

Via P.C. Cadoppi, 14 - 42124 Reggio Emilia
 E-mail: info@studiocgs.it
 Tel. 0522 439734 Fax 0522 580006



COMMITTENTE



Antica FOMA s.r.l.
 Via Limpido, 85 - 41015 Nonantola (MO)
ANTICA FOMA S.r.l.
 Via Limpido, 85
 Tel. (059) 54.87.83 - Fax (059) 54.52.51
 41015 NONANTOLA (MO)
 C.F. e P.I.V.A. 01871420368

FIRMA

PROGETTO

PIANO PARTICOLAREGGIATO DI INIZIATIVA PRIVATA
 COMPARTO PRODUTTIVO AGROINDUSTRIALE
 SOTTOZONA D.7 - ANTICA FOMA -
 IN VARIANTE AL PRG EX ART.3 LR 46/1988

ELABORATO

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA
 E SISMICA

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO
H				
G				
F				
E				
D				
C				
B	12/09/16	INT. RICHIESTE DAL COMUNE	MACCAFERRI A.	MACCAFERRI A.
A	11/07/16	EMISSIONE	MACCAFERRI A.	MACCAFERRI A.

FILE	W:\P-2016\P34-FOMA_PP URB\15-INT.1\REL.R2 cartiglio-REV.B.dwg
------	---

A TERMINI DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO E DI RENDERLO NOTO A TERZI SENZA LA NOSTRA AUTORIZZAZIONE SCRITTA

STUDIO INGEGNERIA GUIDETTI - SERRI

FASE DI PROGETTO

APPROVAZIONE
 DEL PIANO
 PARTICOLAREGGIATO

DATA EMISSIONE

11/07/2016

SCALA

-

PRATICA

P34/2016

TAVOLA

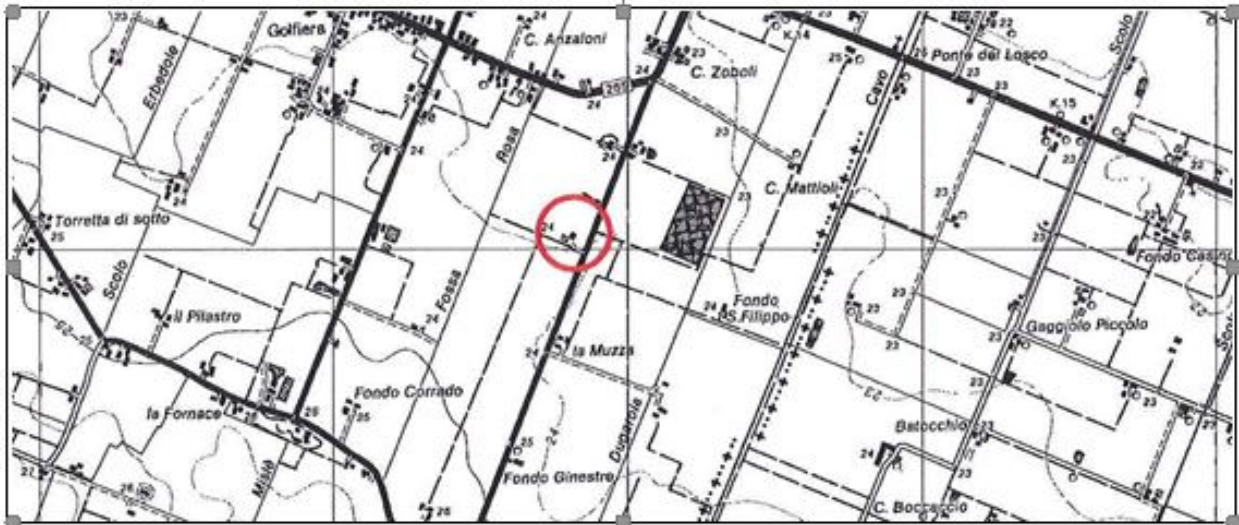
R2

COMUNE DI NONANTOLA
PROVINCIA DI MODENA

PIANO PARTICOLAREGGIATO DI INIZIATIVA PRIVATA
COMPARTO PRODUTTIVO AGROINDUSTRIALE
SOTTOZONA D7 – ANTICA FOMA

PROGETTISTA: ING. PAOLO GUIDETTI
COMMITTENTE: ANTICA FOMA S.R.L.

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA E SISMICA



DOTT. GEOL. ALESSANDRO MACCAFERRI
V.LE CADUTI IN GUERRA 1- 41121 MODENA
☎ 059-226540



SETTEMBRE 2016

**DOTT. ALESSANDRO MACCAFERRI
- GEOLOGO -****Studio:**

V.le Caduti in Guerra 1
41100 Modena
Tel: 059-226540 - Fax: 059-4398943
Cell. 335-7053511 - E-mail: maccafe@tin.it

Modena 02/09/2016

**RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA
SISMICA**

PROGETTO: Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata comparto Agroindustriale sottozona D.7 Antica Fona

REGIONE: Emilia Romagna

PROVINCIA: Modena

COMUNE: Nonantola

UBICAZIONE: Via Limpido

PROGETTISTI: Studio Guidetti-Serri: Ing. Paolo Guidetti

COMMITTENTE: Antica Foma Srl

RIFERIMENTO NORMATIVO: Circolare Regionale n° 1288 del 11.02.1983; D.M. 11.03.1988; Circolare LL.PP. 24.09.1988 n°30483; D.M. 14.01.2008; Delibera Regionale n° 1677 del 24.10.2005 - Del. Ass. Lgs. 112/2007 - L.R. 19/2008 - PTCP Provincia di Modena Delibera GR 2193/2015 - MZS Comune di Nonantola

RELAZIONE REDATTA AD USO: Approvazione Piano

. PREMESSA

Su incarico della committenza, Antica Foma Srl, e d'intesa con i tecnici progettisti dello Studio di Ingegneria Guidetti Serri, si è provveduto alla stesura della presente relazione geologico-geotecnica e sismica inerente il Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata del comparto agroindustriale denominato sottozona D.7 Antica Foma, ubicato in via Limpido, nel Comune di Nonantola. L'area, attualmente risulta già urbanizzata, e con presenza di un fabbricato industriale della committenza, sulla quale vengono previste diverse opere tra cui l'ampliamento del capannone esistente.

Lo studio è stato condotto nel rispetto delle vigenti normative in materia, e finalizzato alla definizione delle caratteristiche geolitologiche, geomorfologiche e geotecniche dei terreni interessati dagli interventi in progetto, al fine di stabilirne la fattibilità e le modalità esecutive più idonee, anche in relazione agli aspetti sismici introdotti al riguardo dalle recenti normative in materia, di cui al D.M. 14/01/2008 e dalla Delibera 112/2007 dell'Ass. Lgs. della Regione Emilia Romagna, Delibera di GR 2193/2015, nonché dal PTCP della Provincia di Modena e dal PSC del Comune di Nonantola, con riferimento specifico allo studio di Microzonazione sismica, a cura del Comune di Nonantola.

Per la caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica dei terreni di sottofondazione si è fatto riferimento a n. 2 prove penetrometriche statiche (CPT), spinte sino alla profondità massima di 30 m dal piano campagna, eseguite dallo scrivente sull'area in esame. Le prove eseguite sono poi state confrontate con altre prove desunte dallo studio geologico a corredo del PRG del Comune di Nonantola. La prova CPT spinta sino alla profondità di 30 m ha permesso anche, di classificare da un punto di vista sismico i terreni presenti, potendo determinare la V_{s30} , velocità delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità, e quindi la categoria di suolo di fondazione interessato dai futuri interventi edilizi, in funzione della quale si sono poi ricavati i relativi coefficienti di amplificazione stratigrafica.

La relazione si articola nel seguente modo:

- A) INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E AMBIENTALE
 - A1) INQUADRAMENTO GEOGRAFICO
 - A2) INQUADRAMENTO GEOLOGICO
 - A3) MORFOLOGIA
 - A4) CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE
 - A5) IDROGRAFIA SUPERFICIALE
- B) VALUTAZIONE DELLA FATTIBILITA' DEL PROGETTO PROPOSTO
 - B1) DESCRIZIONE DEL PROGETTO
 - B2) INDAGINI GEOGNOSTICHE
 - B3) CLASSIFICAZIONE SISMICA
 - B4) MICROZONAZIONE SISMICA
 - B5) FATTIBILITÀ DEL PROGETTO PROPOSTO
- C) CONCLUSIONI
- ALLEGATI

A) INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E AMBIENTALE

. A1) INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area esaminata, sulla quale è ubicato il fabbricato produttivo presso il quale sono previsti e nuovi interventi, si colloca nella zona est del Comune di Nonantola, più precisamente ubicata lungo via Limpido 28; siamo nella fascia di media pianura modenese ad una quota media di circa 24-25 metri sul livello del mare.

Da un punto di vista cartografico l'area è compresa nella Tavola della C.T.R. alla scala 1:25.000 n. 202NO, denominata "Crevalcore" (Allegato 1) e nell'elemento, sempre della C.T.R., in scala 1:5.000 n. 202052 denominato "La Grande" (Allegato 2).

Catastalmente l'area in esame risulta identificata nel Foglio 50, mappale 90, del catasto terreni del comune di Nonantola (Allegato 5).

.A2) INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area oggetto di studio appartiene geologicamente al grande bacino subsidente Plio-Quaternario della Pianura Padana, in un settore deposizionalmente influenzato dalle alluvioni del Fiume Po, da quelle dei corsi d'acqua appenninici principali quali i fiumi Secchia e Panaro.

Tali depositi di origine continentale, qui principalmente riferibili al fiume Panaro, che scorre poco a ovest dell'area in esame, hanno una granulometria variabile, prevalentemente fine, costituita da argille e limi e relativi termini intermedi, e disposizione lenticolare, sono collocati su un substrato marino preolocenico, la cui profondità varia gradualmente dai 400 m nella zona di Cavezzo, agli 80-100 m nella zona di Mirandola, a nord.

Tale fatto concorda con la presenza di una forte subsidenza anche in tempi recenti che ha consentito l'ingressione marina e la deposizione di tali sedimenti, che ritroviamo a scarsa profondità dal substrato.

La subsidenza è testimoniata anche dall'elevato spessore dei sedimenti marini compresi sino alla base del Pliocene, variabile tra i 6000 m della zona a Sud ai 4000 m a Nord.

La copertura alluvionale, pleistocenica ed olocenica, è costituita da una sequenza monotona di argille e limi con sottili, rare e discontinue intercalazioni di sabbia medio-fine, sedi di acquiferi molto poveri, come riportato nella Carta Geologica della RER riportata in allegato 3. Di sotto alla copertura alluvionale sono noti terreni sedimentari di origine marina, prevalentemente argillosi, subito sotto la copertura si ha un'alternanza di argille e sabbie, più sotto ancora la sequenza argillo-marnosa del Calabriano-Pliocene Superiore è ancora argille marnose del Pliocene Inferiore.

Tali sedimenti sono considerati come il basamento per la circolazione delle acque.

Da un punto di vista strutturale, la Pianura modenese, nella zona di Nonantola è caratterizzata da una vasta struttura sinclinale sepolta nota in bibliografia come "Sinclinale di Bologna-Bomporto-Reggio Emilia", con orientamento ENE-SSO, che trova presso Bomporto stesso la sua massima depressione.

Tale struttura si raccorda a Nord, attraverso una ripida monoclinale, con una struttura tettonica positiva nota con il nome di "Dorsale Ferrarese" in cui depositi quaternari si riducono ad uno spessore di poche decine di metri.

Il substrato, costituito da terreni marini, forma immediatamente a nord del territorio di San Prospero una particolare struttura tettonica attiva (anticlinale) che determina un inarcamento dei terreni (per piegamento) del substrato stesso, formando pertanto una specie di "collina sepolta".

Questa struttura tettonica attiva, nota con il nome di "Dorsale Ferrarese", continua verso W a Novi e Reggiolo e verso E a Ferrara e le Valli di Comacchio, ed è la responsabile dei recenti eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012, che hanno interessato la zona della bassa modenese.

La litologia superficiale del territorio in esame è prevalentemente una litologia dominata da litotipi fini e medio-fini quali argille e limi con relativi termini intermedi.

Anche in profondità, la zona in studio risulta caratterizzata da una dominante sequenza di terreni fini, limo argillosi e argillo limosi, con intercalazioni decimetriche di terreni più grossolani, limosi e limo sabbiosi; il primo strato formato da sabbie e sabbie limose, si colloca sui 27 m di profondità, come evidenziato dalle due prove penetrometriche effettuate.

Vi è da notare che i terreni prevalentemente grossolani, sabbiosi-limosi, corrispondono in genere alle zone topograficamente più rilevate e rappresentano paleovalle dei corsi d'acqua sia principali sia minori, che divagavano in epoche recenti, mentre i terreni più fini, argillosi, corrispondono alle zone vallive.

Morfologicamente l'area d'intervento si presenta pianeggiante, tale da permettere uno sviluppo edilizio dell'intervento in progetto senza particolari problemi.

La morfologia dell'area, tipica della fascia di media pianura modenese, è quasi perfettamente piana, con pendenze molto blande verso N-NE, nell'ordine del 1-2 per mille con quote medie del piano campagna di 24-25 metri s.l.m.

Attualmente l'evoluzione geomorfologica dell'area è per lo più imputabile all'uomo, che con la propria azione ha in parte inibito i fattori morfogenetici naturali, assumendo un ruolo predominante nelle trasformazioni del paesaggio.

La zona in studio è caratterizzata da una falda freatica disposta in generale a profondità modesta dal piano di campagna, grosso modo sui 2/4 metri.

Tale falda, così detta libera, è caratterizzata da bassi valori di trasmissività, da una variabilità del proprio livello in stretta relazione con gli apporti meteorici e con la rete di canalizzazione, essendo alimentata prevalentemente per infiltrazione superficiale.

Trova oggi scarsa utilizzazione, viene captata con pozzi tradizionali e le sue acque vengono prevalentemente utilizzate per innaffiare orti e giardini o per rifornire modesti impianti di irrigazioni, raramente per abbeverare il bestiame, in nessun caso si fa uso idropotabile.

Nello specifico dell'area in esame si è misurata la profondità della falda nei fori delle prove penetrometriche, rilevando valori di 1,60 m dal piano campagna; non si esclude che in periodi particolarmente piovosi possa risalire fino ad interagire con le fondazioni degli interventi in progetto. In ogni caso, dato le caratteristiche litologiche-stratigrafiche prima descritte, si esclude che detta falda freatica possa risultare in comunicazione diretta con le sottostanti falde acquifere profonde; tale falda trova oggi, come detto, scarsa utilizzazione in relazione alla sua pessima qualità, sia dal punto di vista biologico che chimico, essendo

usata più che altro per innaffiare orti e giardini e comunque in nessun caso si fa uso idropotabile.

Nell'area in esame il drenaggio superficiale è assicurato dalla presenza della rete di fossi superficiali di campagna, che complessivamente creano buone condizioni di deflusso delle acque meteoriche. Nello specifico dell'area in esame non si rilevano condizioni di smaltimento difficoltoso o di morfologia depressa.

In relazione alle quote idrometriche del fiume Panaro ed a quelle topografiche del territorio, l'area in esame è da ritenersi potenzialmente esondabile, tuttavia la probabilità del ripetersi di tali eventi alluvionali è tuttavia scongiurata dalla presenza poco a monte in località Sant'Anna, delle casse di espansione sul fiume Panaro, unitamente ad interventi idraulici sul fiume, consistenti in lavori di manutenzione degli alvei e potenziamento delle arginature.

Anche per quanto riguarda l'idrografia minore, non si rilevano preoccupazioni particolari per la zona specifica.

. B) VALUTAZIONE DELLA FATTIBILITA' DELL'INTERVENTO

.B1) DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Il progetto in esame rappresenta un Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata del Comparto Agroindustriale denominato sottozona D.7 Antica Foma, ubicato nella zona nord-est del comune di Nonantola, lungo via Limpido 28.

L'area risulta già ampiamente edificata, con presenza un fabbricato industriale della committenza, per il quale il presente PP ne prevede l'ampliamento.

Nell'area di piano, oltre all'ampliamento del capannone esistente si prevedono altri interventi, come la costruzione di vasche di laminazione e accumulo acque meteoriche.

In allegato 5 è riportata la planimetria catastale della zona in esame con indicazione del fabbricato oggetto di ampliamento e relativa ubicazione delle due prove penetrometriche eseguite.

. B2) INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per la caratterizzazione geologica-geotecnica e geofisica dell'area in esame, oltre ad una raccolta bibliografica e cartografica degli studi eseguiti nella zona in esame, è stata predisposta un'apposita indagine geognostica consistita nell'esecuzione di:

- N. 2 prove penetrometriche statiche CPT;

Prove penetrometriche

In data 20/05/2014 si è provveduto ad eseguire un'indagine geognostica sull'area in oggetto, al fine di valutare le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni che saranno interessati dall'intervento in progetto.

L'indagine è stata sviluppata mediante l'esecuzione di due prove penetrometriche, che in relazione alle presumibili caratteristiche granulometriche dei terreni del primo sottosuolo, sono state effettuate con infissione statica; i dati delle prove sono stati successivamente confrontati con quelli di altre prove, eseguita in zone adiacenti a quella in esame, in

occasione di altri precedenti interventi edilizi, rilevando una sostanziale omogeneità della situazione.

L'ubicazione delle prove eseguite compare nella planimetria riportata in allegato 5, mentre i diagrammi penetrometrici, unitamente ai tabulati di campagna sono riportati in allegato 6.

Le prove che hanno raggiunto una profondità massima di 30 m dal p.d.c., sono state eseguite in sito utilizzando un penetrometro statico olandese Gouda da 10 tonnellate, automontato, impiegando per la perforazione una punta "Friction Jacket Cone" avente un'area di 10 cm² e un angolo alla punta di 60 gradi.

I dati acquisiti attraverso una cella estensimetrica di carico hanno permesso di determinare ogni 20 cm d'avanzamento della punta, i valori, calcolati mediante elaborazione automatica, della resistenza penetrometrica alla punta (Rp), espressi in Kg/ cm², i valori della resistenza laterale locale (Rl), sempre espressi in Kg/ cm², nonché i valori della resistenza laterale totale (punta + manicotto), sempre in Kg/cm².

Nel diagramma penetrometrico, sempre in allegato al presente studio, sono state riportate, per semplicità di lettura, mediante plotter interfacciato con l'elaboratore, solamente due curve e precisamente:

- a sinistra, la curva della resistenza penetrometrica alla punta (Rp: pressione di rottura del terreno), espressa in Kg/ cm²;
- a destra, la curva del rapporto tra la resistenza alla punta e la resistenza laterale (Rl espressa in Kg/cm²).

L'elaborazione dei valori di resistenza all'infissione caratteristici dei vari livelli del sottosuolo, fornisce utili informazioni per il riconoscimento di massima della litologia dei terreni attraversati, sulla base del rapporto Rp/Rl (qc/fs) fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale (Rapporto di Begemann 1965 - Raccomandazioni AGI) ovvero sulla base dei valori di Rp e del rapporto $Fr = Rl/Rp\%$ (Schemertmann 1878).

Analogamente i dati geognostici raccolti sono stati elaborati suddividendo il terreno in strati omogenei per caratteristiche litologiche e geotecniche, determinando per ognuno i valori medi dei principali parametri geotecnici, ottenuti mediante ormai note correlazioni empiriche, il tutto come riportato di seguito.

Successione stratigrafica

L'elaborazione delle prove penetrometriche eseguite e la correlazione delle stesse con altre prove eseguite in aree circostanti, ha permesso di ricostruire il modello geologico del primo sottosuolo dell'area in esame. In generale si rileva una sequenza dominante di terreni fini, argillosi e argillo limosi, fino alla profondità di 27 m ove si rileva il primo strato grossolano, costituito da sabbie e sabbie limose.

Nello specifico dell'area in esame si evidenzia la presenza delle seguenti unità litotecniche:

Unità A da 0 m a 4/4,60 m

La prima unità è costituita da terreni fini e medio-fini, formati da **limi argillosi e argille limose**, a bassa consistenza e compattezza.

Unità B da 4/4,60 m a 10,40 m

La seconda unità è costituita sempre da terreni fini e medio-fini, formati da **limi argillosi e argille limose**, a bassa compattezza e consistenza.

Unità C da 10,40 m a 17 m

La terza unità è costituita ancora da terreni più fini, formati da **argille e argille limose**, mediamente compatti e consistenti.

Unità D da 17 m a 27 m

La quarta unità è costituita sempre da terreni fini, formati da **argille e argille limose**, a media compattezza e consistenza.

Unità E da 27 m a 30 m

La quinta unità è costituita da terreni grossolani, formati da **sabbie e sabbie limose**, ad elevato addensamento.

Situazione idrogeologica locale

I terreni riscontrati all'interno dell'area in esame, dal punto di vista idrogeologico, sono classificabili come depositi alluvionali di origine fluviale, da poco permeabili a impermeabili. Nell'area in esame si riscontra una falda freatica superficiale, la cui profondità, misurata alla fine dell'esecuzione delle prove penetrometriche, risultava attestarsi sui 1,60 metri dal piano campagna.

Tale livello in relazione alle modalità di alimentazione della falda, per lo più per infiltrazione superficiale, può subire delle oscillazioni stagionali, in relazione agli eventi meteorologici, tali da renderlo interferente con le strutture interrato dei futuri interventi edilizi e quindi anche con i relativi scavi nella fase di cantiere.

Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei terreni del primo sottosuolo è stata eseguita mediante l'elaborazione delle due prove penetrometriche statiche eseguite sull'area, sulla quale è prevista la realizzazione dei futuri interventi in progetto, spinte sino alla profondità di 30 m dal piano campagna. Le prove sono poi state confrontate con altre prove effettuate nelle vicinanze in occasione di altri interventi edilizi, rilevando una sostanziale omogeneità della situazione. La parametrizzazione delle unità litotecniche del sottosuolo è stata redatta attraverso le correlazioni proposte in letteratura, con riferimento alle unità litostratigrafiche prima descritte.

Complessivamente l'indagine eseguita ha evidenziato la presenza di terreni con caratteristiche favorevoli alla realizzazione dell'intervento previsto.

I terreni interessati dalle strutture di fondazione in progetto, ovvero i più interessati dall'interazione struttura-terreno, sono quelli dell'unità A, sufficientemente consistenti da affrontare le normali problematiche fondazionali.

Complessivamente, da un punto di vista geotecnico, la prova effettuata ha evidenziato la presenza di terreni con discrete caratteristiche di resistenza.

Sulla base dei dati ottenuti si ritiene idonea per gli interventi in progetto l'utilizzo di fondazioni superficiali, il cui piano di posa dovrà essere collocato ad una profondità non inferiore a 80 cm dal p.d.c. attuale in modo tale da consentire di fatto il superamento del terreno superficiale più alterato e in parte di riporto, compreso direttamente nella zona soggetta alle variazioni di umidità e temperatura.

A titolo indicativo, sulla base della prova eseguita, si è stimata per i terreni in esame una portanza massima, in termini di tensioni ammissibili, pari a 1 Kg/cm^q; una volta noti i carichi agenti ai sensi delle norme vigenti si dovranno eseguire le verifiche agli stati limite (NTC2008).

Nelle tabelle seguenti è riportata per le prove eseguite, la caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica media, con i principali parametri utili alle successive verifiche.

Parametri geotecnici

Prova P1

Strato	Prof.	Rpm	Cu	C'	φ	Mo	γ	Dr	v	w	Tipo
1	0 - 4,60	11,71	0,56	0,16	/	49	1,9	--	0,45	1,5	Limi argillosi
2	4,60 - 10,40	11,52	0,55	0,15	/	48	1,9	--	0,45	1,5	Limi argillosi
3	10,40 - 17	14,97	0,67	0,23	/	57	1,9	--	0,45	1,5	Argille limose
4	17 - 27	22,36	0,85	0,33	/	76	1,9	--	0,44	2	Argille limose
5	27 - 30	100	/	/	37	91	1,8	75	0,3	10	Sabbie limose

Prova P2

Strato	Prof.	Rpm	Cu	C'	φ	Mo	γ	Dr	v	w	Tipo
1	0 - 4	13,33	0,62	0,18	/	53	1,9	--	0,45	1,5	Limi argillosi
2	4 - 10	9,87	0,49	0,14	/	45	1,9	--	0,45	1,5	Limi argillosi

dove:

Strato: Numero progressivo strato

Prof: Profondità base strato (m)

Rpm: Resistenza alla punta media (Kg/cm²)

Cu: Coesione non drenata (Kg/cm²)

C': Coesione efficace (Kg/cm²)

Dr: Densità relativa (%)

φ: Angolo di resistenza al taglio (°)

Mo: Modulo Edometrico (Kg/cm²)

γ : Peso unità di volume (t/m³)

w: Coefficiente di Winkler (Kg/cm³)

v : Coefficiente di Poisson

Tipo: Litologia prevalente strato

.B3) CLASSIFICAZIONE SISMICA

L'Emilia-Romagna è interessata da una sismicità che può essere definita media relativamente alla sismicità nazionale, con terremoti storici di magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6 della scala Richter e intensità del IX-X grado della scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS). La porzione della media pianura modenese in cui ricade l'area in esame risulta caratterizzata da un'attività tettonica attiva, dovuta alla presenza, poco a nord, nel sottosuolo di strutture geodinamiche note in bibliografia con il nome di dorsale ferrarese, caratterizzate da tutta una serie di pieghe e faglie, che hanno determinato il notevole innalzamento dei depositi marini e che interessano tutta la zona della bassa modenese, responsabili tra l'altro dei terremoti del 20 e 29 maggio 2012, che hanno interessato proprio tale zona, tra cui anche quella in oggetto, tanto da danneggiare il fabbricato esistente.

Nella Provincia di Modena, vi sono poi altre zone attive dal punto di vista tettonico, basti pensare alle zone che si collocano a sud, a ridosso del margine appenninico, zone nelle quali si riconoscono faglie attive con blocchi in movimento relativo tra di loro, la catena appenninica in sollevamento e l'alta pianura in abbassamento, che hanno provocato lesioni allineate secondo l'andamento delle fratture.

Tutto ciò a dimostrare come la zona in esame sia caratterizzata da movimenti tettonici marcati, che scaricano gradualmente l'energia accumulata nel terreno, che possono originare fenomeni sismici frequenti ancorché di modesta entità.

A tale proposito l'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e s.m.i., "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", ha stabilito la nuova classificazione sismica di tutto il territorio nazionale, e disciplinato la progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad azioni sismiche, nonché la valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento e miglioramento su edifici esistenti soggetti al medesimo tipo di azioni.

Il sito di costruzione ed i terreni in esso presenti dovranno in generale essere esenti da rischi di instabilità di pendii e di cedimenti permanenti causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento in caso di terremoto.

Con l'entrata in vigore, il 23 ottobre 2005, delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.09.2005, le cui norme tecniche includono tra le referenze tecniche essenziali anche l'Ordinanza n. 3274/2003 e s.m.i., è diventata obbligatoria la progettazione antisismica per tutto il territorio nazionale, facendo riferimento alle zone sismiche di cui alla OPCM 3274/2003.

Ai fini dell'applicazione di queste norme, il territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone sismiche, a ciascuna delle quali è assegnato un intervallo di valori dell'accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni; in particolare, per la determinazione delle azioni sismiche, risulta assegnato un valore (a_g / g), di ancoraggio dello spettro di risposta elastico, diverso per ogni zona sismica; il Comune di Nonantola ricade nella zona 3 (Allegato 4) a sismicità bassa, a cui è associato un valore della massima accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a $a_g = 0,15g$. I valori di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono:

Zona	Valore di a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

Ai fini della progettazione esecutiva dei futuri interventi, con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($V_{s30} > 800$ m/s), viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". Secondo l'approccio "zona dipendente", adottato dalla precedenti normative nazionali in campo antisismico, l'accelerazione di base a_g , senza considerare l'incremento dovuto ad effetti locali dei terreni, era direttamente derivante dalla Zona sismica di appartenenza del comune nel cui territorio è localizzato il sito di progetto.

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la classificazione sismica del territorio è scollegata dalla determinazione dell'azione sismica di progetto, mentre rimane il riferimento per la trattazione di problematiche tecnico-amministrative connesse con la stima della pericolosità sismica. Pertanto, secondo quanto riportato nell'allegato A del D.M. 14 gennaio 2008, la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene effettuata calcolandoli direttamente per il sito in esame, utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento, riportato nella tabella 1 nell'allegato B del D.M. del 2008.

Tale griglia è costituita da 10.751 nodi (distanziati di non più di 10 km) e copre l'intero territorio nazionale ad esclusione delle isole (tranne Sicilia, Ischia, Procida e Capri) dove, con metodologia e convenzioni analoghe vengono forniti parametri spettrali costanti per tutto il territorio (tabella 2 nell'allegato B del D.M. 14 gennaio 2008).

Per ciascuno dei nodi della griglia vengono forniti, per 9 valori del periodo di ritorno (da 30 anni a 2.475 anni), i valori dei parametri di pericolosità sismica, utili per la progettazione e cioè i valori di a_g (accelerazione orizzontale massima del terreno espressa in g/10), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale adimensionale) e T^*c (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale espresso in secondi) necessari per la definizione dell'azione sismica, una volta definito per l'intervento in progetto, ai sensi sempre delle NTC2008, il tipo e la classe (ad esempio, per gli interventi in progetto, tipo 2 e classe II).

Secondo quanto riportato nell'allegato A del D.M. 2008, definite le coordinate del sito interessato dal progetto, è possibile il calcolo dei suddetti parametri spettrali (per uno dei tempi di ritorno forniti) tramite media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni (Tabella 1 in Allegato B) che comprendono il sito in esame, per i quattro stati limite previsti dalle norme *S.L.O.*, *S.L.D.*, *S.L.V.* e *S.L.C.*.

Inoltre allo scopo di valutare l'amplificazione lito-stratigrafica dell'azione sismica di progetto, intesa come l'azione generata dal moto non uniforme del terreno di sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche, deve essere classificato il terreno di fondazione, nelle seguenti categorie individuate dalle NTC 2008.

Il sito viene classificato sulla base di V_{s30} se disponibile, altrimenti sulla base del valore di N_{spt} , per terreni prevalentemente granulari, ovvero sulla base della c_u , per i terreni prevalentemente coesivi, nelle seguenti categorie di suolo:

A -	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30} > 800$ m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B -	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto 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 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$ nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa nei terreni a grana fine).
C -	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensate, o terreni a grana fine 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 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa, $70 < c_u < 250$ kPa nei terreni a grana fine).
D -	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori ai 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30} < 180$ m/s (ovvero $N_{SPT} < 15$ nei terreni a grana grossa, $c_u < 70$ kPa nei terreni a grana fine).
E -	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s.

Esistono poi due categorie speciali che sono individuate con le lettere S1 e S2 per le quali le NTC2008 richiedono per la definizione dell'azione sismica il ricorso a studi specifici

S1 -	Depositi di terreni caratterizzati da valori $V_{s30} < 100$ m/s (ovvero $10 < c_u < 70$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2 -	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Indagine sismica

Per la determinazione della velocità delle onde S negli strati di copertura è stata elaborata la prova penetrometrica eseguita sull'area, ubicata come da allegato 5, spinta sino alla profondità di 30 m dal piano campagna.

Si sono applicate le correlazioni empiriche note e diffuse in bibliografia (Otha e Goto - Ijisan), che correlano il valore della resistenza alla punta medio R_p di ogni singolo strato individuato, con il valore medio della velocità delle onde S, sempre per il singolo strato.

In particolare, la prova penetrometrica spinta sino ai 30 m è stata suddivisa in strati a caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche omogenee e per ogni strato è stato determinato il valore medio del R_p , resistenza alla punta penetrometrica, dal quale, con le note correlazioni, si è ricavato il valore della velocità delle onde S.

Quindi mediante la formula sopra riportata si è calcolato il valore della V_{s30} mediato sui 30 m di profondità, come da norma, e quindi la relativa categoria di suolo di fondazione.

PROVA PENETROMETRICA P1					
Profondità da m a m		Rp med. Kg/cmq	Spessore m	Vs m/sec	hi/Vsi
0,00	4,60	11,71	4,60	139,82	0,033
4,60	10,40	11,52	5,80	138,96	0,042
10,40	17,00	14,97	6,60	153,39	0,043
17,00	27,00	22,36	10,00	178,43	0,056
27,00	30,00	100,53	3,00	314,48	0,010
					S=
					0,183
				Vs30	164

Per i terreni in oggetto, nell'area sulla quale sono previsti gli interventi, fino ai 30 m di profondità, tenuto conto dell'indagine effettuata, si è ottenuto un valore della Vs₃₀ pari a 161 m/sec definisce una **categoria di suolo** di fondazione di **tipo D**, riferibile a *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti*, con spessori superiori ai 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs₃₀ <180 m/s (ovvero N_{SPT} <15 nei terreni a grana grossa, c_u <70 kPa nei terreni a grana fine).

Sulla base della categoria di suolo di appartenenza del terreno, le NTC2008 associano un coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s, da applicare alle componenti orizzontali dell'azione sismica; viene inoltre definito un coefficiente C_c che serve per il calcolo del periodo di controllo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta elastico in accelerazione.

Poiché tale valore è riferito al bedrock, per definire il valore di ag in superficie si calcola quindi il fattore S_s, caratteristico dell'area, che dipende dalla categoria di suolo di fondazione; essendo i terreni dell'area in esame in categoria D, avremo:

$$- S_s = 2.4 - (1.5 \times F_o \times a_g/g)$$

Viene inoltre definito un coefficiente C_c, che serve per il calcolo del periodo di controllo T_c, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta elastico in accelerazione; in particolare T_c è calcolato come prodotto di C_c per il periodo T*c, ottenuto dallo studio di pericolosità sismici del sito specifico, come riportato nella tabella precedente.

Per suoli in categoria D il coefficiente C_c risulta pari a.

$$- C_c = 1.25 \times (T^*c)^{-0.5}.$$

Le NTC 2008 di cui al DM 14/01/2008 prevedono anche un coefficiente di amplificazione topografica che tiene conto della particolare ubicazione del sito, in relazione alla sua configurazione morfologica. Vengono previste 4 categorie topografiche, a secondo della configurazione geometrica del sito, alle quali è associato un coefficiente di amplificazione S_T che varia da 1 a 1.4, come riportato nella tabella seguente.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	Fattore di amplificazione S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

Per quanto concerne la topografia del sito, siamo nella categoria T1, caratterizzata da una superficie pianeggiante con inclinazione media inferiore o uguale a 15° , alla quale è associata un valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1; anche in riferimento alla DAL 112/2007 e successiva DGR 2193/2015, non abbiamo effetti legati alla topografia, essendo l'area piana con inclinazione inferiore ai 15° .

.B4) MICROZONAZIONE SISMICA

L'operatività della classificazione sismica di tutto il territorio regionale, sia pure in via di prima applicazione, a far data dal 23 ottobre 2005, comporta significativi effetti per quanto riguarda i contenuti e le modalità di approvazione degli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica.

L'esame della distribuzione dei danni prodotti da un terremoto nello stesso territorio dimostra che le azioni sismiche possono assumere anche a distanze di poche decine di metri caratteristiche differenti in funzione delle diverse condizioni locali (morfologia superficiale, morfologia del substrato roccioso sepolto, presenza e profondità della falda freatica, costituzione e proprietà del sottosuolo, presenza di faglie).

Come previsto dalla L.R. 20/2000 e dalla successiva L.R. 19/2008, gli strumenti di pianificazione devono concorrere alla "prevenzione del rischio sismico, sulla base delle analisi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione".

Pertanto anche gli strumenti di pianificazione a livello comunale devono aggiornarsi su tali aspetti, al fine di "valutare la compatibilità delle previsioni in essi contenute con l'obiettivo della riduzione del rischio sismico e con le esigenze di protezione civile, sulla base di analisi di pericolosità locale nonché di vulnerabilità ed esposizione urbana".

Con la Delibera della G.R. n. 1677/2005 la RER ha fornito le prime indicazioni in merito alle valutazioni della compatibilità delle previsioni urbanistiche con le condizioni di pericolosità locale.

Successivamente la RER ha approvato dall'Assemblea Legislativa il 02.05.2007 l'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico in merito agli studi di microzonazione sismica" (Delibera 112), come modificato dalla DGR 2193/2015, nei quali si dettano i diversi approfondimenti sismici da farsi nelle varie fasi della pianificazione.

Recentemente il comune di Nonantola ha adottato lo studio di Microzonazione sismica inerente il proprio territorio comunale, tra cui anche l'area in oggetto.

L'area oggetto del presente studio, posta nella media pianura modenese nella porzione nordest del comune di Nonantola, è stata inserita all'interno delle "Zone suscettibili di sovrapposizione di instabilità differenti", facendo riferimento alla carta della MZS del comune di Nonantola, come riportato in allegato 7.

Per quanto contenuto nello studio di MZS del comune di Nonantola, per l'area in oggetto si richiede pertanto la valutazione del coefficiente di amplificazione litologico, del potenziale di liquefazione e dei cedimenti attesi, e quindi pertanto approfondimenti di III livello, ai sensi della DAL 112/2007, come modificata dalla DGR 2193/2015.

Pertanto si è provveduto all'analisi del III livello di approfondimento ai sensi della DAL 112/2007, e dei successivi strumenti elaborati dopo i sisma del 2012, procedendo con lo studio di Risposta sismica locale, che ha portato a definire per quel sito specifico l'accelerazione massima attesa. Sulla base di questa si è proceduto con la verifica alla liquefazione e successivo calcolo dei cedimenti post sismici.

III Livello di approfondimento – Studio di risposta sismica locale

Il Comune di Nonantola ha adottato con Deliberazione del Consiglio Comunale n° 44 del 13/05/2016 una variante specifica al PRG finalizzata alla riduzione del rischio sismico contenente in particolare uno studio di microzonazione sismica del territorio di 1°, 2° e 3° livello.

La carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS) di livello 1 (fig. 1), evidenzia come l'area in esame risulti ricompresa in una zona stabile suscettibile di sovrapposizione di instabilità differenti, in cui gli effetti sismici attesi sono l'amplificazione per caratteristiche stratigrafiche, potenziale liquefazione e cedimenti differenziali, e sono di conseguenza richiesti approfondimenti di 3° livello per la valutazione della suscettività alla liquefazione e stima dei cedimenti differenziali.

Di seguito viene riportata la scheda di riferimento per tali zone.

ZONA c – aree suscettibili di sovrapposizione di instabilità differenti: aree potenzialmente instabili con presenza di depositi di canale fluviale e/o piana alluvionale prevalentemente sabbioso limosi sabbiosi poco addensati (SM - 13) con intercalati corpi lentiformi limoso argillosi – limosi, poco consistenti, (ML - 25) con $V_s < 170$ m/sec nei primi 14 m pc;

effetti attesi: amplificazione per caratteristiche litostratigrafiche, potenziali cedimenti differenziali di terreni poco consistenti e densificazione/liquefazione di strati sabbioso limosi;

studi richiesti: valutazione amplificazione per caratteristiche litostratigrafiche, valutazione suscettività alla liquefazione, stima dei cedimenti differenziali;

microzonazione sismica: approfondimenti di III° livello per stima dei cedimenti e valutazione della suscettività alla liquefazione.

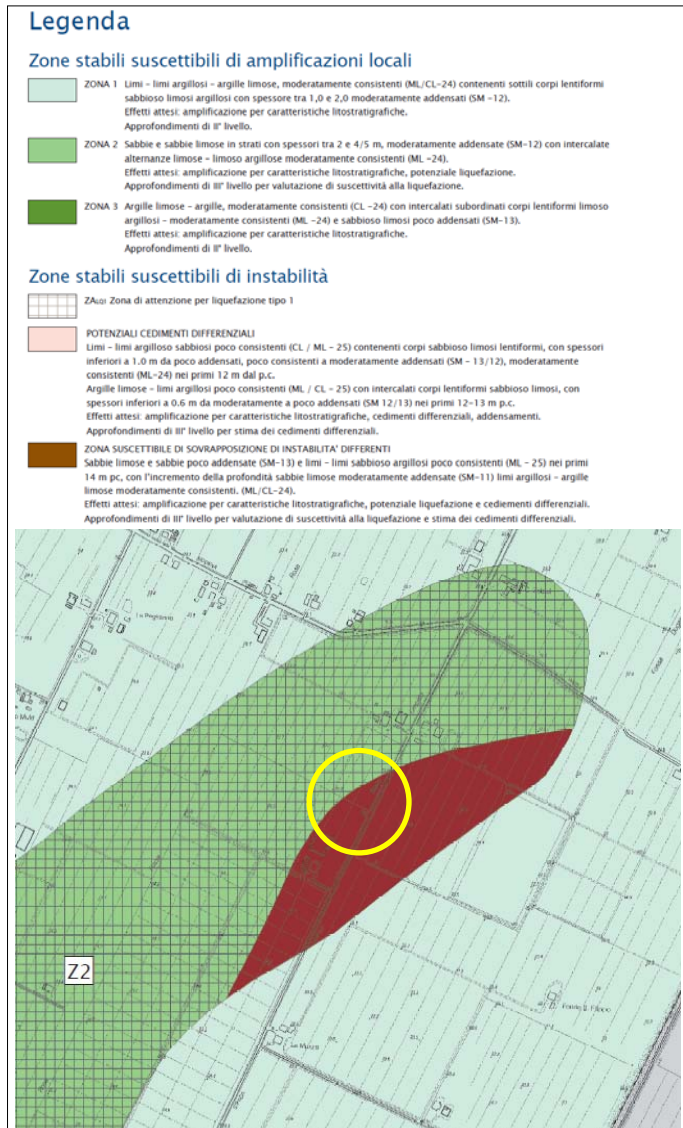


Fig. 1 - Estratto Tavola 1.6 Nord "Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica"

Le norme adottate di cui all'art.12.24) Disposizioni per la riduzione del rischio sismico: Microzonazione Sismica, prevedono al comma 2 che:

omissis..... *Nelle porzioni di territorio corrispondenti alle aree soggette ad approfondimenti di terzo livello per la valutazione di cedimenti e densificazione, rappresentati sempre sulla serie delle carte di Microzonazione Sismica elencate all'Art. 2.2, ogni trasformazione urbanistico - edilizia deve essere accompagnata da una preventiva valutazione dei potenziali cedimenti (sia in condizioni statiche che dinamiche), effettuata con riferimento alle tipologie edilizie più gravose previste nell'area, per la conseguente valutazione delle idonee tipologie di fondazione adottabili.....*

Lo studio di livello 2 e 3 del territorio Comunale non ha di fatto interessato l'area in esame, e di conseguenza si è provveduto ad effettuare per l'area in esame uno studio di microzonazione sismico di livello 3 secondo le indicazioni previste dalla DGR 2193 del 21/12/2015, ed in particolare eseguendo una analisi di risposta sismica locale, con un calcolo della suscettività alla liquefazione dei terreni e dei cedimenti sismici attesi.

- PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

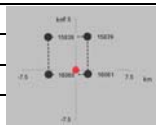
La pericolosità sismica di base, intesa in senso probabilistico, rappresenta lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo, ovvero la probabilità che un certo valore di scuotimento si verifichi in un dato intervallo di tempo. Tale parametro viene valutato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g (accelerazione massima al suolo - PGA - Pick Ground Acceleration), in condizioni ideali di sito di riferimento rigido (Suolo di categoria A) con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Per la valutazione dell'azione sismica di progetto si è fatto riferimento ad una classe d'uso II, con un coefficiente d'uso della costruzione (c_u) pari a 1, stabilendo una vita nominale della costruzione (V_n) pari a 50 anni; pertanto il Periodo di riferimento considerato V_R ($V_n * c_u$) risulta pari a 50 anni.

Di seguito viene riportata la tabella che individua, per i diversi stati limite, le probabilità di superamento nel Periodo di riferimento V_R .

Stati limite		DEFINIZIONE	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;	81%
	SLD	Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature	63%
Stati limite ultimi	SLV	Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;	10%
	SLC	Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.	5%

Per il sito in esame sono stati ottenuti, attraverso il software SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, i seguenti risultati:

Sito in esame	
Latitudine (ED50): 44.677437	Longitudine (ED50) : 10.690449
Classe: 2	Vita nominale: 50
Siti di riferimento	
Sito 1 ID: 15838	
Sito 2 ID: 15839	
Sito 3 ID: 16060	
Sito 4 ID: 16061	
Parametri sismici	
Categoria sottosuolo: A	Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50 anni	Coefficiente c_u : 1

Stati limite	Probabilità di superamento	Tempo di ritorno (anni)
SLO	81%	30
SLD	63%	50
SLV	10%	475
SVC	5%	975

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a _g	0.047 g
F ₀	2.478
T _c	0.255 s
S _s	1.000
C _c	1.000
S _T	1.000
q	1.000

STATO LIMITE	SLD
a _g	0.058 g
F ₀	2.512
T _c	0.269 s
S _s	1.000
C _c	1.000
S _T	1.000
q	1.000

STATO LIMITE	SLV
a _g	0.160 g
F ₀	2.565
T _c	0.274 s
S _s	1.000
C _c	1.000
S _T	1.000
q	1.000

STATO LIMITE	SLC
a _g	0.211 g
F ₀	2.525
T _c	0.281 s
S _s	1.000
C _c	1.000
S _T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

$S = S_s \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1 / q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_c / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_c = C_c \cdot T_c^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

STATO LIMITE	SLO
S	1.000
η	1.000
T _B	0.085 s
T _c	0.255 s
T _D	1.788 s

STATO LIMITE	SLD
S	1.000
η	1.000
T _B	0.090 s
T _c	0.269 s
T _D	1.833 s

STATO LIMITE	SLV
S	1.000
η	1.000
T _B	0.091 s
T _c	0.274 s
T _D	2.239 s

STATO LIMITE	SLC
S	1.000
η	1.000
T _B	0.094 s
T _c	0.281 s
T _D	2.445 s

2.2 - MODELLO GEOLOGICO DEL SITO

Per quanto concerne Il profilo delle velocità delle onde S negli strati di copertura si è fatto riferimento ai risultati dell'indagini penetrometrica CPT1 effettuata alla profondità di 30 metri. In particolare a tale prova sono state applicate le correlazioni empiriche note e diffuse in bibliografia (Otha e Goto - Ijisan), che correlano il valore della resistenza alla punta medio R_p di ogni singolo strato individuato, con il valore medio della velocità delle onde S, sempre per il singolo strato.

I risultati ottenuti sono stati riportati in fig. 2

Per quanto riguarda la profondità del bedrock sismico a comportamento rigido, a cui applicare la sollecitazione sismica nello studio di RSL, si è fatto riferimento alla cartografia dello studio di microzonazione sismica, ed in particolare alla tavola 1.5 - Nord "Carta del tetto delle sabbie e del substrato a comportamento rigido", che individua tale limite ad una profondità di circa 140 m. (fig. 3).

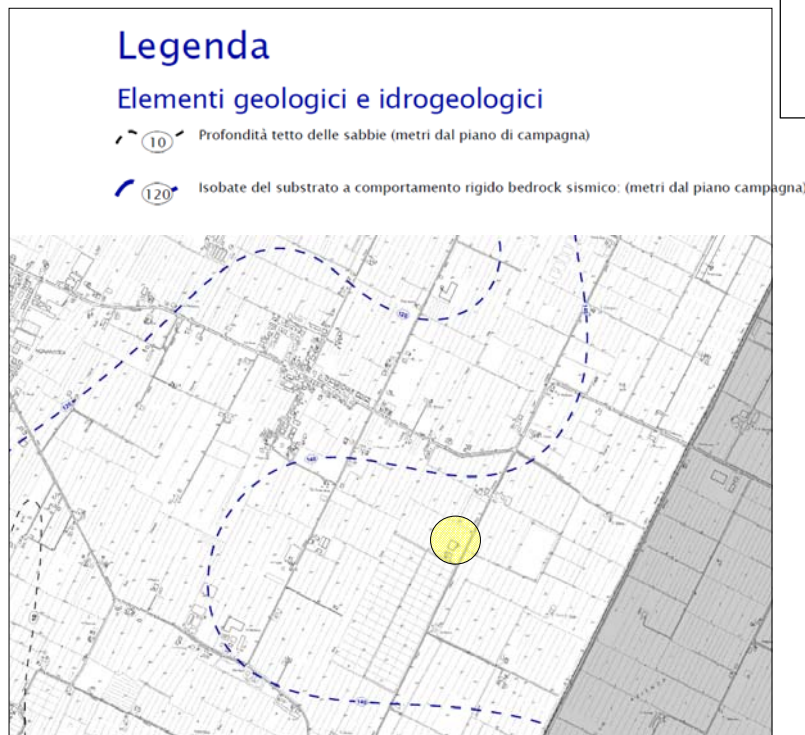
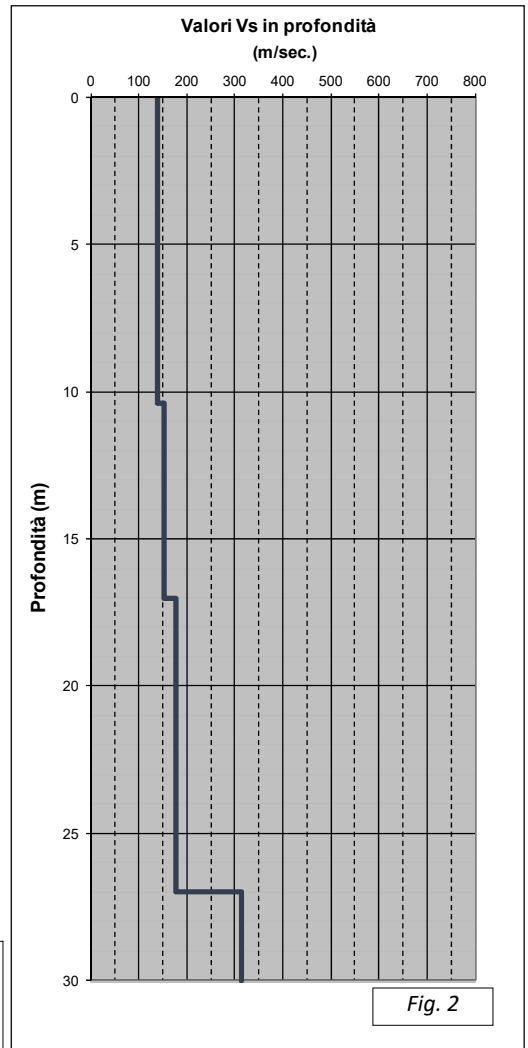


Fig. 3 - Estratto Tavola 1.5 - Nord

Facendo riferimento alle caratteristiche litologiche dei terreni desunte direttamente dalle indagini penetrometriche e dalle stratigrafie profonde di alcuni pozzi per acqua collocati nelle immediate vicinanze del sito in esame, si è ricostruito il modello geologico, considerando che oltre i 30 metri di profondità e sino al bedrock sono stati assunti valori di Vs variabili da 325 a 380 m/s, valori questi ultimi compatibili con i valori medi di velocità delle coperture alluvionali registrate nello studio di microzonazione sismica.

Strato	Profondità iniziale e finale (m)	Litologia	Velocità media onde S (m/sec)
1	0.00 - 4.60	Argille	140
2	4.60 - 10.40	Argille	139
3	10.40 - 17.00	Argille	153
4	17.00 - 27.00	Argille	178
5	27.00 - 31.00	Sabbie	314
6	31.00 - 45.00	Argille	325
7	45.00 - 48.00	Sabbie	330
8	48.00 - 85.50	Argille	350
9	85.00 - 140.00	Argille	380
BEDROCK SISMICO			800

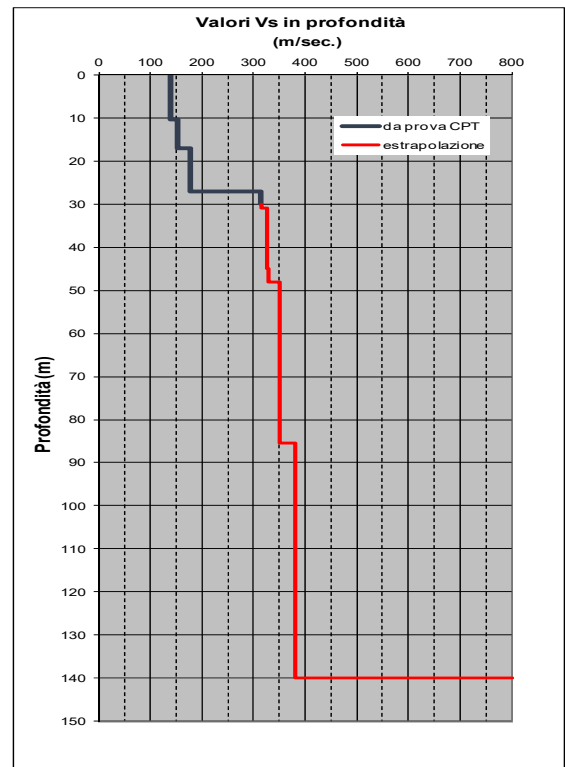


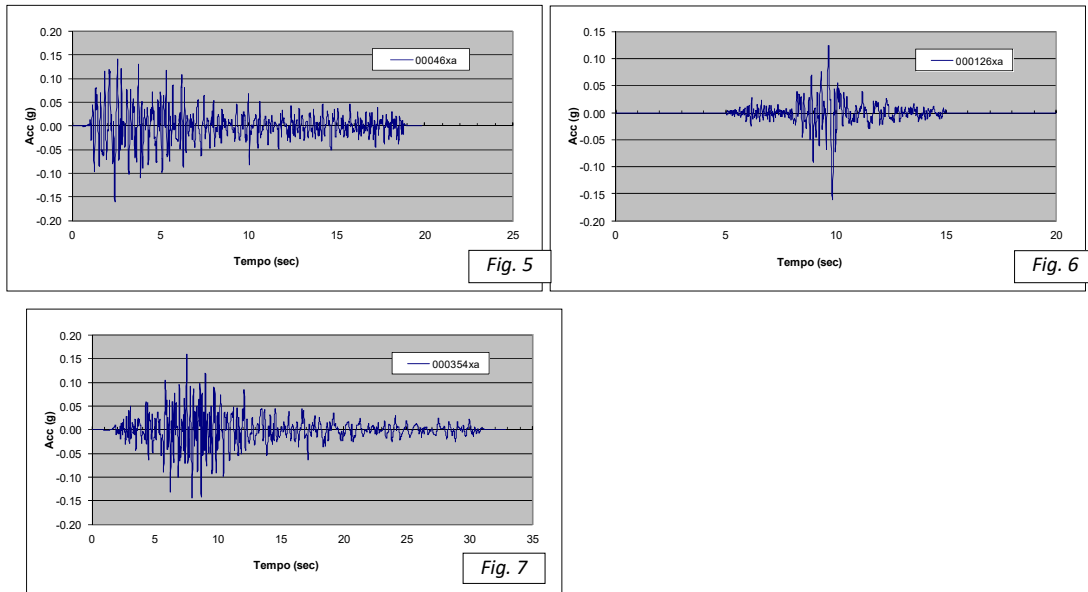
Fig. 4 - Modello geologico

DATI INPUT SISMICO

Tra i diversi programmi di calcolo per eseguire modellazioni numeriche ai fini della valutazione della risposta sismica locale, si è utilizzato il programma EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis of Layered Soil Deposits), basato sul codice SHAKE 91 per quanto concerne le soluzioni relative alle propagazioni delle onde di taglio. Si tratta di un modello monodimensionale applicabile al sito in esame, in cui le cause principali di amplificazione del moto sismico sono il fenomeno di intrappolamento di onde S all'interno del deposito, favorito dal contrasto di impedenza fra terreno e basamento roccioso e la risonanza, determinata dalla prossimità tra le frequenze del moto al substrato e quelle naturali di vibrazione del deposito. L'analisi è di tipo lineare equivalente che consiste nell'esecuzione di una sequenza di analisi lineari complete con aggiornamento successivo dei parametri di rigidità e smorzamento fino al soddisfacimento di un prefissato criterio di convergenza.

Il calcolo è stato eseguito inserendo come segnale di input n°3 terremoti (figg. 5, 6 e 7) desunti dalla DGR 2193/2015 (000046xa, 000126xa e 00354xa) scalati sulla base di un valore di accelerazione massima orizzontale di picco (PGA) su un suolo di riferimento di tipo A, per T=0, espressa in frazione dell'accelerazione di gravità pari a **0.160 g** (tempo di ritorno di 475 anni).

Di seguito sono vengono riportati gli accelerogrammi utilizzati.



L'analisi è stata effettuata inoltre a partire da curve di variazione del modulo di rigidezza a taglio G e del fattore di smorzamento D (damping ratio) in funzione della deformazione per le diverse tipologie di materiali tratte da "Gruppo di lavoro MS, 2008 - Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica - Conferenza delle Regioni e delle Province autonome - Dipartimento della protezione civile, Roma, 3 vol. e Dvd" e riportate nelle figure seguenti.

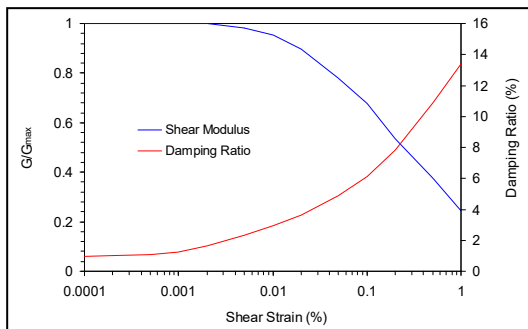


Fig. 8 – Variazione di G e D - Argilla - (Vucetic – P.I. 50)

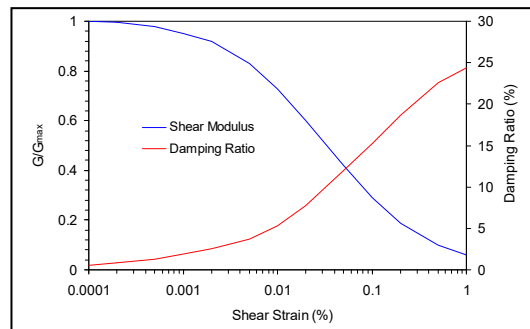


Fig. 9 – Variazione di G e D Sabbie. (Seed & Idris - Media)

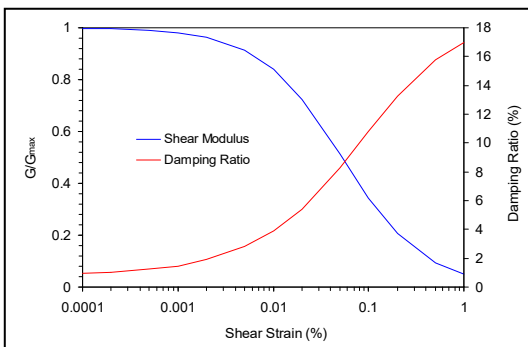
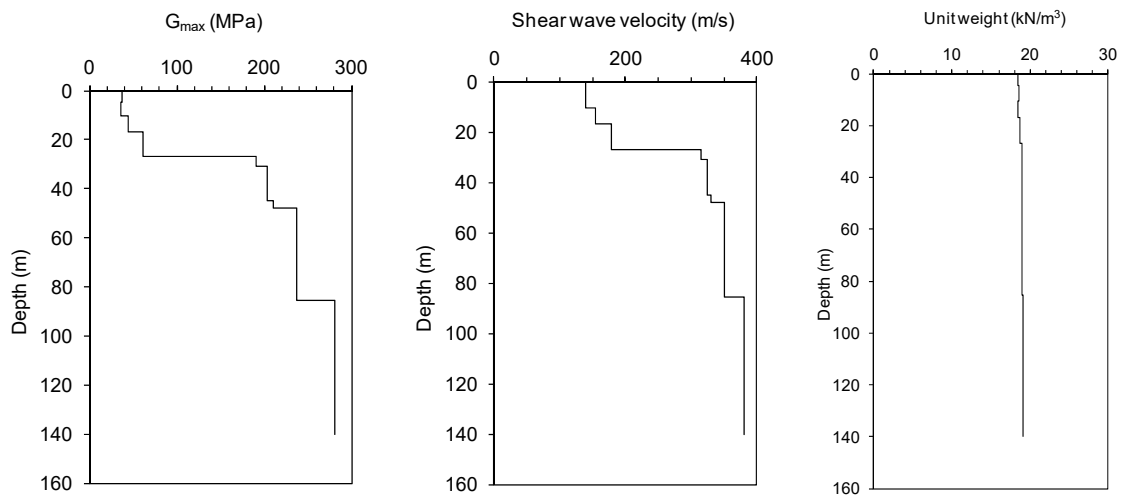


Fig. 10 – Variazione di G e D Ghiaie (Rollins et alii (1998)).

- RISPOSTA SISMICA LOCALE

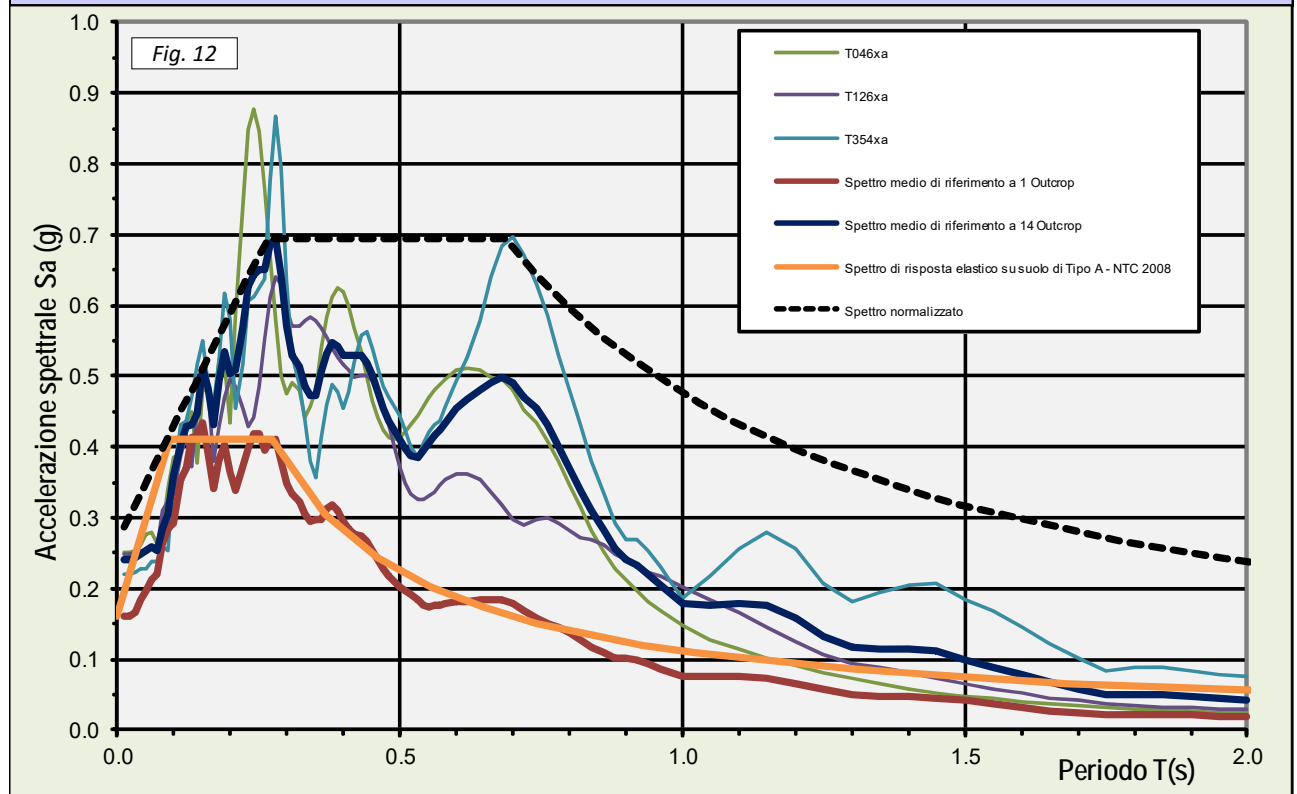
Per il calcolo di Risposta sismica locale al piano di campagna, si è inserito il profilo del terreno sino alla profondità di 140 m, che corrisponde al Bedrock sismico considerato come individuato e descritto nei paragrafi precedenti, secondo lo schema riportato di seguito (fig. 11).

Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table
Surface	1	2	4.6	36.87		18.50	140		W
	2	2	5.8	36.61		18.60	139		
	3	2	6.6	44.37		18.50	153		
	4	2	10.0	60.69		18.70	178		
	5	1	4.0	190.54		18.90	314		
	6	1	14.0	203.50		18.90	325		
	7	1	3.0	210.92		19.00	330		
	8	1	37.5	237.26		19.00	350		
	9	1	54.5	281.15		19.10	380		
Bedrock	0			1435.27	1	22.00	800	Outcrop	



L'elaborazione, svolta su tre terremoti di riferimento, ha fornito i risultati, in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione massima orizzontale in superficie, per un valore di smorzamento critico pari al 5%, presentati graficamente in figura 12.

RISPOSTA SISMICA LOCALE - Spettri di risposta (Periodo di ritorno di 475 anni con smorzamento pari a 5%)



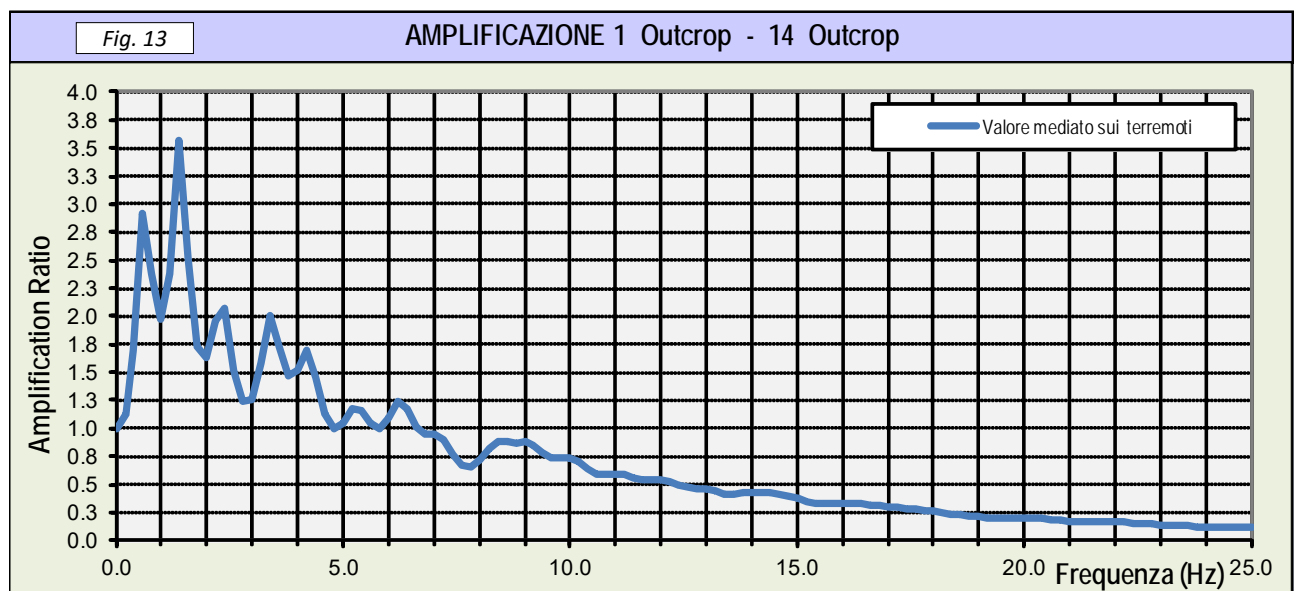
T (periodo)	Se (T)	T (periodo)	Se (T)	T (periodo)	Se (T)	T (periodo)	Se (T)
0.01	0.240*g	0.26	0.651*g	0.51	0.399*g	0.94	0.220*g
0.02	0.241*g	0.27	0.686*g	0.52	0.389*g	0.96	0.206*g
0.03	0.243*g	0.28	0.696*g	0.53	0.386*g	0.98	0.192*g
0.04	0.248*g	0.29	0.642*g	0.54	0.396*g	1.00	0.179*g
0.05	0.253*g	0.30	0.570*g	0.55	0.407*g	1.05	0.177*g
0.06	0.258*g	0.31	0.530*g	0.56	0.416*g	1.10	0.179*g
0.07	0.253*g	0.32	0.514*g	0.57	0.424*g	1.15	0.176*g
0.08	0.285*g	0.33	0.487*g	0.58	0.435*g	1.20	0.158*g
0.09	0.305*g	0.34	0.473*g	0.60	0.455*g	1.25	0.133*g
0.10	0.359*g	0.35	0.472*g	0.62	0.468*g	1.30	0.117*g
0.11	0.403*g	0.36	0.507*g	0.64	0.481*g	1.35	0.116*g
0.12	0.430*g	0.37	0.533*g	0.66	0.492*g	1.40	0.115*g
0.13	0.431*g	0.38	0.547*g	0.68	0.500*g	1.45	0.111*g
0.14	0.447*g	0.39	0.543*g	0.70	0.492*g	1.50	0.099*g
0.15	0.511*g	0.40	0.531*g	0.72	0.471*g	1.55	0.090*g
0.16	0.483*g	0.41	0.529*g	0.74	0.454*g	1.60	0.079*g
0.17	0.431*g	0.42	0.530*g	0.76	0.432*g	1.65	0.069*g
0.18	0.492*g	0.43	0.531*g	0.78	0.400*g	1.70	0.059*g
0.19	0.534*g	0.44	0.521*g	0.80	0.371*g	1.75	0.051*g
0.20	0.504*g	0.45	0.501*g	0.82	0.339*g	1.80	0.051*g
0.21	0.508*g	0.46	0.478*g	0.84	0.311*g	1.85	0.050*g
0.22	0.569*g	0.47	0.456*g	0.86	0.282*g	1.90	0.048*g
0.23	0.629*g	0.48	0.438*g	0.88	0.257*g	1.95	0.045*g
0.24	0.644*g	0.49	0.423*g	0.90	0.241*g	2.00	0.043*g
0.25	0.652*g	0.50	0.410*g	0.92	0.233*g		

Il valore medio della PGA in superficie è risultato pari a **0.240 g**, con un fattore di amplificazione (PGA/PGA0) pari a 1.50.

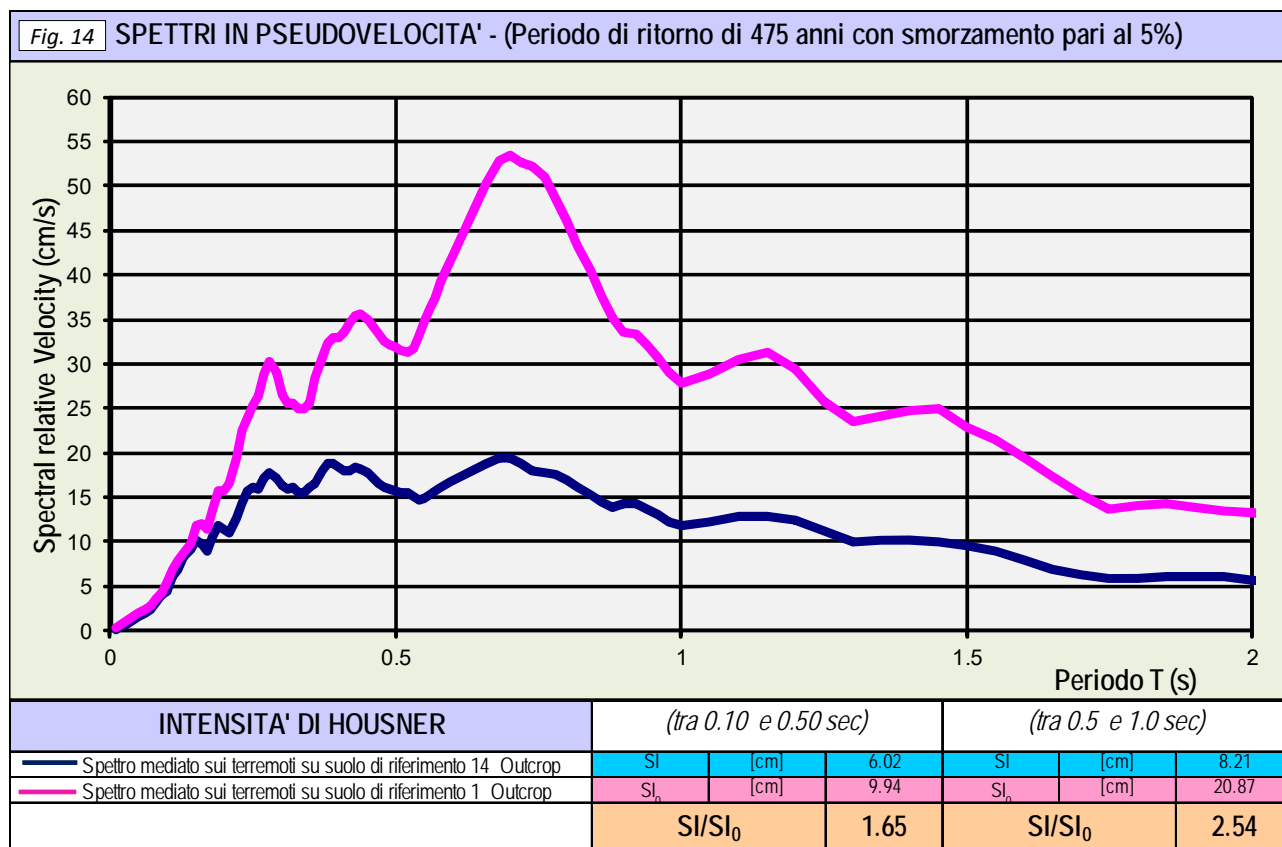
La fig. 12 riporta anche lo spettro di risposta ottenuto normalizzato, i cui valori sono riportati nella tabella seguente.

T (periodo)	Se(T)norm	T (periodo)	Se(T)norm	T (periodo)	Se(T)norm	T (periodo)	Se(T)norm
0.010	0.287* ^g	0.391	0.696* ^g	0.858	0.556* ^g	1.837	0.259* ^g
0.020	0.303* ^g	0.412	0.696* ^g	0.915	0.521* ^g	1.894	0.252* ^g
0.043	0.340* ^g	0.433	0.696* ^g	0.973	0.490* ^g	1.952	0.244* ^g
0.066	0.377* ^g	0.454	0.696* ^g	1.031	0.462* ^g	2.000	0.238* ^g
0.090	0.414* ^g	0.475	0.696* ^g	1.088	0.438* ^g	2.058	0.232* ^g
0.113	0.452* ^g	0.496	0.696* ^g	1.146	0.416* ^g	2.115	0.225* ^g
0.136	0.489* ^g	0.517	0.696* ^g	1.203	0.396* ^g	2.173	0.219* ^g
0.159	0.526* ^g	0.538	0.696* ^g	1.261	0.378* ^g	2.240	0.213* ^g
0.182	0.563* ^g	0.559	0.696* ^g	1.319	0.361* ^g	3.102	0.111* ^g
0.205	0.600* ^g	0.580	0.696* ^g	1.376	0.346* ^g	3.964	0.068* ^g
0.229	0.637* ^g	0.601	0.696* ^g	1.434	0.332* ^g	4.827	0.046* ^g
0.265	0.696* ^g	0.622	0.696* ^g	1.491	0.320* ^g	5.689	0.033* ^g
0.286	0.696* ^g	0.643	0.696* ^g	1.549	0.308* ^g	6.551	0.025* ^g
0.307	0.696* ^g	0.664	0.696* ^g	1.606	0.297* ^g	7.413	0.019* ^g
0.328	0.696* ^g	0.685	0.696* ^g	1.664	0.286* ^g	8.276	0.016* ^g
0.349	0.696* ^g	0.743	0.642* ^g	1.722	0.277* ^g	9.138	0.013* ^g
0.370	0.696* ^g	0.800	0.596* ^g	1.779	0.268* ^g	10.000	0.011* ^g

La figura 13 riporta invece la funzione di amplificazione locale ricavata dallo studio eseguito mediata sui 3 input sismici di riferimento, ed identificabile come il rapporto tra l'ampiezza degli spettri di Fourier al sito e l'ampiezza in corrispondenza della formazione rocciosa affiorante utilizzando un valore di smorzamento critico pari al 5%.



L'analisi ha inoltre permesso di ricavare gli spettri in pseudo - velocità medi sia al suolo di riferimento che alla superficie del sito esaminato (fig. 14).



Il fattore di amplificazione in termini di rapporto (Si/SI0) di Intensità di Housner negli intervalli di frequenza 0.1 - 0.5 sec e 0.5 - 1.0 sec., risultano pari rispettivamente a 1.65 e 2.54.

- RIEPILOGO RISULTATI STUDIO DI "RSL"

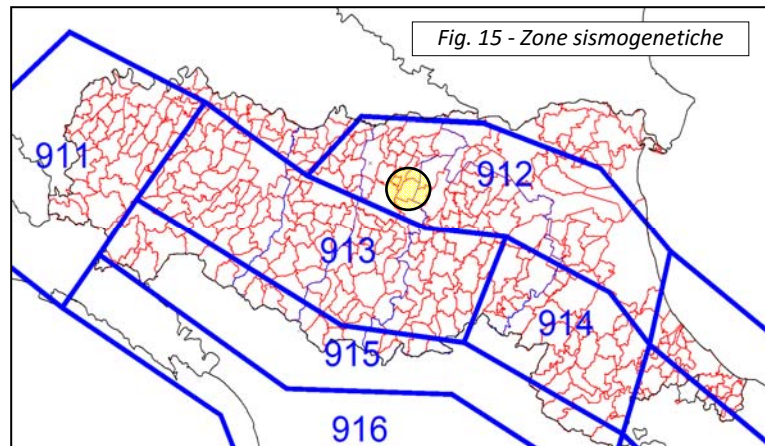
Per L'area in oggetto lo studio di Risposta Sismica Locale ha definito un valore di PGA pari a **0,240 g** con un fattore di amplificazione (PGA/PGA0) pari a 1.50.

Per quel che concerne il rapporto **(Si/SI0)** di Intensità di Housner negli intervalli di frequenza **0.1 - 0.5 sec.** e **0.5 - 1.0 sec.**, i fattori di amplificazione risultano essere rispettivamente pari a **1.65** e **2.54**.

TABELLA RIASSUNTIVA PARAMETRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	
Valore della PGA ₀ di riferimento da Norme Tecniche per la Costruzioni (NTC 2008)	0.160
Valore della PGA rilevata sul sito in esame	0.240
Fattore di Amplificazione (FA) della PGA	1.50
Coefficiente di amplificazione in termini di SI/SI ₀ - intervallo di frequenza 0,10÷0,50s	1.65
Coefficiente di amplificazione in termini di SI/SI ₀ - intervallo di frequenza 0,50÷1,00s	2.54

III Livello di approfondimento – Verifica della suscettibilità alla liquefazione

L'area in esame come individuato in fig. 15 è compresa all'interno della Sismogenetica n°912 denominata "Dorsale Ferrarese" che rappresenta la zona più esterna della fascia in compressione dell'arco appenninico settentrionale.



Il Catalogo parametrico dei terremoti italiani Edizione 2004 denominato CPTI04 registra per

tale zona sismogenetica valori massimi di magnitudo momento Mw pari a 6.14, e a tale si è ritenuto di fare riferimento, per le verifiche alla liquefazione.

Litologicamente i terreni del primo sottosuolo in tutta l'area di interesse risultano caratterizzati da una certa omogeneità e tipica di un ambiente di pianura alluvionale nel quale si alternano sia spazialmente che temporalmente ambienti deposizionali tra loro collegati.

La verifica della suscettibilità alla liquefazione è stata eseguita considerando i risultati, sino alla profondità di 20 m dal p.d.c. della prova penetrometrica CPT1 e a 10 m dal p.d.c. per la prova CPT2. La falda è stata considerata alla profondità di 1.5 m dal p.d.c. come direttamente rilevato nei fori di sondaggio. Di conseguenza è stata effettuata un'analisi per verificare la possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione attraverso un'analisi semplificata in condizioni di free-field valutando, ad ogni quota z del deposito compresa nei primi 20 m, la suscettibilità alla liquefazione attraverso un coefficiente di sicurezza FL dato dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (CRR) e sollecitazione indotta dall'azione sismica (rapporto di tensione ciclica CSR) .

Per quanto concerne la magnitudo, come riportato nei capitoli precedenti, si è fatto riferimento ad un valore massimo pari a 6.14. Per quel che concerne invece l'accelerazione massima attesa in superficie nell'area in esame, è stato utilizzato il valore ottenuto dallo studio di RSL pari di 0.240 g.

Il metodo applicato fa riferimento alla metodologia di R.W. Boulanger e I.M. Idriss riportata nella monografia "CPT AND SPT BASED LIQUEFACTION TRIGGERING PROCEDURES" (Center for Geotechnical Modeling - Department of Civil and Environmental Engineering University of California - Davis, California, Aprile 2014).

Con tale metodo Il coefficiente di sicurezza FL viene calcolato a partire dalla seguente formula:

$$F_L = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma = \frac{CRR_{7.5}}{CSR_{7.5}} \cdot K_\sigma$$

CRR_{7.5} : Rapporto di resistenza ciclica per magnitudo M = 7.5

MSF : Fattore di scala della Magnitudo (Magnitude Scale Factor)

K_σ : Fattore di correzione per la pressione di confinamento (Overburden Correction Factor)

CSR : Rapporto di Tensione Ciclica (Cyclic Stress Ratio)

Il rapporto di tensione ciclica CSR, ad una determinata profondità, è valutato attraverso l'espressione di Seed e Idriss (1971) riportata di seguito:

$$CSR_{M;\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot r_d$$

Dove:

a_{max} : accelerazione di picco al piano campagna del terremoto di progetto;

g : accelerazione di gravità;

σ_{v0} : tensione totale verticale alla profondità considerata;

σ'_{v0} : tensione efficace verticale alla profondità considerata;

R_d : coefficiente riduttivo dell'azione sismica per valutare la deformabilità del sottosuolo;

Il coefficiente riduttivo dell'azione sismica R_d è ricavato, per profondità del piano campagna inferiori a 20 m, mediante la seguente espressione (Idriss (1999) in estensione dei lavori di Golesorkhi, 1989):

$$5. CSR_{M;\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

Essendo z la profondità dal piano campagna espressa in metri ed M la magnitudo di momento dell'evento sismico atteso.

Poiché le procedure semplificate sono state elaborate sulla base di osservazioni sul comportamento dei depositi durante eventi sismici con magnitudo di momento M pari a 7.5, per eventi di magnitudo diversa occorre ridurre il carico sismico a quello equivalente di un terremoto di magnitudo 7.5 ($CSR)_{M=7.5}$ attraverso la seguente relazione:

$$CSR_{M=7.5} = \frac{CSR}{MSF}$$

In cui MSF è un fattore di scala per la magnitudo che è ricavato dall'espressione riportata di seguito (Boulangier, 2008):

$$4. MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left[8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325 \right]$$

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{elNes}}{180}\right)^3 \leq 2.2$$

Per quel che concerne invece la valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR, la resistenza penetrometrica, q_c , ricavata dalle indagine penetrometriche statiche CPT, deve essere ricondotta ad un valore normalizzato, q_{c1N} , attraverso la seguente espressione:

$$q_{c1N} = C_N \cdot \left(\frac{q_c}{p_a} \right)$$

Dove P_a (pressione atmosferica pari a 100kPa) e q_c espressa nella stessa unità di misura. Il coefficiente C_N (fattore correttivo per tener conto dell'influenza della pressione verticale efficace) è ricavato dalla seguente espressione (Boulanger e Idriss, 2004):

$$C_Q = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^n$$

Tale coefficiente non deve superare il valore di 1.7.

Il valore di n viene calcolato per via iterativa con la seguente espressione

$$m = 1.338 - 0.294 * (q_{c1Ncs})^{0.264} \quad \text{con } 21 \leq q_{c1Ncs} \leq 254$$

Dal valore di q_{c1Ncs} è possibile ottenere la resistenza alla liquefazione, per eventi sismici di magnitudo di momento pari a $M=7.5$, mediante la seguente espressione.

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1atm} = \exp \left[\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.80 \right]$$

il parametro q_{c1Ncs} per materiali con frazione fine non trascurabile, con il metodo di Idriss e Boulanger, 2014, è determinato con la seguente espressione

$$q_{c1n,cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1n} \quad \text{con}$$

$$\Delta q_{c1n} = \left(11.9 + \frac{q_{c1Ncs}}{14.6} \right) \cdot \exp \left[1.63 + \frac{9.7}{FC + 2} - \left(\frac{15.7}{FC + 2} \right)^2 \right]$$

il valore del contenuto di fine (FC) viene calcolato con la seguente formula

$$FC = 80 \cdot I_c - 137$$

Il parametro di comportamento del terreno I_c da inserire nelle equazioni sopra riportate è una funzione della resistenza alla punta q_c e della resistenza laterale del manicotto f_s misurate dalle prove penetrometriche CPT.

