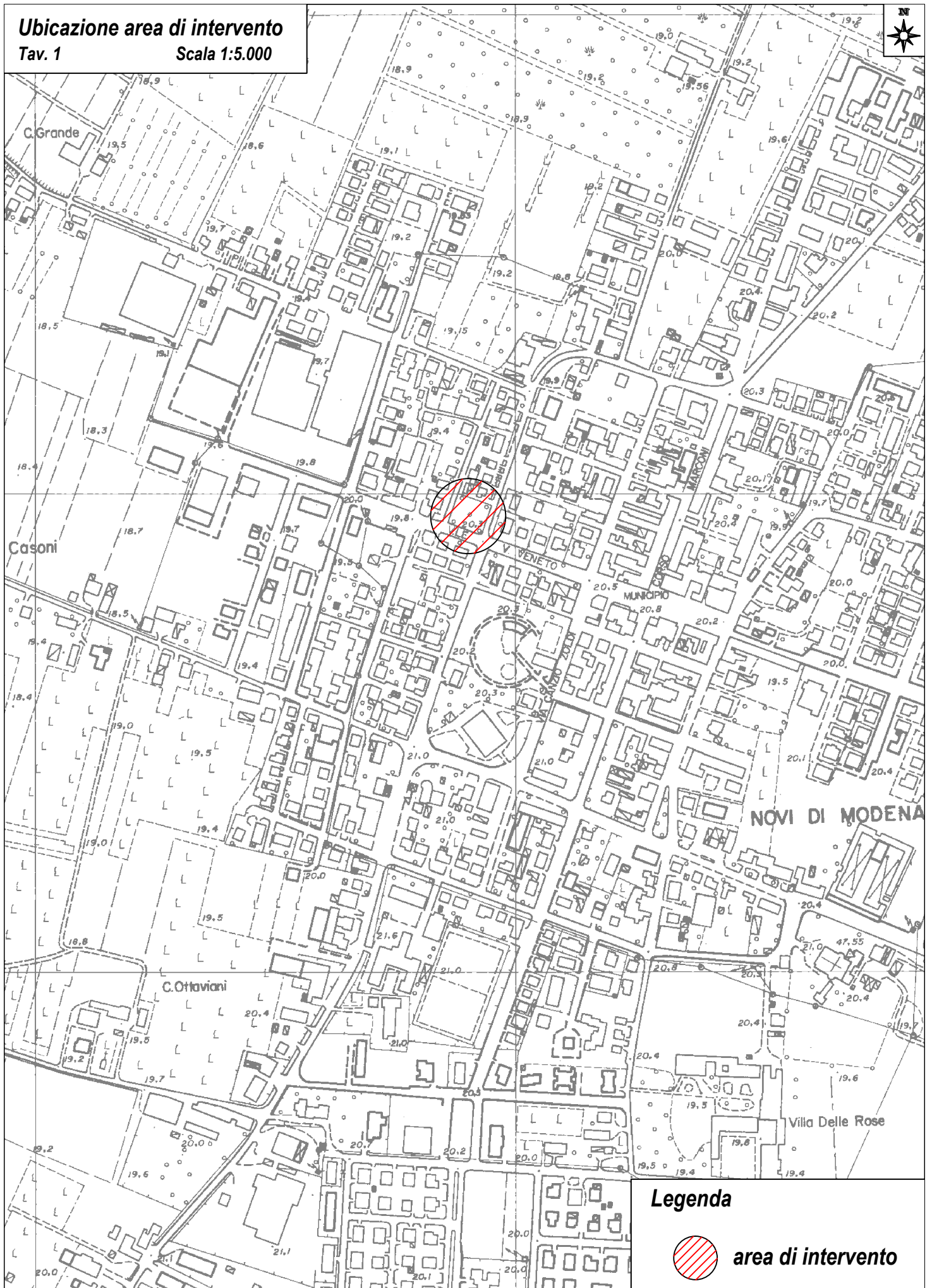
Dr. Geol. GIAN PIETRO MAZZETTI

ALLEGATI

Ubicazione area di intervento

Tav. 1

Scala 1:5.000

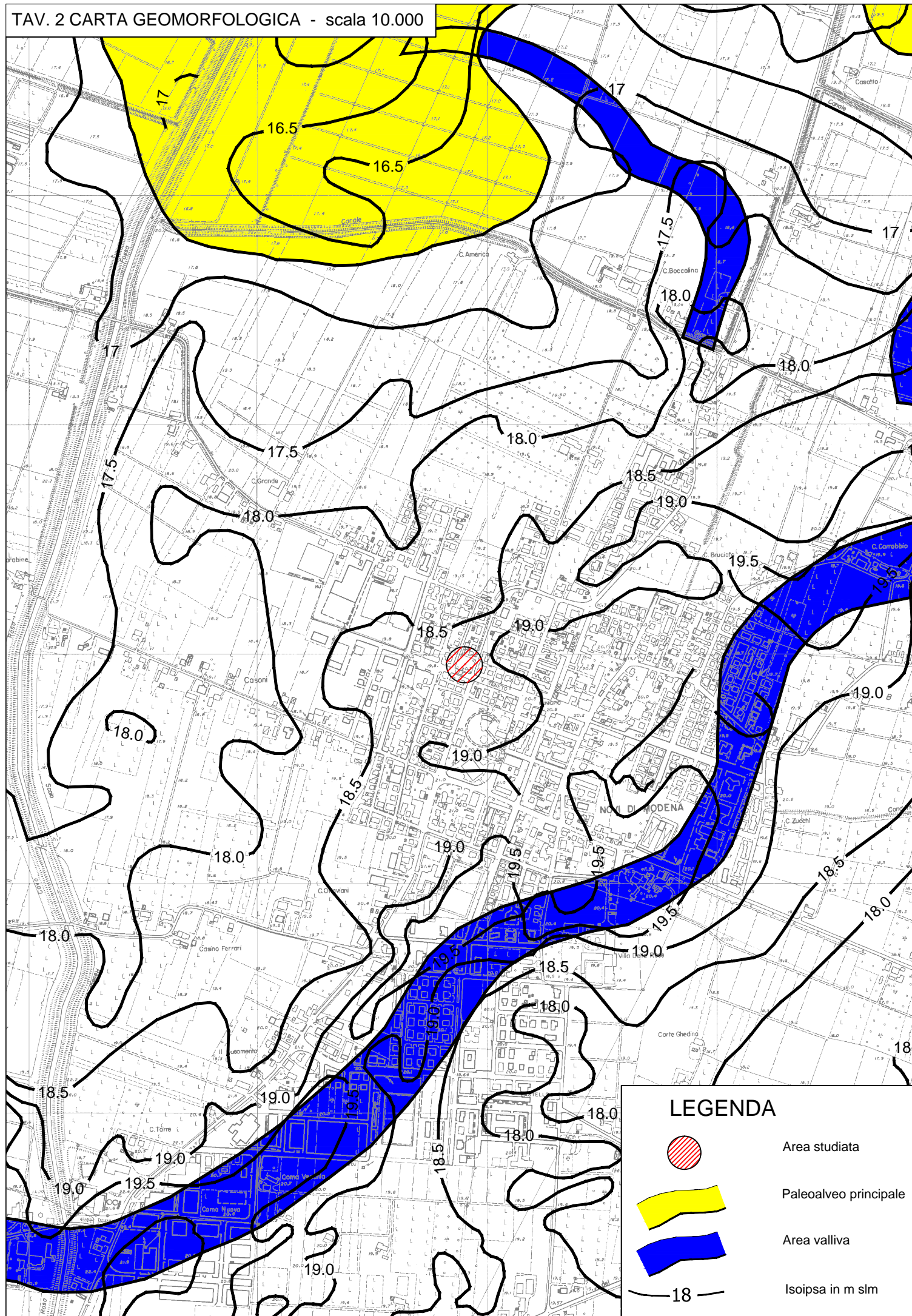


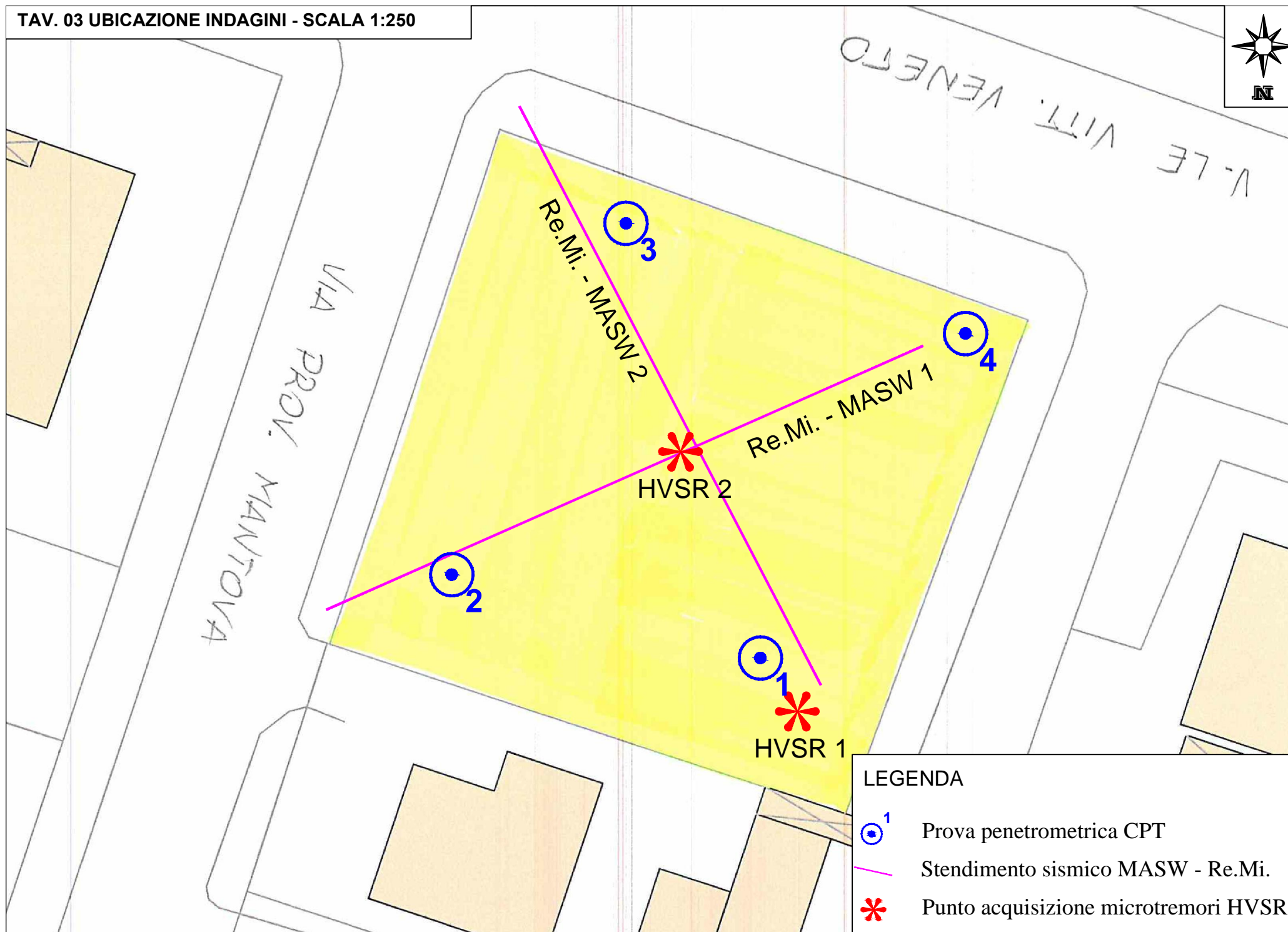
Legenda



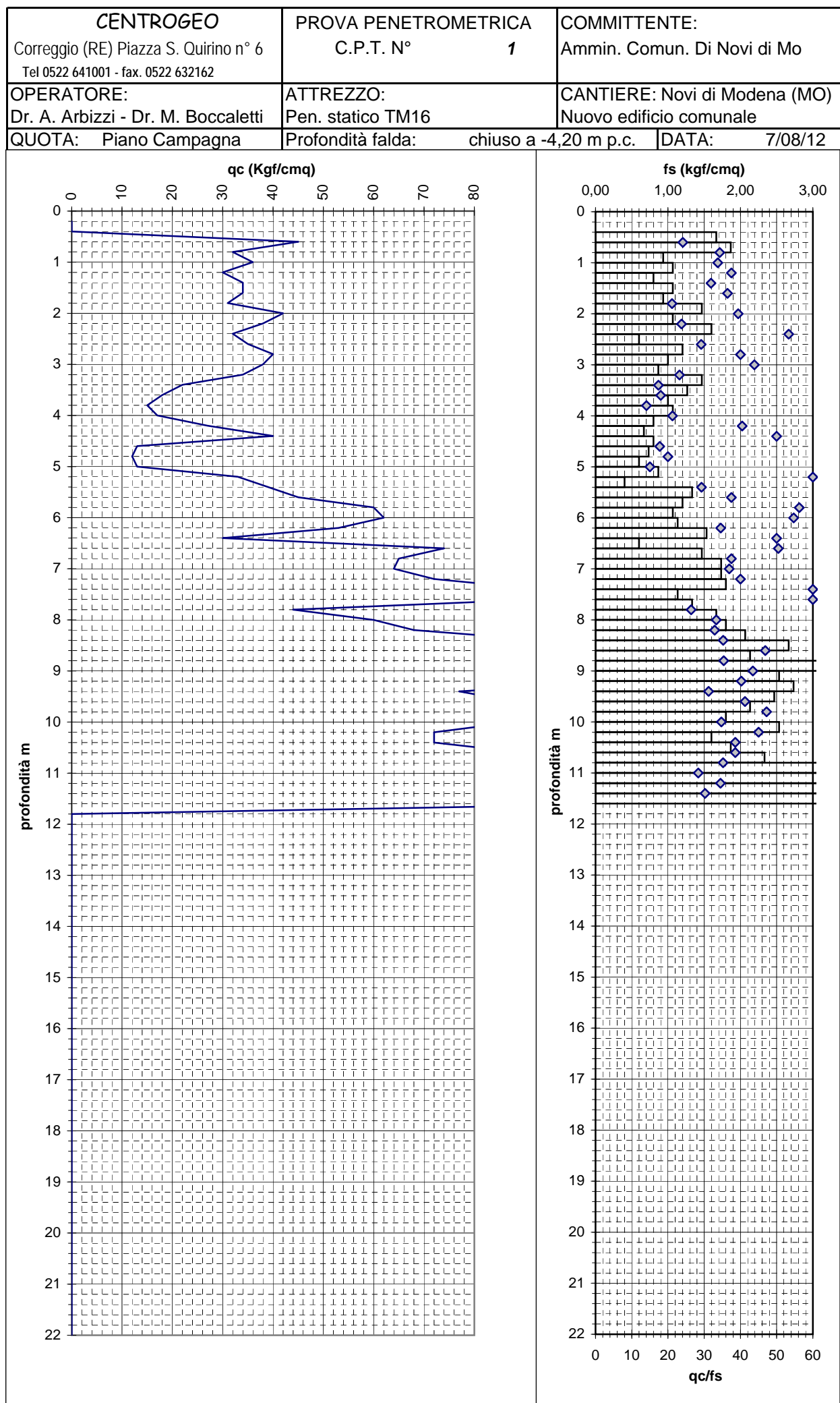
area di intervento

TAV. 2 CARTA GEOMORFOLOGICA - scala 10.000

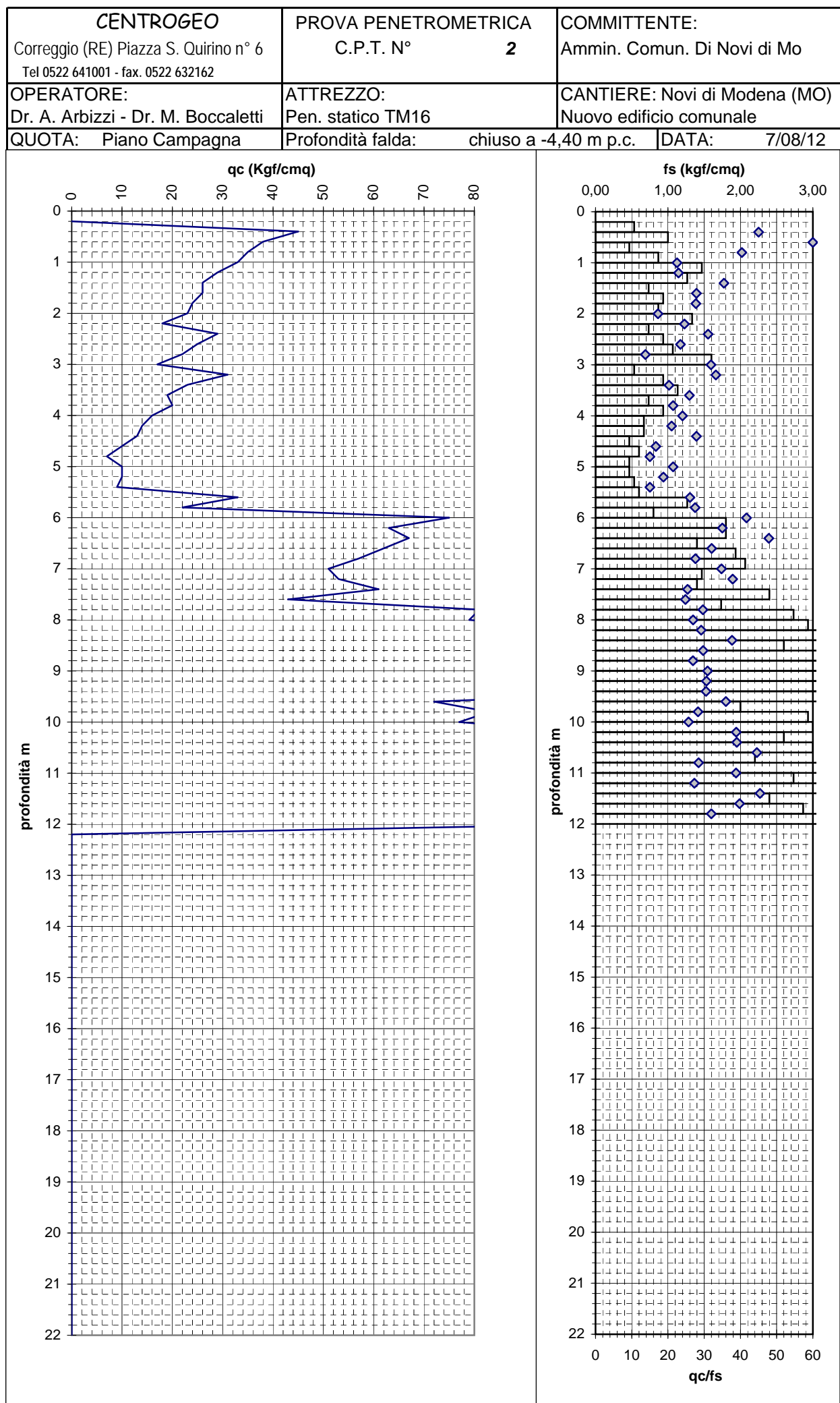




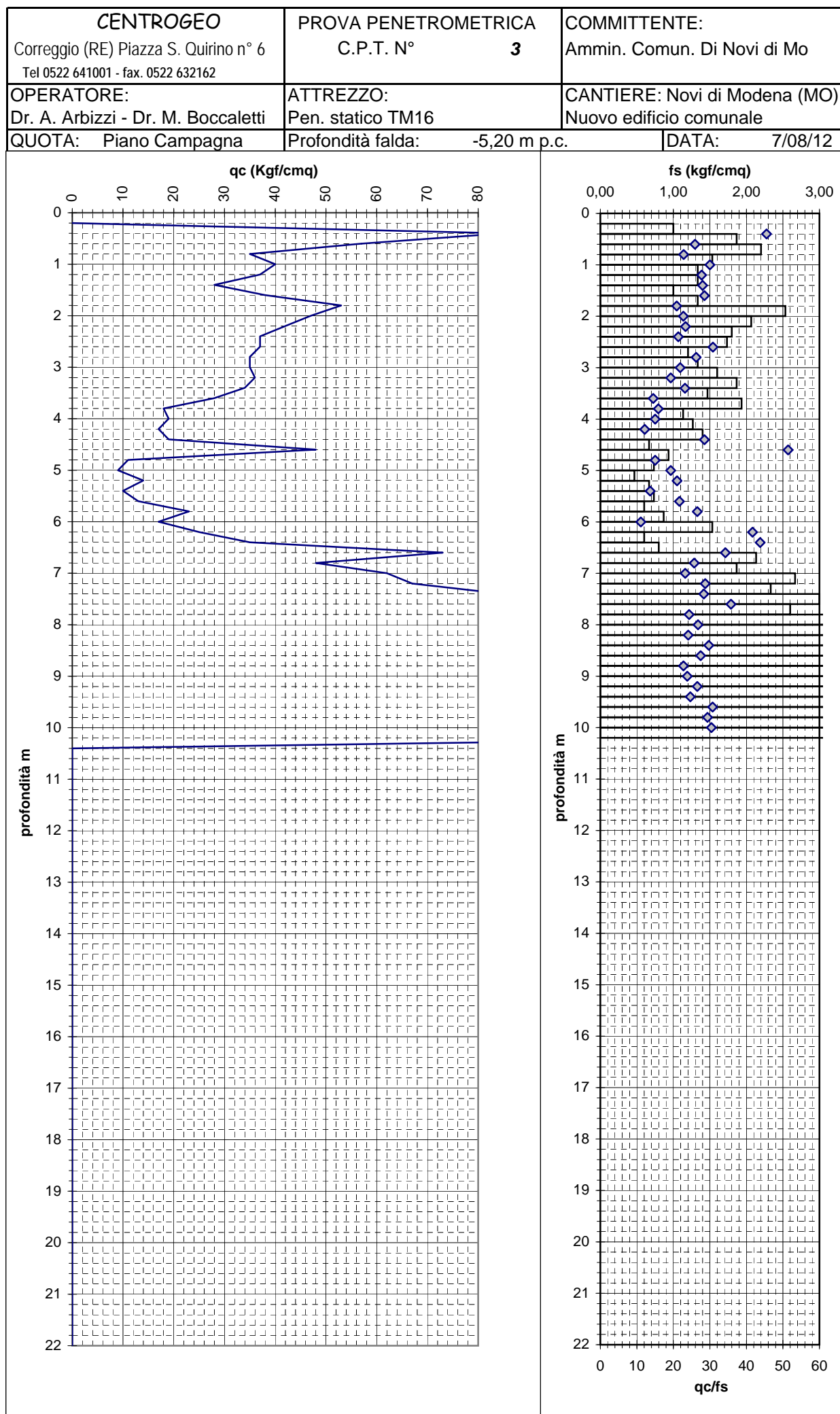
CENTROGEO Correggio (RE) Piazza S. Quirino n° 6 Tel 0522 641001 - fax. 0522 632162			PROVA PENETROMETRICA C.P.T. N° 1			COMMITTENTE: Ammin. Comun. Di Novi di Mo		
OPERATORE: Dr. A. Arbizzi - Dr. M. Boccaletti			ATTREZZO: Pen. statico TM16			CANTIERE: Nuovo edificio comunale		
QUOTA: Piano Campagna			Profondità falda: chiuso a -4,20 m p.c.			DATA: 7/08/12		