In particolare:

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2} \quad \text{Indice di comportamento del terreno (Robertson, 1990)}$$

con:

$$Q = \left[\left(\frac{q_c - \sigma_{vo}}{P_a} \right) \right] \left[\left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^m \right] \quad \text{resistenza penetrometrica normalizzata}$$

$$F = \left[\frac{f_s}{(q_c - \sigma_{vo})} \right] * 100\% \quad \text{resistenza laterale normalizzata}$$

L'esponente n di normalizzazione viene determinato per via iterativa.

Considerando che il metodo di calcolo applicato fa riferimento a prove CPTU è stata operata la seguente correzione dei parametri di f_s calcolati dalle prove CPT, desunta da C.Meisina,

D.Lo Presti e Matteo Francesconi dell'Università di Pavia ("Workshop on penetration testing and other geomechanical Issues", Pisa 14 Giugno 2016).

$$\begin{array}{l}
 f_s \text{ CPT} < 65 \text{ kPa} \rightarrow f_s \text{ CPT}_u = (0,0797 \times f_s \text{ CPT})^{2,504} \\
 f_s \text{ CPT} > 65 \text{ kPa} \rightarrow f_s \text{ CPT}_u = f_s \text{ CPT}
 \end{array}$$

Dal parametro F_L viene quindi calcolato il rischio di liquefazione attraverso la valutazione dell'Indice I_L con la seguente l'espressione

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

in cui il valore di $F(z)$ assume i seguenti valori (Iwasaki et al., 1982):

- $F(z) = 0$ per $FSL > 1.2$
 - $F(z) = 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18.427 \cdot F_L)$ per $0.95 \leq FSL \leq 1.2$
 - $F(z) = 1 - FSL$ per $FSL \leq 0.95$
- il valore di profondità critica è assunta pari a 20 metri.

La scala di riferimento del rischio di liquefazione utilizzata in questo caso è quella di Sonmez (2003):

<i>Indice del potenziale di liquefazione I_L SONMEZ, 2003</i>	<i>Pericolosità di liquefazione</i>
$I_L = 0$	Nulla
$0 < I_L < 2$	Bassa
$2 < I_L < 5$	Moderata
$5 < I_L < 15$	Alta
$I_L > 15$	Molto alta

Come riportato in Allegato 7 e 8, e riassunto nella tabella seguente si è ottenuto un valore contenuto dell'indice di potenziale di liquefazione I_L con il rischio di liquefazione che può essere considerato moderato.

Prova	Profondità di calcolo (m)	Indice del potenziale di liquefazione I_L	Rischio di liquefazione
CPT1	20	2.08	moderato
CPT2	10	0.75	basso

III Livello di approfondimento – Calcolo cedimenti post sismici

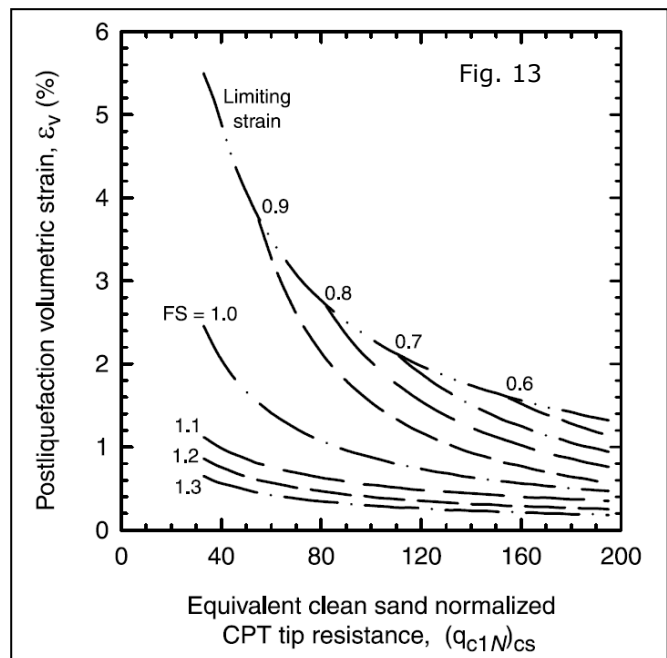
L'analisi è stata completata con la verifica dei cedimenti sismici sulla base dei risultati delle prove penetrometriche.

Per i terreni granulari è stata effettuata attraverso la metodologia di Zhang el All (2002), in accordo a Robertson (2009), con il cedimento (s) ottenuto mediante la valutazione della deformazione volumetrica post-sismica indotta (ϵ_v), con la seguente espressione:

Per i terreni granulari saturi

$$S = \epsilon_v \cdot \Delta H$$

Dove ϵ_v viene calcolato in funzione della resistenza penetrometrica normalizzata e del fattore di sicurezza a liquefazione riportata nelle figura a lato (fig. 13).



Per i terreni fini il cedimento post-sismico, dovuto sia a fenomeni di riconsolidazione che a deformazioni di taglio indotte dalle sollecitazioni sismiche, è stato stimato sulla base del metodo proposto da Robertson (2009), che si basa sulla valutazione del fattore di sicurezza alla deformazione post-sismica, considerando il rapporto di resistenza ciclica del terreno ($CRR_{\gamma=3\%M=7.5}$) corrispondente al raggiungimento di una deformazione di taglio pari al 3% per un terremoto di riferimento di magnitudo pari a 7.5.

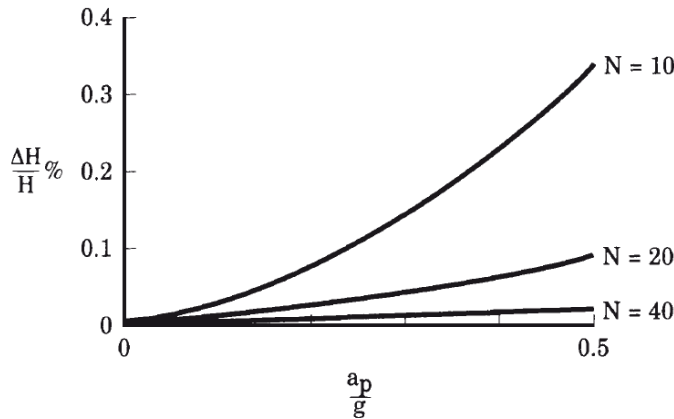
La deformazione ϵ_v viene quindi valutata con le seguenti espressioni (Robertson, 2009):

$$\text{se } FS_{\gamma=3\%M=7.5} > 0.84 \quad \epsilon_{vol} = \frac{[0.8 \cdot 2.66 \log(FS_{\gamma=3\%})]}{[0.33 \cdot (10 - 9 \log(0.33 \cdot Q_m)) \cdot (Q_m)^2]}$$

$$\text{se } FS_{\gamma=3\%M=7.5} \leq 0.84 \quad \epsilon_{vol} = \frac{1}{Q_m^2} \leq 1\%$$

dove Q_{tn} = resistenza alla punta penetrometrica normalizzata e corretta in base alla procedura di Robertson (2009).

Per i terreni granulari non saturi la deformazione volumetrica di taglio dovuta alla compattazione è stata determinata attraverso il metodo di Krinitzsky et al. 1993, che per calcolare il cedimento ΔH in un generico strato di altezza H (rapporto di compressione volumetrica $\epsilon_v = \Delta H/H$, espresso in percentuale) utilizza il valore del numero di colpi corretto dello Standard Penetration Test ($(N_1)_{60}$) e il picco di accelerazione a_{max} secondo il grafico riportato in fig. 14 e relativa tabella 1.



a_{max} [g]	ε_v		
	$(N_1)_{60}=10$	$(N_1)_{60}=20$	$(N_1)_{60}=40$
0.05	0.02	0.01	-
0.10	0.03	0.015	-
0.15	0.05	0.02	-
0.20	0.07	0.03	0.005
0.25	0.12	0.04	0.007
0.30	0.15	0.05	0.010
0.35	0.18	0.06	0.015
0.40	0.23	0.075	0.02

Fig. 16 - Figura per il calcolo dei cedimenti in terreni granulari non saturi (Krinitzsky et al. 1993)

Tab. 1 - Valori del rapporto $\varepsilon_v = \Delta H/H$ in funzione dell'accelerazione a_{max} e del numero di colpi corretto $(N_1)_{60}$ (Del.112/2007)

Nella tabella seguente (Allegati 7 e 8) sono riassunti i valori dei cedimenti sismici calcolati, del tutto accettabili per le strutture in progetto con il presente Piano Particolareggiato.

Prova	Cedimento terreni granulari saturi (Zhang et al, 2002) (cm)	Cedimento terreni fini saturi (Robertson, 2009) (cm)	Cedimento terreni granulari non saturi (Krinitzsky, 1993) (cm)	Cedimento totale (cm)
CPT1	1.80	0.26	0.00	2.06
CPT2	0.64	0.00	0.00	0.64

.B4) FATTIBILITÀ DEL PROGETTO PROPOSTO

Il progetto in esame rappresenta il Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata del Comparto Agroindustriale denominato Sottozona D.7 – Antica Foma, ubicato nella zona nordest del comune di Nonantola, lungo via limpido 28.

L’area risulta già ampiamente edificata, con presenza un fabbricato industriale della committenza, per il quale il presente PP ne prevede l’ampliamento.

Nell’area di piano, oltre all’ampliamento del capannone esistente si prevedono altri interventi, come la costruzione di vasche di laminazione e accumulo acque meteoriche.

L’area in oggetto presenta quote medie del piano campagna comprese tra 24 e 25 m s.l.m., con pendenze prevalenti molto blande, pari a circa 0.5-1 per mille, in direzione est/nordest.

La morfologia piana e semplice dell’area è tale da permettere uno sviluppo edilizio senza particolari problemi; l’area si presenta del tutto stabile con terreni in posto per i quali non si ravvisano problematiche particolari.

Per l’area in esame non si riscontrano problemi di deflusso delle acque superficiali, risultando del tutto assenti forme chiuse o depresse, che potrebbero dare origine a ristagni idrici, ne rischi particolari di allagamenti legati ai corsi d’acqua presenti.

Non si riscontrano problemi per quel che riguarda il drenaggio superficiale delle acque, sia per la permeabilità dei terreni affioranti, sia per la mancanza di forme depresse o chiuse a deflusso difficoltoso.

Per la caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica dei terreni presenti si sono eseguite, come detto, sull'area n. 2 prove penetrometriche statiche, ubicate come nella planimetria riportata in allegato 5 e spinte sino alla profondità massima di 30 m dall'attuale piano campagna. In generale si rileva una sequenza dominante di terreni fini, argillosi e argillo limosi, fino alla profondità di 27 m ove si rileva il primo strato grossolano, costituito da sabbie e sabbie limose.

Per quanto attiene l'idrogeologia le prove eseguite confermano nell'area la presenza di una falda superficiale posta a modesta profondità dal piano campagna, nello specifico in questo periodo pari a circa 2 m; tale livello considerato le sue escursioni stagionali, può risultare interferente con le porzioni interrato dei futuri interventi.

In ogni modo in fase esecutiva ed in relazione al periodo d'intervento si dovrà valutare la profondità della falda superficiale e quindi sue possibili interferenze con le strutture fondali dell'ampliamento in progetto e delle vasche.

Comunque valutando la tipologia della falda presente, limitata e contenuta in livelli lenticolari, si ritiene che la realizzazione di eventuali piani interrati non comporti problemi particolari, tenuto conto delle modeste portate e delle condizioni di isolamento che la falda stessa presenta rispetto alle falde più importanti poste a maggiori profondità.

E' ovvio che la presenza comunque di una falda così superficiale, comporterà tutta una serie di accorgimenti costruttivi, tali per cui si vada a prevenire l'insorgere di controindicazioni particolari, sia nella fase di cantiere che a fabbricati ultimati.

Da un punto di vista geotecnico le prove effettuate hanno evidenziato la presenza di terreni con discrete caratteristiche di resistenza, rilevando una certa omogeneità sull'area indagata. Sulla base delle caratteristiche geomeccaniche del primo sottosuolo, evidenziate dalle indagini geognostiche eseguite nell'area e considerando la tipologia prevalente dell'intervento previsto, si ritiene idonea l'adozione di fondazioni superficiali, di cui il tipo a plinto, risulta quello maggiormente indicato, non escludendo comunque altre tipologie, in caso di interventi di un certo impegno.

Si consiglia in tale caso una profondità di posa non inferiore a 80 cm dal p.d.c. attuale considerando di fatto il superamento del terreno agrario superficiale, nonché di quello che maggiormente risente delle variazioni stagionali di umidità e temperatura.

Per quanto attiene alla resistenza del terreno di sottofondazione, a titolo indicativo, sulla base delle prove eseguite, si è stimata una portanza in termini di tensioni ammissibili, pari a un valore grosso modo di 1 Kg/cmq. Tale valore dovrà essere comunque opportunamente verificato in fase esecutiva, ai sensi delle norme vigenti (D.M. 14/01/2008), una volta noti i carichi agenti. In considerazione della presenza di strati fini compressibili, posti a modesta profondità dal piano campagna, particolare attenzione andrà anche posta, in fase di progettazione esecutiva, al calcolo dei cedimenti indotti, sia quelli assoluti che differenziali, con relative distorsioni.

Per quanto riguarda il rischio idraulico, legato ai corsi d'acqua minori presenti, si ritiene che non vi siano problemi per il comparto in esame; anche in riferimento al principale Fiume

Panaro, considerata l'ubicazione, lo stato del corso d'acqua e la presenza delle opere di presidio esistenti, non vi sono motivi di preoccupazione.

Per quanto attiene gli aspetti sismici l'area risulta idonea, non rilevandosi rischi particolari; rimane comunque la progettazione sismica degli interventi ai sensi delle nuove NTC2008.

Si è verificato come l'area sia omogenea per quanto attenga la risposta sismica locale e i possibili effetti attesi. Non vi sono, invece, effetti legati alla topografia. Si è valutato come il rischio di liquefazione dei terreni presenti, sia molto basso, e che i cedimenti post sismici attesi risultano del tutto compatibili con le strutture in progetto.

In considerazione di tutto ciò possiamo, pertanto, dedurre che per quanto riguarda il P.P.I.P. del Comparto Antica Foma in studio, non sussistono particolari controindicazioni e questo sia dal punto di vista geologico, geotecnico, morfologico, idrogeologico e sismico, potendo affermare la fattibilità degli interventi in progetto, fermo restando i dovuti approfondimenti in fase esecutiva.

. C) CONCLUSIONI

La presente relazione è stata redatta a supporto del P.P.I.P. del Comparto Agroindustriale Antica Foma, per la futura realizzazione di un ampliamento del capannone esistente più altri interventi relativi alle acque meteoriche, sull'area ubicata in via Limpido, nel comune di Nonantola.

Complessivamente lo studio eseguito ha evidenziato la mancanza di controindicazioni da un punto di vista geologico, idrogeologico, idrologico, geotecnico e sismico.

Per la caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica dei terreni di sottofondazione si sono eseguite sull'area n. 2 prove penetrometriche statiche (CPT), spinte sino alla profondità massima di 30 m dal piano campagna.

La prova spinta sino ai 30 m ha permesso anche di classificare da un punto di vista sismico i terreni presenti, determinando la V_{s30} , velocità delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità, e quindi la categoria di suolo di fondazione interessato dai futuri interventi edilizi, in funzione della quale si sono poi ricavati i relativi coefficienti di amplificazione stratigrafica.

Valutando contestualmente le caratteristiche geotecniche e morfologiche dei terreni presenti, unitamente alla tipologia dei fabbricati previsti, si ritiene di massima idonea l'adozione di fondazioni superficiali, non escludendo comunque anche altre tipologie, in caso di interventi di un certo impegno.

La profondità di posa delle nuove fondazioni dovrà essere di almeno 80 cm dall'attuale piano campagna, in modo tale da oltrepassare il terreno più superficiale soggetto alle variazioni stagionali di umidità e temperatura. In fase esecutiva, ai sensi delle norme vigenti, si dovrà procedere alla esecuzione delle apposite verifiche geotecniche del complesso terreno-fondazione. Dal punto di vista idrogeologico, le indagini eseguite hanno evidenziato la presenza di una falda superficiale, che in zona si attesta sui 2 m di profondità; non si escludono, pertanto, possibili interferenze tra questa e le fondazioni dell'ampliamento in progetto e delle vasche o con i relativi scavi nella fase di cantiere, di cui tenere conto.

In ogni modo in fase esecutiva ed in relazione al periodo d'intervento si dovrà valutare la profondità della falda superficiale e quindi sue possibili interferenze.

Comunque valutando la tipologia della falda presente, estremamente limitata e contenuta in livelli lenticolari, si ritiene che la realizzazione degli interventi previsti non comporti problemi particolari, tenuto conto delle modeste portate e delle condizioni di isolamento che la falda stessa presenta rispetto alle falde più importanti poste a maggiori profondità.

Da un punto di vista sismico, come previsto dal recente studio di MZS del Comune di Nonantola, si è eseguito uno studio di risposta sismica locale, al fine di valutare le accelerazioni previste e che ha evidenziato come l'area dell'ambito sia omogenea per quanto attiene i possibili effetti attesi. Non vi sono, invece, effetti legati alla topografia. Si è valutato come il rischio di liquefazione dei terreni presenti, sia molto basso, e che i cedimenti post sismici attesi risultano del tutto compatibili con le strutture in progetto.

Pertanto tutto ciò considerato si conferma la fattibilità del presente P.P.I.P. del Comparto Antica Foma, nel comune di Nonantola.