PROF. m.	qc kgf/cm ²	RI Kgf/cm ²	PROF. m.	qc kgf/cm ²	RI Kgf/cm ²	PROF. m.	qc kgf/cm ²	RI Kgf/cm ²
0,2			10,2	72	110	20,2		
0,4			10,4	72	96	20,4		
0,6	45	70	10,6	90	118	20,6		
0,8	32	60	10,8	108	143	20,8		
1	36	50	11	104	150	21		
1,2	30	46	11,2	115	170	21,2		
1,4	34	46	11,4	123	173	21,4		
1,6	34	50	11,6	114	175	21,6		
1,8	31	45	11,8			21,8		
2	42	64	12			22		
2,2	38	54	12,2					
2,4	32	56	12,4					
2,6	35	44	12,6					
2,8	40	58	12,8					
3	38	53	13					
3,2	34	47	13,2					
3,4	22	44	13,4					
3,6	18	37	13,6					
3,8	15	30	13,8					
4	17	33	14					
4,2	27	39	14,2					
4,4	40	50	14,4					
4,6	13	25	14,6					
4,8	12	23	14,8					
5	13	22	15					
5,2	33	46	15,2					
5,4	39	45	15,4					
5,6	45	65	15,6					
5,8	60	78	15,8					
6	62	78	16					
6,2	53	70	16,2					
6,4	30	53	16,4					
6,6	74	83	16,6					
6,8	65	87	16,8					
7	64	90	17					
7,2	72	98	17,2					
7,4	93	120	17,4					
7,6	93	110	17,6					
7,8	44	64	17,8					
8	60	85	18					
8,2	68	95	18,2					
8,4	94	125	18,4					
8,6	100	140	18,6					
8,8	118	150	18,8					
9	110	160	19					
9,2	110	148	19,2					
9,4	77	118	19,4					
9,6	88	125	19,6					
9,8	85	117	19,8					
10	88	115	20					



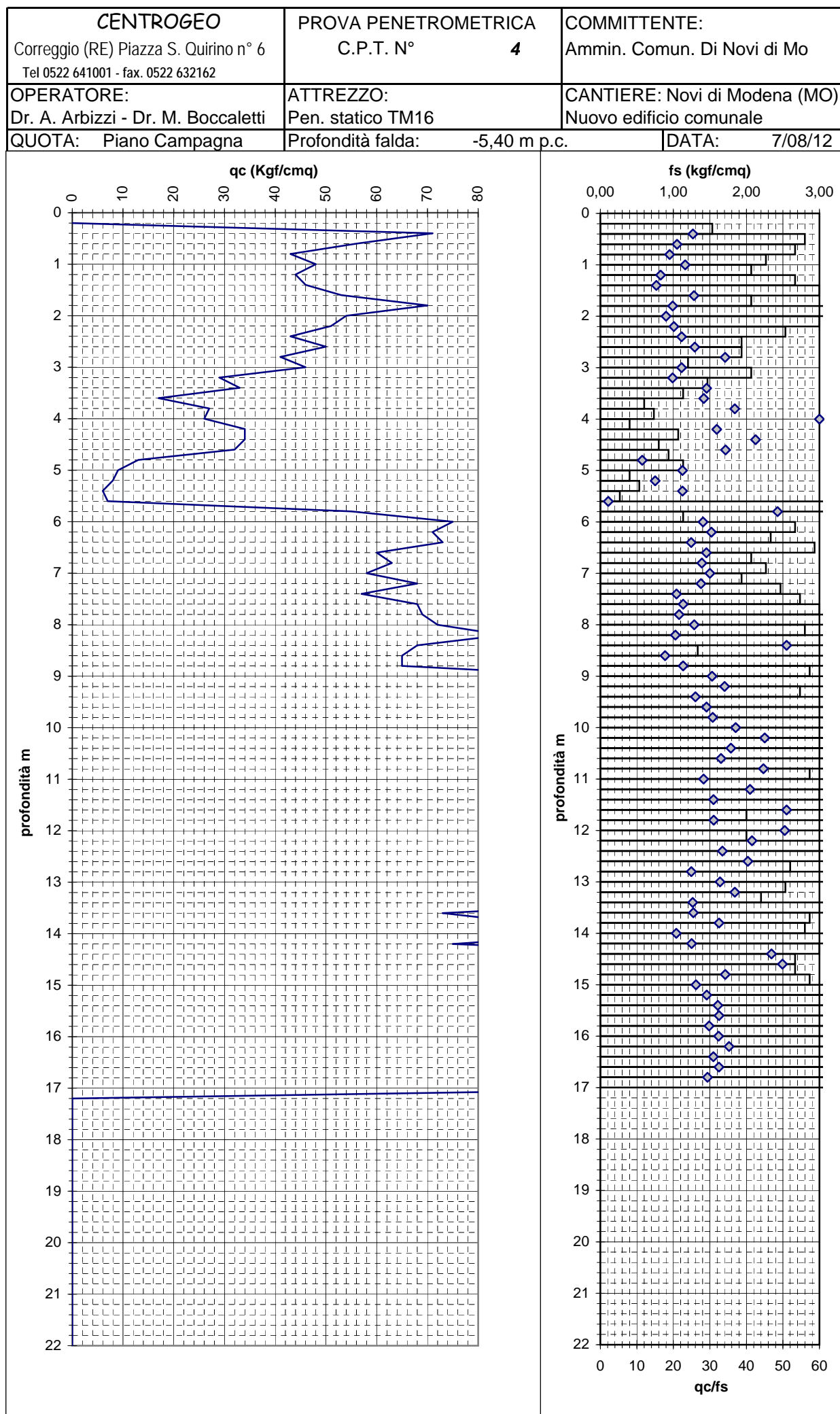
CENTROGEO Correggio (RE) Piazza S. Quirino n° 6 Tel 0522 641001 - fax. 0522 632162			PROVA PENETROMETRICA C.P.T. N° 2			COMMITTENTE: Ammin. Comun. Di Novi di Mo		
OPERATORE: Dr. A. Arbizzi - Dr. M. Boccaletti			ATTREZZO: Pen. statico TM16			CANTIERE: Nuovo edificio comunale		
QUOTA: Piano Campagna			Profondità falda: chiuso a -4,40 m p.c.			DATA: 7/08/12		
PROF. m.	qc kgf/cmq	RI Kgf/cmq	PROF. m.	qc kgf/cmq	RI Kgf/cmq	PROF. m.	qc kgf/cmq	RI Kgf/cmq
0,2			10,2	101	146	20,2		
0,4	45	53	10,4	117	156	20,4		
0,6	38	53	10,6	98	143	20,6		
0,8	35	42	10,8	91	124	20,8		
1	33	46	11	106	154	21		
1,2	29	51	11,2	91	132	21,2		
1,4	26	45	11,4	109	159	21,4		
1,6	26	37	11,6	114	150	21,6		
1,8	24	38	11,8	98	141	21,8		
2	23	36	12	105	151	22		
2,2	18	38	12,2					
2,4	29	40	12,4					
2,6	25	39	12,6					
2,8	22	38	12,8					
3	17	41	13					
3,2	31	39	13,2					
3,4	23	37	13,4					
3,6	19	36	13,6					
3,8	20	31	13,8					
4	16	30	14					
4,2	14	24	14,2					
4,4	13	23	14,4					
4,6	10	17	14,6					
4,8	7	16	14,8					
5	10	17	15					
5,2	10	17	15,2					
5,4	9	17	15,4					
5,6	33	42	15,6					
5,8	22	41	15,8					
6	75	87	16					
6,2	63	90	16,2					
6,4	67	94	16,4					
6,6	62	83	16,6					
6,8	57	86	16,8					
7	51	82	17					
7,2	53	75	17,2					
7,4	61	82	17,4					
7,6	43	79	17,6					
7,8	81	107	17,8					
8	79	120	18					
8,2	103	147	18,2					
8,4	98	151	18,4					
8,6	103	142	18,6					
8,8	104	156	18,8					
9	101	159	19					
9,2	100	149	19,2					
9,4	120	169	19,4					
9,6	72	131	19,6					
9,8	83	113	19,8					
10	77	121	20					