Modena 02/09/2016

IL TECNICO

Dott. Geol. Alessandro Maccaferri



ALLEGATI

Allegato 1 – Inquadramento geografico

Allegato 2 – Ubicazione area d'interesse

Allegato 3 – Carta geologica RER

Allegato 4 – Carta della zonizzazione sismica

Allegato 5 – Ubicazione prove penetrometriche statiche

Allegato 6 – Prove penetrometriche statiche

Allegato 7 – Verifiche alla liquefazione e calcolo cedimenti CPT1

Allegato 8 – Verifiche alla liquefazione e calcolo cedimenti CPT2

Inquadramento Geografico

**C.T.R. scala 1 : 25.000
Estratto Tavola 202SO "Nonantola"**



Ubicazione area in oggetto

ALLEGATO N. 1

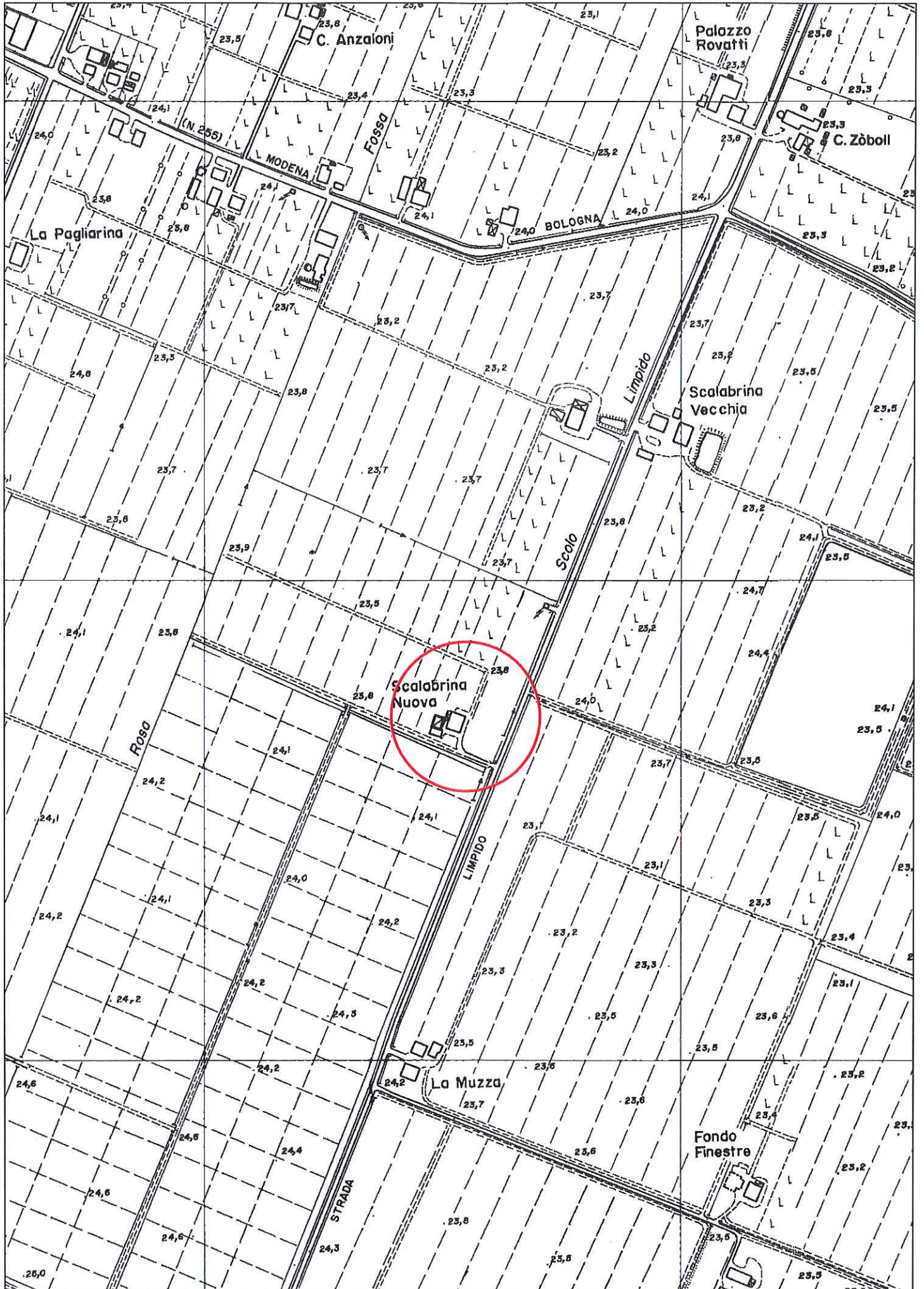
Ubicazione area in studio

**C.T.R. scala 1 : 5.000
Estratto Elemento 202092 "Redù"**



Ubicazione area in oggetto

ALLEGATO N. 2

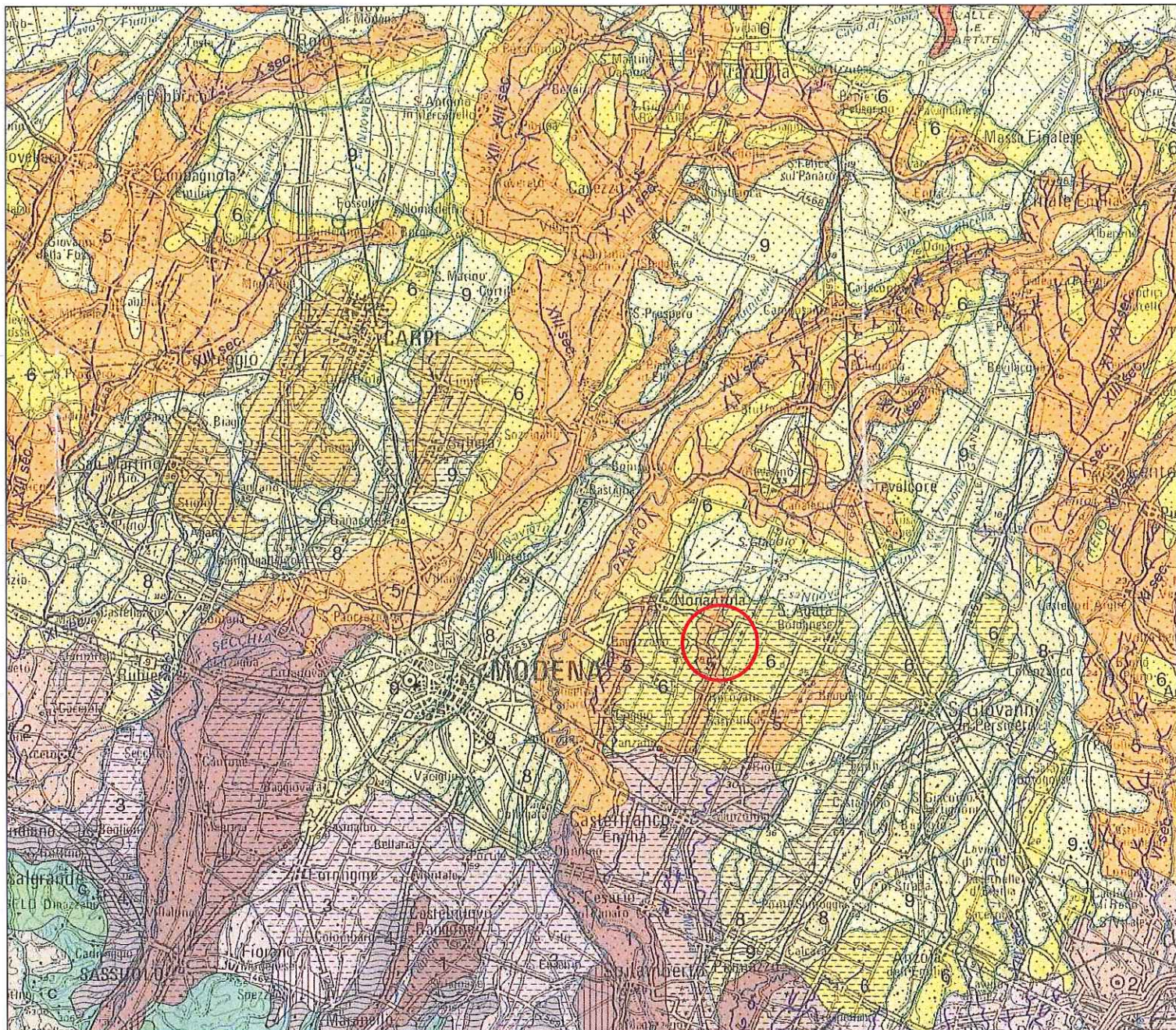


Carta geologica di pianura dell'Emilia Romagna
Scala 1 : 250.000



Ubicazione area in oggetto

ALLEGATO N. 3



DEPOSITI ALLUVIONALI ALLUVIAL DEPOSITS

CONOIDI E TERRAZZI ALLUVIONALI ALLUVIAL FAN AND TERRACE

- 1** Ghiaie e sabbie in corpi canalizzati e lenticolari amalgamati, intercalate a sabbie e sabbie limose in strati di spessore decimetrico. Depositi di conoide e di terrazzo.
 Al tetto e all'interno suoli a diverso grado di evoluzione.
*Gravel and sand in channelled and lenticular bodies amalgamated, intercalated with sand and silty sand in beds tens of centimeters thick. Alluvial fan and terrace.
 At the top and within, soils of various degree of evolution.*
- 2** Sabbie, limi sabbiosi e limi, in strati di spessore decimetrico, ghiaie sabbiose e sabbie in corpi canalizzati e lenticolari. Depositi di conoide e di terrazzo.
 Al tetto e all'interno suoli a diverso grado di evoluzione.
*Sand, silty sand and silt in beds tens of centimeters thick; sandy gravel and sand in channelled or lenticular bodies. Fan and terrace deposits.
 At the top and within, soils of various degree of evolution.*
- 3** Limi e limi argillosi in strati di spessore decimetrico, subordinatamente ghiaie e ghiaie sabbiose in corpi canalizzati e lenticolari. Depositi di conoide e di terrazzo.
 Al tetto e all'interno suoli a diverso grado di evoluzione.
*Silt and clayey silt in beds tens of centimeters thick; small amounts of gravel and sandy gravel in channelled and lenticular bodies. Alluvial fan and terrace.
 At the top and within, soils of various degree of evolution.*
- 4** Ghiaie, sabbie, limi e limi argillosi. Depositi alluvionali indifferenziati.
Gravels, sands, silts and clayey silts. Undifferentiated alluvial deposits.

PIANA ALLUVIONALE ALLUVIAL PLAIN

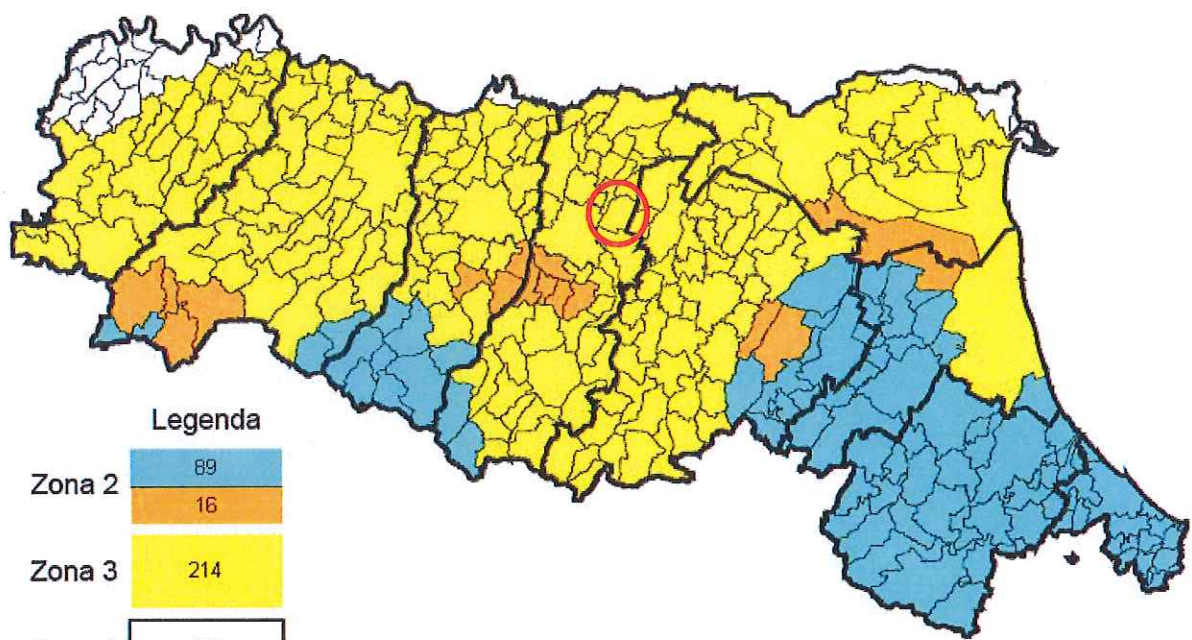
- 5** Sabbie medie e fini in strati di spessore decimetrico passanti lateralmente ed intercalate a sabbie fini e finissime limose, subordinatamente limi argillosi; localmente sabbie medie e grossolane in corpi lenticolari e nastriiformi. Depositi di canale e argine prossimale.
 Al tetto suoli a diverso grado di evoluzione.
*Medium and fine sand in beds tens of centimeters thick, changing laterally and/or intercalated to fine and very fine silty sand, smaller amounts of clayey silt; locally medium and coarse sand in lenticular, ribbon shaped bodies. Channel and proximal levee.
 At the top, soils with various degree of evolution.*
- 6** Limi sabbiosi, sabbie fini e finissime, argille limose e subordinatamente sabbie limose-argillose intercalate in strati di spessore decimetrico. Depositi di argine distale.
 Al tetto suoli a diverso grado di evoluzione.
*Sandy silt, fine and very fine sand, silty clay and smaller amounts of silty clayey sand intercalated in beds tens of centimeters thick. Distal levee deposits.
 At the top, soils with various degree of evolution.*
- 7** Sabbie medie e fini, limi e argille limose intercalati in strati di spessore decimetrico; localmente sabbie medie e grossolane in corpi lenticolari e nastriiformi. Depositi di canale e argine indifferenziati.
 Al tetto suoli a diverso grado di evoluzione.
*Medium and fine sand, silt and silty clay intercalated in beds tens of centimeters thick; locally medium and coarse sand in lenticular and ribbon shaped bodies. Channel and undifferentiated levee deposits.
 At the top soils with various degree of evolution.*
- 8** Limi argillosi e limi sabbiosi, subordinatamente sabbie fini e finissime, in strati di spessore decimetrico; localmente sabbie in corpi lenticolari e nastriiformi. Depositi di canale e argine indifferenziati.
 Al tetto suoli a diverso grado di evoluzione.
*Clayey silt and sandy silt, smaller amounts of fine and very fine sand, in beds tens of centimeters thick; locally sand in lenticular and ribbon shaped bodies. Channel and undifferentiated levee deposits.
 At the top soils of various degree of evolution.*
- 9** Argille limose, argille e limi argillosi laminati, localmente concentrazioni di materiali organici parzialmente decomposti. Area interfluviale e depositi di palude.
Silty clay, clay and laminated clayey silt, locally concentrations of partially decomposed organic matter. Back-swamp deposits.
- 10** Sabbie medie e grossolane subordinatamente ghiaie e ghiaie sabbiose, limi e limi sabbiosi in strati di spessore decimetrico. Depositi di piana a meandri.
 Al tetto suoli a diverso grado di evoluzione.
*Medium and coarse sand, to a lesser extent gravel and sandy gravel, smaller amounts of silt and sandy silt in beds tens of centimeters thick. Meander belt deposits.
 At the top, soils of various degree of evolution.*

Carta della zonizzazione sismica



Comune di Modena

ALLEGATO N. 4



Legenda

Zona 2	89
Zona 3	214
Zona 4	22

n° comuni coinvolti

**Planimetria catastale con ubicazione prove
penetrometriche**

**Scala 1 : 2.000
Foglio 59 mappale 90**

● P1 Prova penetrometrica

ALLEGATO N. 5



Prove penetrometriche

ALLEGATO N. 6



Via AUSTRIA, 24 - 41100 MODENA

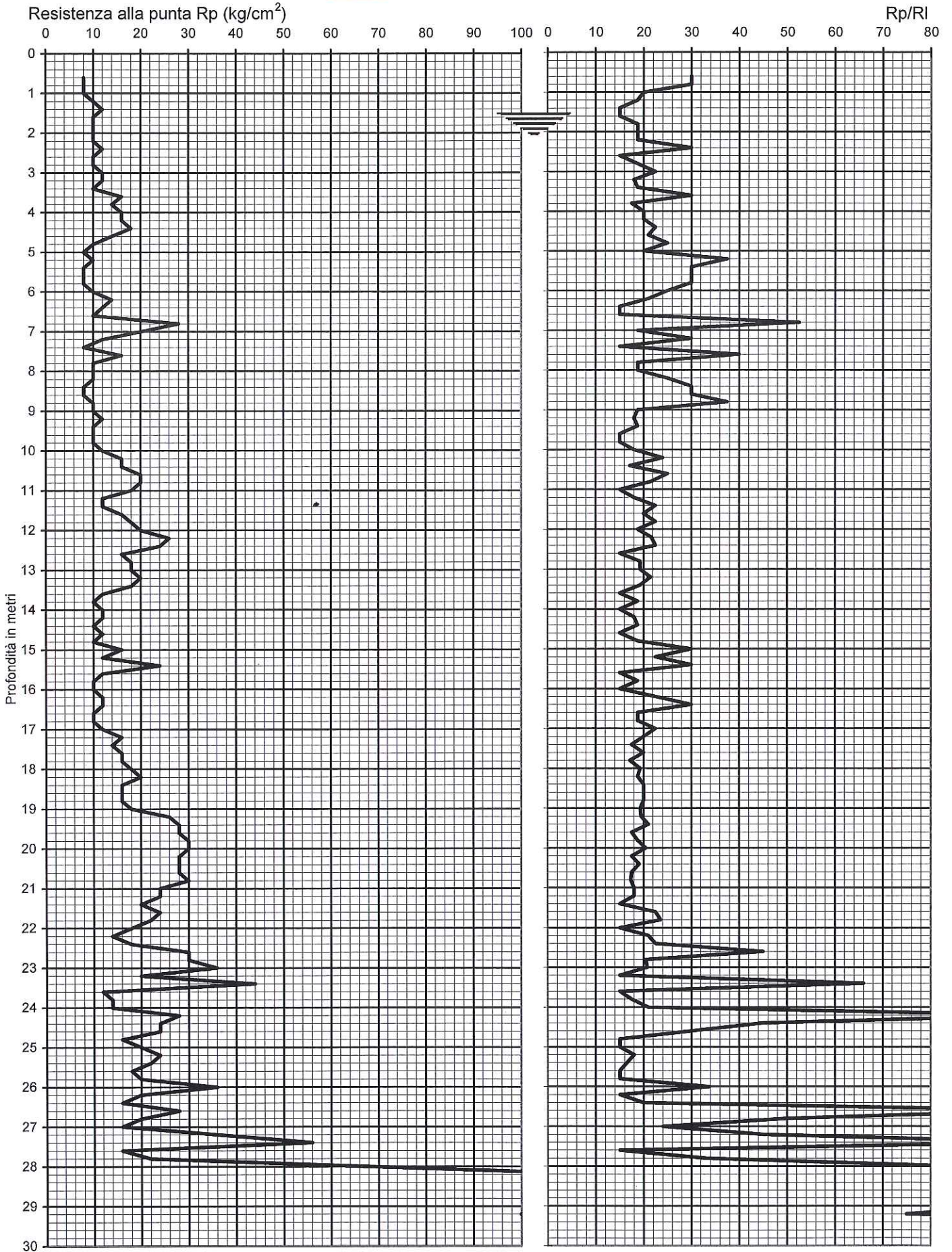
Telefono 059/313999
Telefax 059/454827



PROVA PENETROMETRICA STATICA
Penetrometro Gouda

Certificato n. : **516/14** Data emissione: 20/05/14

Committente : ANTICA FORMA
Località : VIA LIMPIDO N. 28 NONANTOLA
Prova numero : 1
Data : 20/05/2014
Operatore : DR. REBECCHI
Quota : P.C.



Prof. (m)	P (kg/cm ²)	P + L (kg/cm ²)	Rp (kg/cm ²)	RI (kg/cm ²)	Rp/RI [-]
0,20					
0,40					
0,60	8	12	8	0,27	30,00
0,80	8	12	8	0,27	30,00
1,00	8	14	8	0,40	20,00
1,20	10	18	10	0,53	18,75
1,40	12	24	12	0,80	15,00
1,60	10	20	10	0,67	15,00
1,80	10	18	10	0,53	18,75
2,00	10	18	10	0,53	18,75
2,20	10	18	10	0,53	18,75
2,40	12	18	12	0,40	30,00
2,60	10	20	10	0,67	15,00
2,80	10	18	10	0,53	18,75
3,00	12	20	12	0,53	22,50
3,20	12	22	12	0,67	18,00
3,40	10	18	10	0,53	18,75
3,60	16	24	16	0,53	30,00
3,80	14	26	14	0,80	17,50
4,00	16	28	16	0,80	20,00
4,20	16	28	16	0,80	20,00
4,40	18	30	18	0,80	22,50
4,60	14	24	14	0,67	21,00
4,80	10	16	10	0,40	25,00
5,00	8	14	8	0,40	20,00
5,20	10	14	10	0,27	37,50
5,40	8	12	8	0,27	30,00
5,60	8	12	8	0,27	30,00
5,80	8	12	8	0,27	30,00
6,00	10	16	10	0,40	25,00
6,20	14	24	14	0,67	21,00
6,40	12	24	12	0,80	15,00
6,60	10	20	10	0,67	15,00
6,80	28	36	28	0,53	52,50
7,00	20	36	20	1,07	18,75
7,20	12	18	12	0,40	30,00
7,40	8	16	8	0,53	15,00
7,60	16	22	16	0,40	40,00
7,80	10	18	10	0,53	18,75
8,00	10	18	10	0,53	18,75
8,20	10	16	10	0,40	25,00
8,40	8	12	8	0,27	30,00
8,60	8	12	8	0,27	30,00
8,80	10	14	10	0,27	37,50
9,00	10	18	10	0,53	18,75
9,20	12	22	12	0,67	18,00
9,40	10	18	10	0,53	18,75
9,60	10	20	10	0,67	15,00
9,80	10	20	10	0,67	15,00
10,00	12	22	12	0,67	18,00
10,20	16	26	16	0,67	24,00
10,40	16	30	16	0,93	17,14
10,60	20	32	20	0,80	25,00
10,80	20	34	20	0,93	21,43
11,00	18	36	18	1,20	15,00
11,20	12	22	12	0,67	18,00
11,40	12	20	12	0,53	22,50
11,60	16	28	16	0,80	20,00
11,80	18	30	18	0,80	22,50
12,00	20	36	20	1,07	18,75
12,20	26	44	26	1,20	21,67
12,40	24	40	24	1,07	22,50
12,60	16	32	16	1,07	15,00
12,80	18	32	18	0,93	19,29
13,00	18	32	18	0,93	19,29
13,20	20	34	20	0,93	21,43
13,40	18	32	18	0,93	19,29
13,60	12	24	12	0,80	15,00
13,80	10	18	10	0,53	18,75
14,00	12	24	12	0,80	15,00
14,20	12	22	12	0,67	18,00
14,40	10	18	10	0,53	18,75
14,60	12	24	12	0,80	15,00
14,80	10	18	10	0,53	18,75
15,00	16	24	16	0,53	30,00