CENTROGEO Correggio (RE) Piazza S. Quirino n° 6 Tel 0522 641001 - fax. 0522 632162			PROVA PENETROMETRICA C.P.T. N° 3			COMMITTENTE: Ammin. Comun. Di Novi di Mo		
OPERATORE: Dr. A. Arbizzi - Dr. M. Boccaletti			ATTREZZO: Pen. statico TM16			CANTIERE: Nuovo edificio comunale		
QUOTA: Piano Campagna			Profondità falda: -5,20 m p.c.			DATA: 7/08/12		
PROF. m.	qc kgf/cmq	RI Kgf/cmq	PROF. m.	qc kgf/cmq	RI Kgf/cmq	PROF. m.	qc kgf/cmq	RI Kgf/cmq
0,2			10,2	140	210	20,2		
0,4	85	100	10,4			20,4		
0,6	57	85	10,6			20,6		
0,8	35	68	10,8			20,8		
1	40	63	11			21		
1,2	37	57	11,2			21,2		
1,4	28	48	11,4			21,4		
1,6	38	53	11,6			21,6		
1,8	53	73	11,8			21,8		
2	47	85	12			22		
2,2	42	73	12,2					
2,4	37	64	12,4					
2,6	37	63	12,6					
2,8	35	53	12,8					
3	35	55	13					
3,2	36	60	13,2					
3,4	34	62	13,4					
3,6	28	50	13,6					
3,8	18	47	13,8					
4	19	36	14					
4,2	17	36	14,2					
4,4	19	40	14,4					
4,6	48	58	14,6					
4,8	11	25	14,8					
5	9	20	15					
5,2	14	21	15,2					
5,4	10	20	15,4					
5,6	13	24	15,6					
5,8	23	32	15,8					
6	17	30	16					
6,2	25	48	16,2					
6,4	35	44	16,4					
6,6	73	85	16,6					
6,8	48	80	16,8					
7	62	90	17					
7,2	67	107	17,2					
7,4	85	120	17,4					
7,6	93	138	17,6					
7,8	94	133	17,8					
8	82	140	18					
8,2	114	160	18,2					
8,4	99	170	18,4					
8,6	108	158	18,6					
8,8	91	150	18,8					
9	100	160	19					
9,2	115	178	19,2					
9,4	110	175	19,4					
9,6	123	190	19,6					
9,8	133	193	19,8					
10	142	210	20					