Prof. (m)	P (kg/cm ²)	P + L (kg/cm ²)	Rp (kg/cm ²)	RI (kg/cm ²)	Rp/RI [-]
15,20	12	20	12	0,53	22,50
15,40	24	36	24	0,80	30,00
15,60	12	24	12	0,80	15,00
15,80	10	18	10	0,53	18,75
16,00	10	20	10	0,67	15,00
16,20	12	20	12	0,53	22,50
16,40	12	18	12	0,40	30,00
16,60	10	18	10	0,53	18,75
16,80	10	18	10	0,53	18,75
17,00	12	20	12	0,53	22,50
17,20	16	28	16	0,80	20,00
17,40	14	26	14	0,80	17,50
17,60	16	28	16	0,80	20,00
17,80	16	30	16	0,93	17,14
18,00	18	32	18	0,93	19,29
18,20	20	36	20	1,07	18,75
18,40	16	28	16	0,80	20,00
18,60	16	28	16	0,80	20,00
18,80	16	28	16	0,80	20,00
19,00	18	32	18	0,93	19,29
19,20	26	46	26	1,33	19,50
19,40	28	48	28	1,33	21,00
19,60	28	52	28	1,60	17,50
19,80	30	54	30	1,60	18,75
20,00	30	52	30	1,47	20,45
20,20	28	52	28	1,60	17,50
20,40	28	50	28	1,47	19,09
20,60	28	52	28	1,60	17,50
20,80	30	56	30	1,73	17,31
21,00	24	44	24	1,33	18,00
21,20	24	44	24	1,33	18,00
21,40	20	40	20	1,33	15,00
21,60	24	40	24	1,07	22,50
21,80	22	36	22	0,93	23,57
22,00	18	36	18	1,20	15,00
22,20	14	24	14	0,67	21,00
22,40	18	30	18	0,80	22,50
22,60	30	40	30	0,67	45,00
22,80	30	52	30	1,47	20,45
23,00	36	62	36	1,73	20,77
23,20	20	40	20	1,33	15,00
23,40	44	54	44	0,67	66,00
23,60	12	24	12	0,80	15,00
23,80	14	26	14	0,80	17,50
24,00	14	24	14	0,67	21,00
24,20	28	32	28	0,27	105,00
24,40	24	32	24	0,53	45,00
24,60	24	36	24	0,80	30,00
24,80	16	32	16	1,07	15,00
25,00	20	40	20	1,33	15,00
25,20	24	44	24	1,33	18,00
25,40	22	42	22	1,33	16,50
25,60	18	36	18	1,20	15,00
25,80	20	40	20	1,33	15,00
26,00	36	52	36	1,07	33,75
26,20	20	40	20	1,33	15,00
26,40	16	28	16	0,80	20,00
26,60	28	32	28	0,27	105,00
26,80	20	26	20	0,40	50,00
27,00	16	26	16	0,67	24,00
27,20	36	48	36	0,80	45,00
27,40	56	64	56	0,53	105,00
27,60	16	32	16	1,07	15,00
27,80	22	32	22	0,67	33,00
28,00	68	80	68	0,80	85,00
28,20	120	140	120	1,33	90,00
28,40	160	180	160	1,33	120,00
28,60	140	160	140	1,33	105,00
28,80	140	160	140	1,33	105,00
29,00	130	150	130	1,33	97,50
29,20	100	120	100	1,33	75,00
29,40	130	140	130	0,67	195,00
29,60	120	140	120	1,33	90,00
29,80	130	150	130	1,33	97,50
30,00	140	160	140	1,33	105,00



Via AUSTRIA, 24 - 41100 MODENA

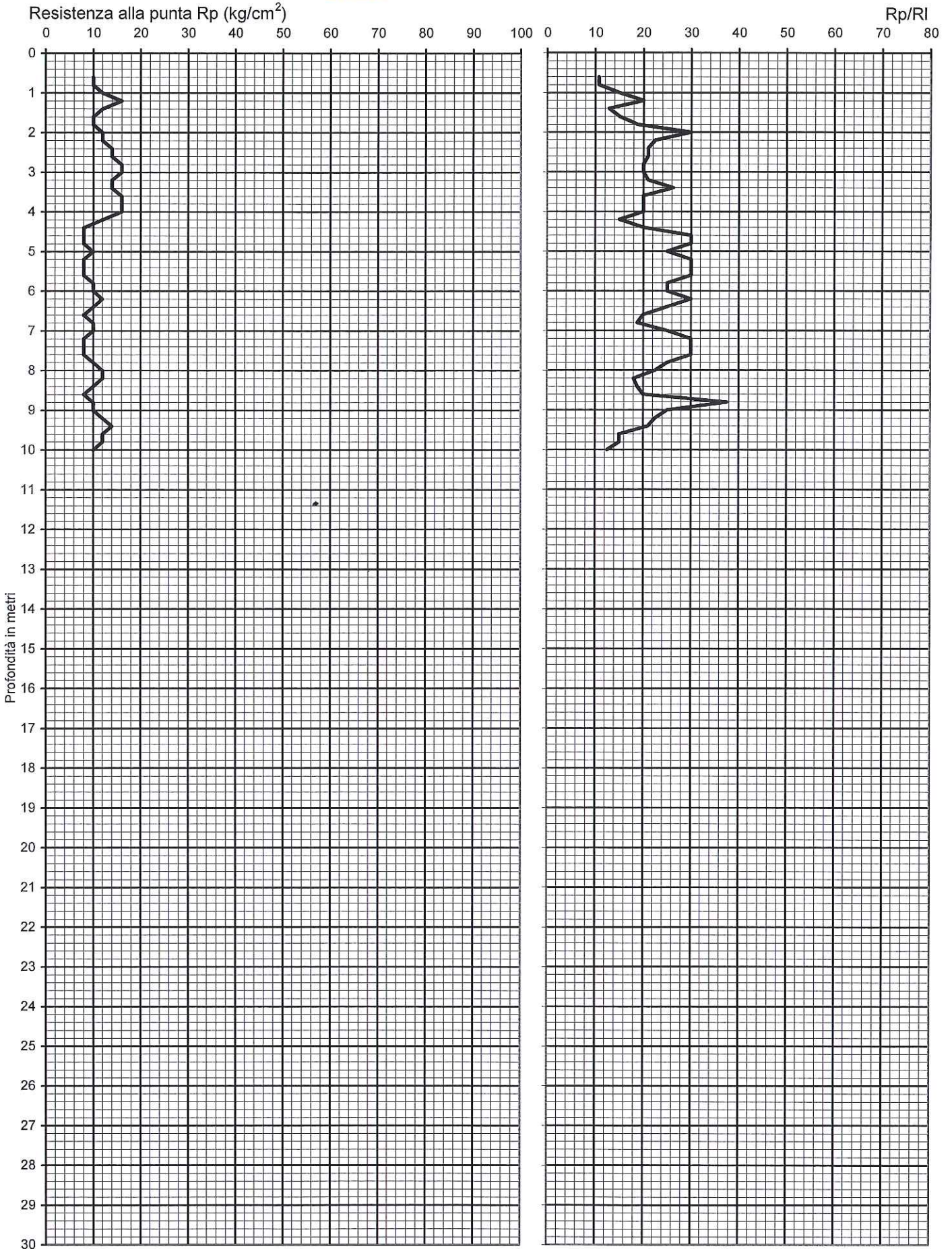
Telefono 059/313999
Telefax 059/454827



PROVA PENETROMETRICA STATICA
Penetrometro Gouda

Certificato n. : **517/14** Data emissione: 20/05/14

Committente : ANTICA FORMA
Località : VIA LIMPIDO N. 28 NONANTOLA
Prova numero : 2
Data : 20/05/2014
Operatore : DR. REBECCHI
Quota : P.C.



Prof. (m)	P (kg/cm ²)	P + L (kg/cm ²)	Rp (kg/cm ²)	RI (kg/cm ²)	Rp/RI [-]
0,20					
0,40					
0,60	10	24	10	0,93	10,71
0,80	10	24	10	0,93	10,71
1,00	12	24	12	0,80	15,00
1,20	16	28	16	0,80	20,00
1,40	12	26	12	0,93	12,86
1,60	10	20	10	0,67	15,00
1,80	10	18	10	0,53	18,75
2,00	12	18	12	0,40	30,00
2,20	12	20	12	0,53	22,50
2,40	14	24	14	0,67	21,00
2,60	14	24	14	0,67	21,00
2,80	16	28	16	0,80	20,00
3,00	16	28	16	0,80	20,00
3,20	14	24	14	0,67	21,00
3,40	14	22	14	0,53	26,25
3,60	16	28	16	0,80	20,00
3,80	16	28	16	0,80	20,00
4,00	16	28	16	0,80	20,00
4,20	12	24	12	0,80	15,00
4,40	8	14	8	0,40	20,00
4,60	8	12	8	0,27	30,00
4,80	8	12	8	0,27	30,00
5,00	10	16	10	0,40	25,00
5,20	8	12	8	0,27	30,00
5,40	8	12	8	0,27	30,00
5,60	8	12	8	0,27	30,00
5,80	10	16	10	0,40	25,00
6,00	10	16	10	0,40	25,00
6,20	12	18	12	0,40	30,00
6,40	10	16	10	0,40	25,00
6,60	8	14	8	0,40	20,00
6,80	10	18	10	0,53	18,75
7,00	10	16	10	0,40	25,00
7,20	8	12	8	0,27	30,00
7,40	8	12	8	0,27	30,00
7,60	8	12	8	0,27	30,00
7,80	10	16	10	0,40	25,00
8,00	12	20	12	0,53	22,50
8,20	12	22	12	0,67	18,00
8,40	10	18	10	0,53	18,75
8,60	8	14	8	0,40	20,00
8,80	10	14	10	0,27	37,50
9,00	10	16	10	0,40	25,00
9,20	12	20	12	0,53	22,50
9,40	14	24	14	0,67	21,00
9,60	12	24	12	0,80	15,00
9,80	12	24	12	0,80	15,00
10,00	10	22	10	0,80	12,50
10,20					
10,40					
10,60					
10,80					
11,00					
11,20					
11,40					
11,60					
11,80					
12,00					
12,20					
12,40					
12,60					
12,80					
13,00					
13,20					
13,40					
13,60					
13,80					
14,00					
14,20					
14,40					
14,60					
14,80					
15,00					

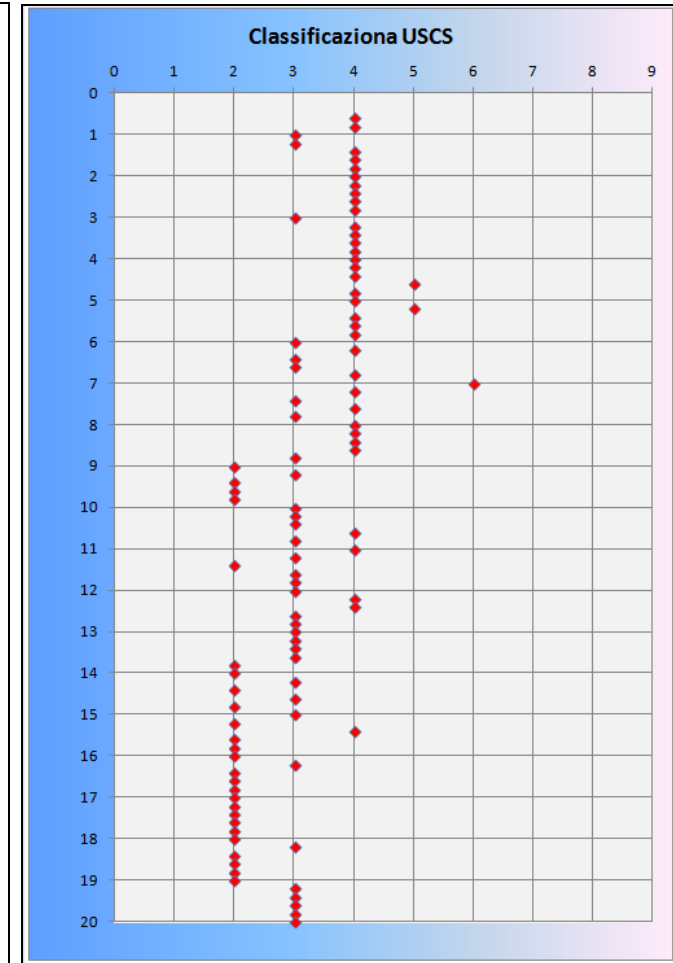
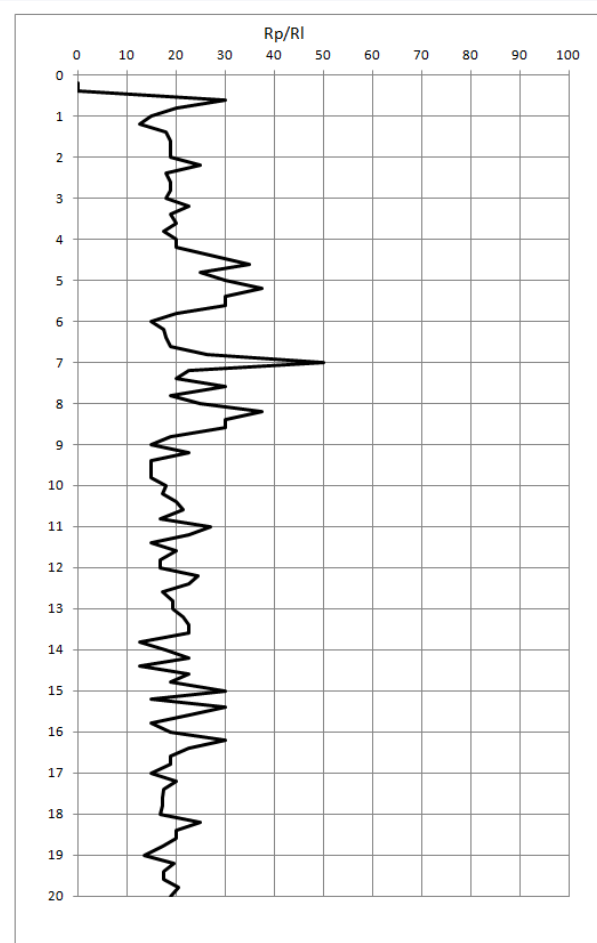
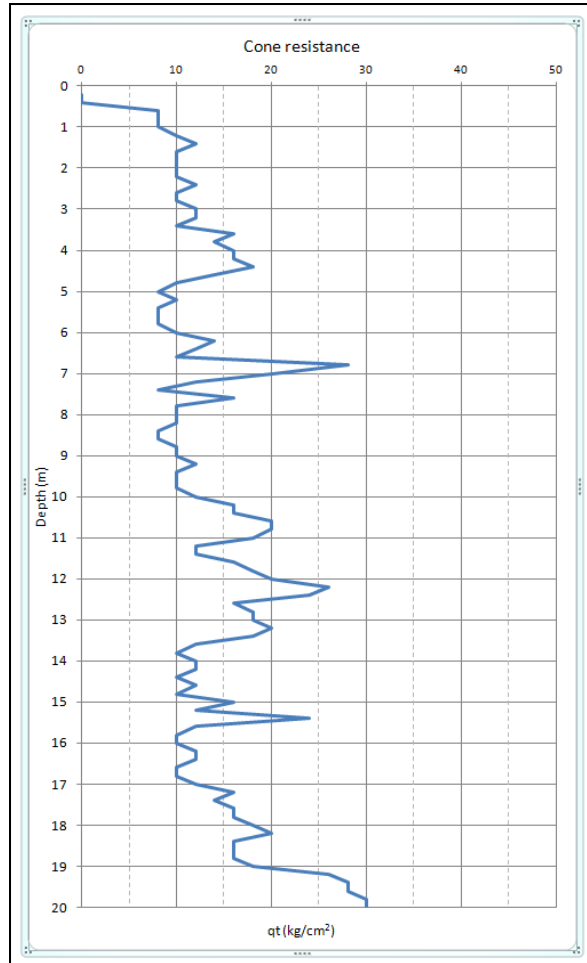
Prof. (m)	P (kg/cm ²)	P + L (kg/cm ²)	Rp (kg/cm ²)	RI (kg/cm ²)	Rp/RI [-]
15,20					
15,40					
15,60					
15,80					
16,00					
16,20					
16,40					
16,60					
16,80					
17,00					
17,20					
17,40					
17,60					
17,80					
18,00					
18,20					
18,40					
18,60					
18,80					
19,00					
19,20					
19,40					
19,60					
19,80					
20,00					
20,20					
20,40					
20,60					
20,80					
21,00					
21,20					
21,40					
21,60					
21,80					
22,00					
22,20					
22,40					
22,60					
22,80					
23,00					
23,20					
23,40					
23,60					
23,80					
24,00					
24,20					
24,40					
24,60					
24,80					
25,00					
25,20					
25,40					
25,60					
25,80					
26,00					
26,20					
26,40					
26,60					
26,80					
27,00					
27,20					
27,40					
27,60					
27,80					
28,00					
28,20					
28,40					
28,60					
28,80					
29,00					
29,20					
29,40					
29,60					
29,80					
30,00					

**Verifica alla liquefazione e calcolo cedimenti
post sismici CPT1**

ALLEGATO N. 7

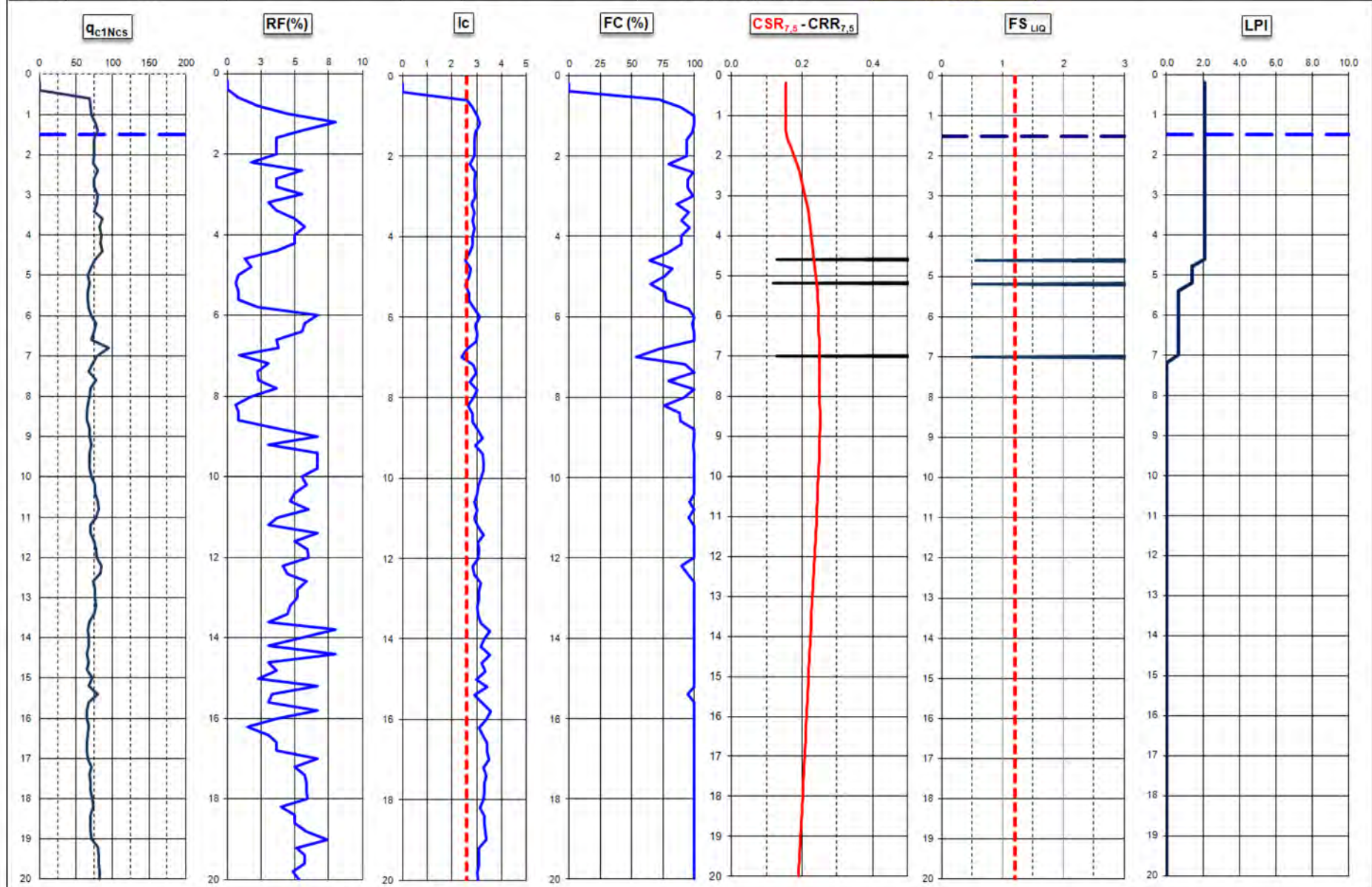
Prova :	CPT1	Comune	Nonantola
Via	Limpido, 28	Data	20/05/2014

A_{max}/g	0.240	Profondità falda (m)	1.5
Magnitudo	6.14	Profondità calcolo (m)	20