CENTROGEO Correggio (RE) Piazza S. Quirino n° 6 Tel 0522 641001 - fax. 0522 632162			PROVA PENETROMETRICA C.P.T. N° 4			COMMITTENTE: Ammin. Comun. Di Novi di Mo		
OPERATORE: Dr. A. Arbizzi - Dr. M. Boccaletti			ATTREZZO: Pen. statico TM16			CANTIERE: Nuovo edificio comunale		
QUOTA: Piano Campagna			Profondità falda: -5,40 m p.c.			DATA: 7/08/12		
PROF. m.	qc kgf/cm ²	RI Kgf/cm ²	PROF. m.	qc kgf/cm ²	RI Kgf/cm ²	PROF. m.	qc kgf/cm ²	RI Kgf/cm ²
0,2			10,2	141	192	20,2		
0,4	71	94	10,4	143	190	20,4		
0,6	56	98	10,6	130	190	20,6		
0,8	43	83	10,8	128	187	20,8		
1	48	82	11	115	158	21		
1,2	44	75	11,2	123	184	21,2		
1,4	46	86	11,4	95	140	21,4		
1,6	53	98	11,6	102	148	21,6		
1,8	70	101	11,8	120	150	21,8		
2	54	107	12	101	159	22		
2,2	51	96	12,2	155	185			
2,4	43	81	12,4	107	163			
2,6	50	79	12,6	105	153			
2,8	41	70	12,8	93	132			
3	46	64	13	83	139			
3,2	29	60	13,2	81	119			
3,4	33	55	13,4	113	146			
3,6	17	34	13,6	73	140			
3,8	27	36	13,8	91	134			
4	26	37	14	104	146			
4,2	34	40	14,2	75	150			
4,4	34	50	14,4	125	170			
4,6	32	44	14,6	133	173			
4,8	13	27	14,8	98	138			
5	9	26	15	96	139			
5,2	8	14	15,2	101	156			
5,4	6	14	15,4	148	200			
5,6	7	11	15,6	156	225			
5,8	55	103	15,8	141	213			
6	75	92	16	136	207			
6,2	71	111	16,2	141	204			
6,4	73	108	16,4	130	190			
6,6	60	104	16,6	132	195			
6,8	63	94	16,8	137	198			
7	58	92	17	130	200			
7,2	68	97	17,2					
7,4	57	94	17,4					
7,6	68	109	17,6					
7,8	69	114	17,8					
8	72	120	18					
8,2	85	127	18,2					
8,4	68	130	18,4					
8,6	65	85	18,6					
8,8	65	120	18,8					
9	104	147	19					
9,2	93	144	19,2					
9,4	92	133	19,4					
9,6	95	148	19,6					
9,8	121	170	19,8					
10	126	185	20					



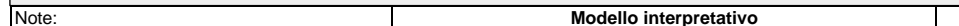
INDAGINE MASW/Re.Mi.
2

COMMITTENTE: Amm. Com. Novi

CANTIERE:	Nuovo Municipio
-----------	-----------------

OPERATORI: Boccaletti M. - Arbizzi A.

\\RGE\O\Desktop\SIS\MICA\novi_municipio2\T01.sgy + Step 2, 3, 4, 5 - Planes: 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19



Modello interpretativo

Strato n°	Prof. (m)		Spess. (m)	Vs (m/s)
1	0	2,3	2,3	190
2	2,3	6,2	3,9	130
3	6,2	12,6	6,4	190
4	12,6	21	8,4	210
5	21	36,5	15,5	440
6	26,5	INF	INF	480
7				
8				
9				
10				

Prof. (m)