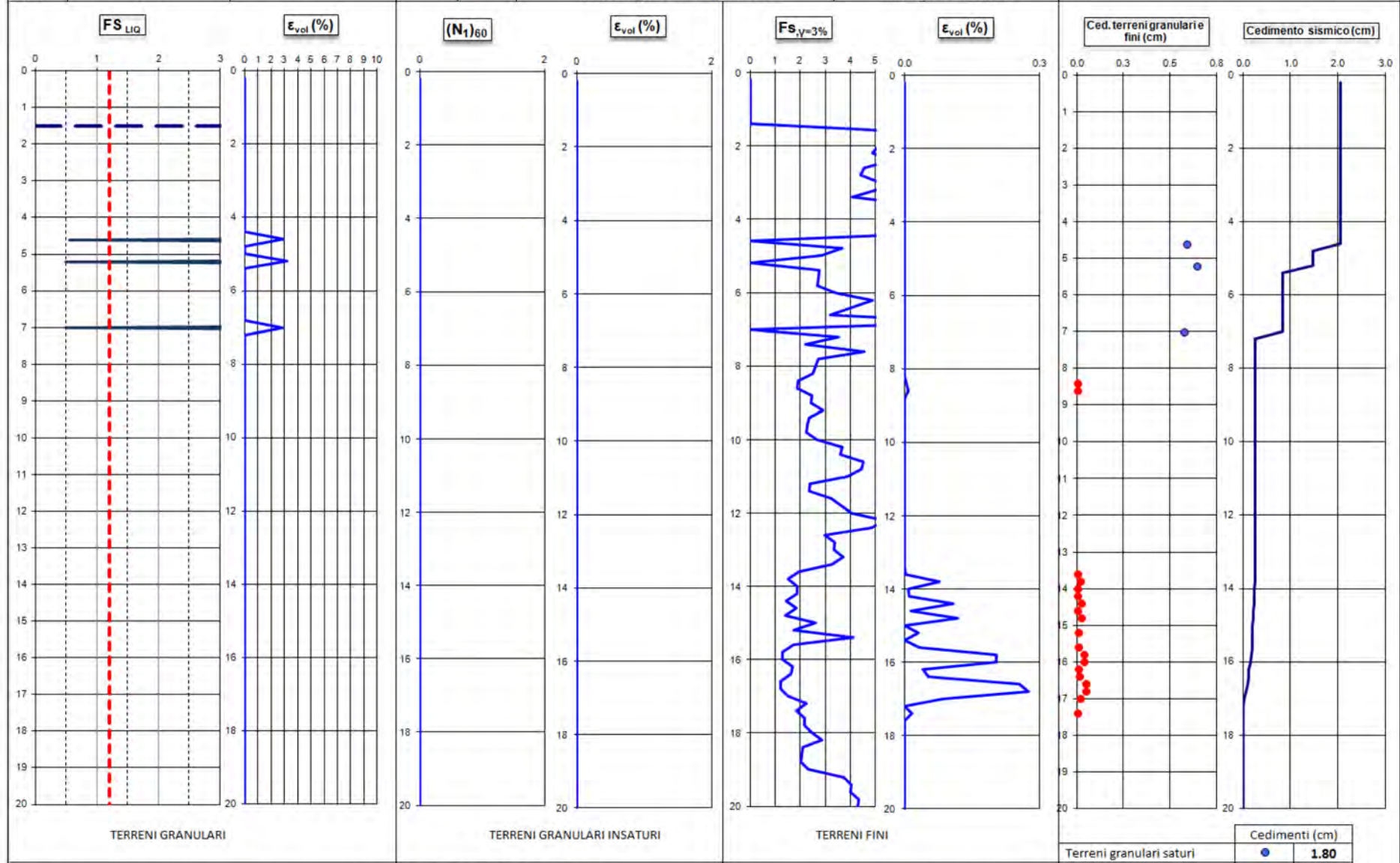


Caratterizzazione litologica : 1 - Organic soil:peats / 2 - Clay / 3 - Silty clay / 4 - Clayey silt to silt clay / 5 - Sandy silt / 6 - Silty Sand
 7 - Sand with silt / 8 - Clean Sand / 9 - Gravelly sand to dense sand

Informazioni generali		Informazioni di input		Informazioni e Risultati analisi		
Comune	Nonatola	data	20/05/2014	Metodologia di R.W. Boulanger e I.M. Idriss, 2014 - Monografia "CPT AND SPT BASED LIQUEFACTION TRIGGERING PROCEDURES" (University of California - Davis, California).	DOTT.GEOL.ALESSANDRO MACCAFERRI	
Via	Limpido, 28	Profondità falda da pdc (m) =	1.50		V.le Caduti in Guerra, 1 - 41100 Modena	
Lat.	/	Magnitudo M_w :	6.14	LPI =	2.08	Tel. 059-226540 - Fax: 059-4398943 - Cell. 335/7053511
Long	/	accelerazione a_{max} (g)	0.240	Rischio di liquefazione =	moderato	
Prova	CPT1			SONMEZ, 2003		



Informazioni generali		Informazioni di input		Informazioni e Risultati analisi					
Comune	Nonatola	data	20/05/2014	 CALCOLO CEDIMENTI SISMICI E POST-SISMICI					
Via	Limpido, 28	Profondita falda da pdc (m)	1.50					DOTT. GEOL. ALESSANDRO MACCAFERRI	
Lat.	/	Magnitudo M_w	6.14					V.le Caduti in Guerra, 1 - 41100 Modena	
Long	/	accelerazione a_{max} (g)	0.240					Tel. 059-226540 - Fax: 059-4398943 - Cell. 335/7053511	
Prova	CPT1			Metodologia verifica liquefazione		Boulanger & Idriss, 2014			



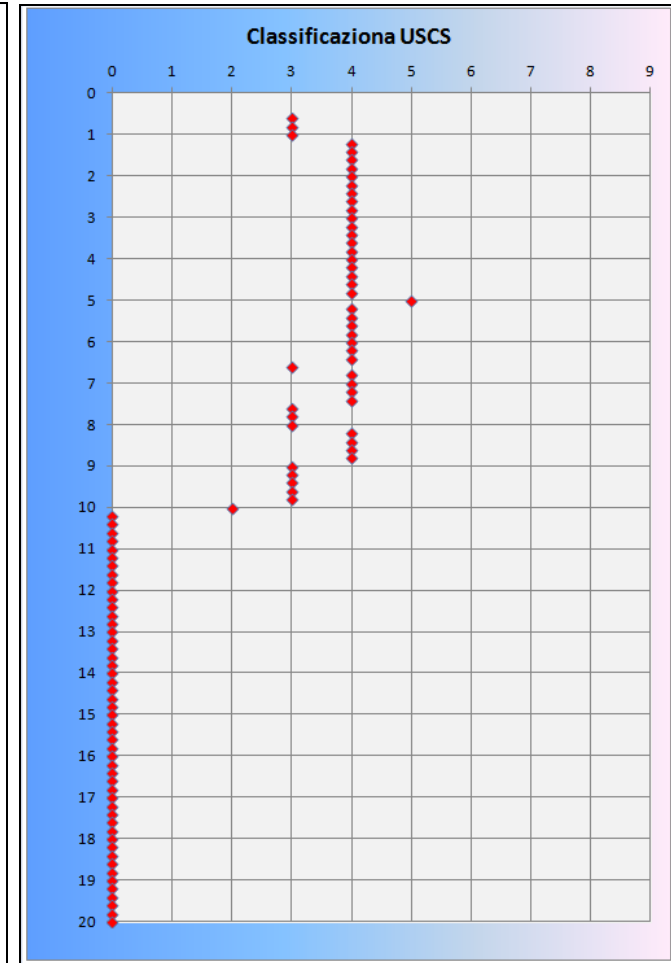
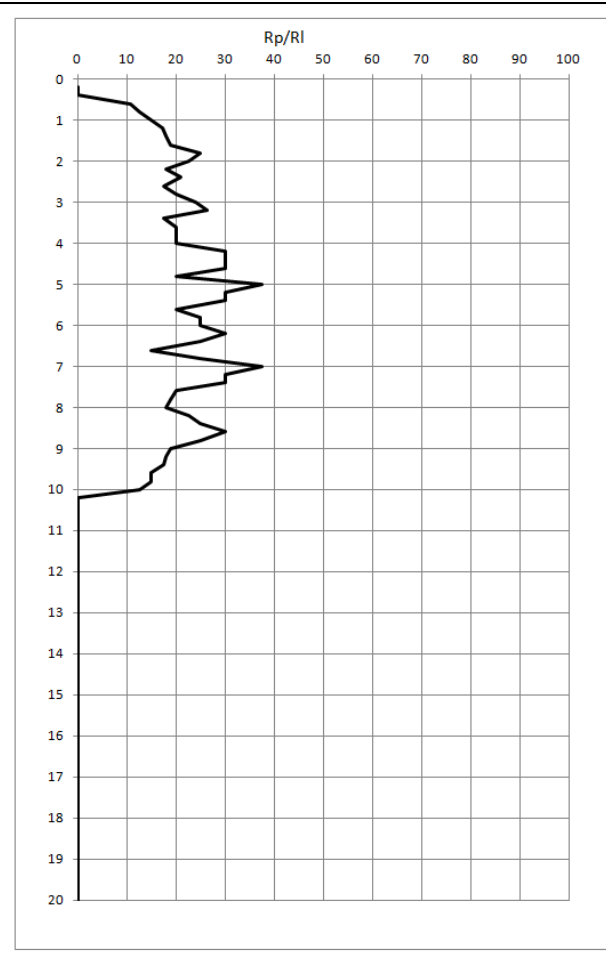
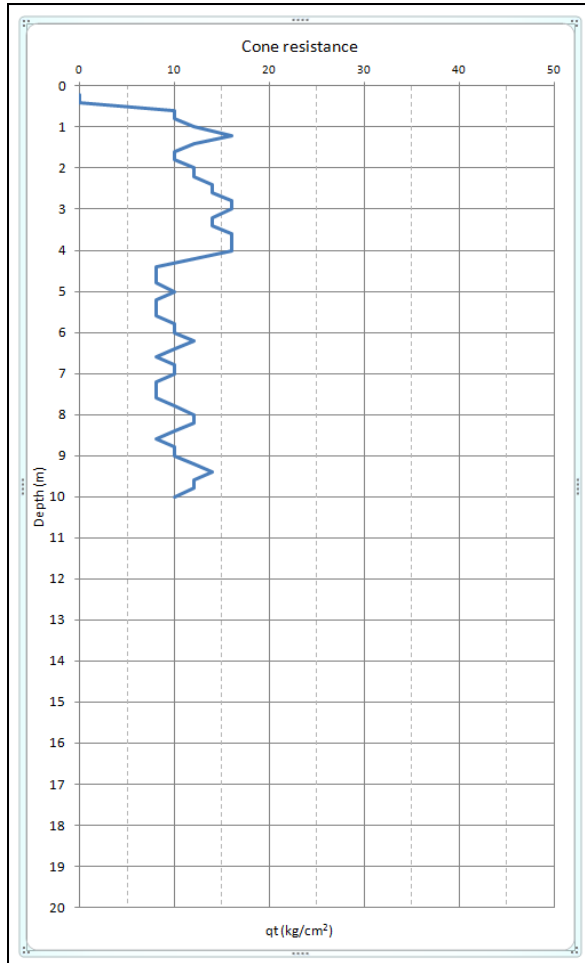
G. Zhang, P.K. Robertson, and R.W.I. Brachman, 2002 - Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground	Metodo di Krinitzsky et all, 1993 (N1) ₆₀ -----> Idriss & Boulanger, 2004 DR -----> Fred (Feng) Yi, 2010	P.K. Robertson (2009) - Performance based earthquake design using the CPT															
<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th colspan="2">Cedimenti (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Terreni granulari saturi</td> <td>●</td> <td>1.80</td> </tr> <tr> <td>Terreni fini</td> <td>●</td> <td>0.26</td> </tr> <tr> <td>Terreni granulari insaturi</td> <td>●</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>Totale</td> <td></td> <td>2.06</td> </tr> </tbody> </table>				Cedimenti (cm)		Terreni granulari saturi	●	1.80	Terreni fini	●	0.26	Terreni granulari insaturi	●	0.00	Totale		2.06
	Cedimenti (cm)																
Terreni granulari saturi	●	1.80															
Terreni fini	●	0.26															
Terreni granulari insaturi	●	0.00															
Totale		2.06															

**Verifica alla liquefazione e calcolo cedimenti
post sismici CPT2**

ALLEGATO N. 8

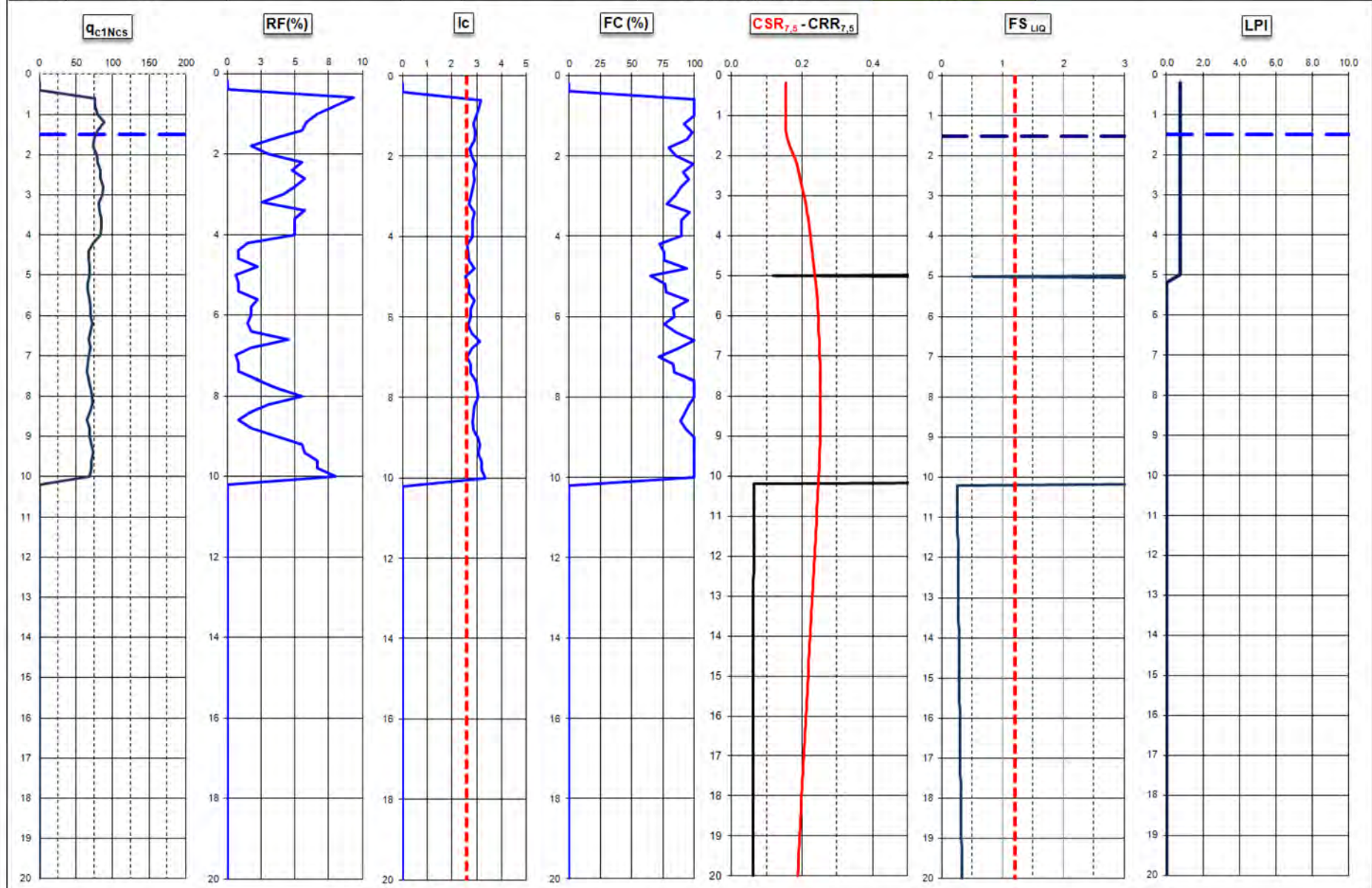
Prova :	CPT2	Comune	Nonantola
Via	Limpido, 28	Data	20/05/2014

A_{max}/g	0.240	Profondità falda (m)	1.5
Magnitudo	6.14	Profondità calcolo (m)	10

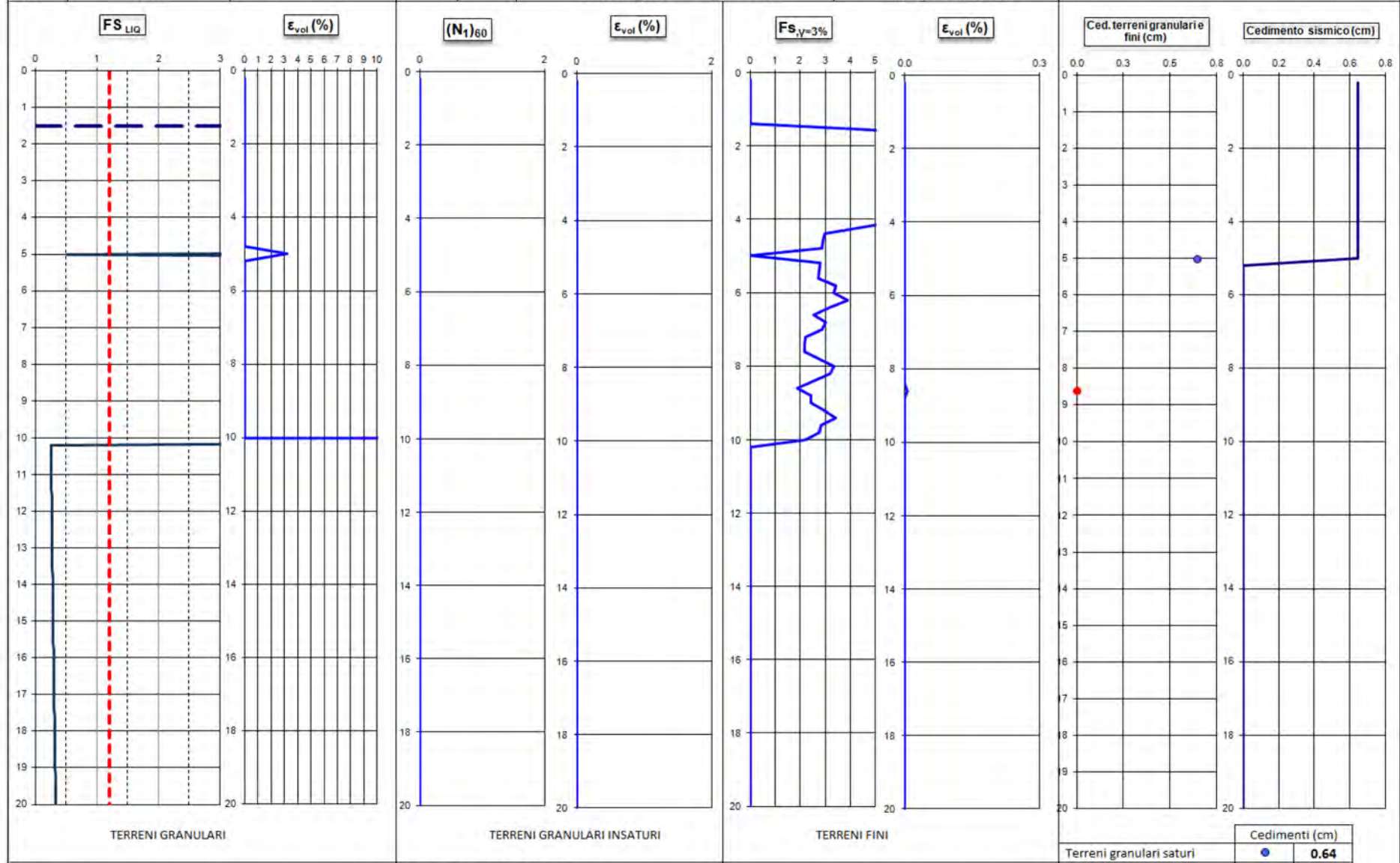


Caratterizzazione litologica : 1 - Organic soil:peats / 2 - Clay / 3 - Silty clay / 4 - Clayey silt to silt clay / 5 - Sandy silt / 6 - Silty Sand
7 - Sand with silt / 8 - Clean Sand / 9 - Gravelly sand to dense sand

Informazioni generali		Informazioni di input		Informazioni e Risultati analisi		
Comune	Nonatola	data	20/05/2014	Metodologia di R.W. Boulanger e I.M. Idriss, 2014 - Monografia "CPT AND SPT BASED LIQUEFACTION TRIGGERING PROCEDURES" (University of California - Davis, California).	DOTT.GEOL.ALESSANDRO MACCAFERRI	
Via	Limpido, 28	Profondità falda da pdc (m) =	1.50			
Lat.	/	Magnitudo M_w :	6.14		V.le Caduti in Guerra, 1 - 41100 Modena	
Long	/	accelerazione a_{max} (g)	0.240	LPI =	0.75	Tel. 059-226540 - Fax: 059-4398943 - Cell. 335/7053511
Prova	CPT2			Rischio di liquefazione =	basso	



Informazioni generali		Informazioni di input		Informazioni e Risultati analisi					
Comune	Nonatola	data	20/05/2014	 CALCOLO CEDIMENTI SISMICI E POST-SISMICI					
Via	Limpido, 28	Profondita falda da pdc (m)	1.50					DOTT.GEOL.ALESSANDRO MACCAFERRI	
Lat.	/	Magnitudo M_w	6.14					V.le Caduti in Guerra, 1 - 41100 Modena	
Long	/	accelerazione a_{max} (g)	0.240					Tel. 059-226540 - Fax: 059-4398943 - Cell. 335/7053511	
Prova	CPT2			Metodologia verifica liquefazione		Boulanger & Idriss, 2014			



G. Zhang, P.K. Robertson, and R.W.I. Brachman, 2002 - Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground	Metodo di Krinitzsky et al, 1993 (N1)60 -----> Idriss & Boulanger, 2004 DR -----> Fred (Feng) Yi, 2010	P.K. Robertson (2009) - Performance based earthquake design using the CPT															
<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th colspan="2">Cedimenti (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Terreni granulari saturi</td> <td>●</td> <td>0.64</td> </tr> <tr> <td>Terreni fini</td> <td>●</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>Terreni granulari insaturi</td> <td>●</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>Totale</td> <td></td> <td>0.64</td> </tr> </tbody> </table>				Cedimenti (cm)		Terreni granulari saturi	●	0.64	Terreni fini	●	0.00	Terreni granulari insaturi	●	0.00	Totale		0.64
	Cedimenti (cm)																
Terreni granulari saturi	●	0.64															
Terreni fini	●	0.00															
Terreni granulari insaturi	●	0.00															
Totale		0.64															