

DOTT. ANNA VACCARI
GEOLOGO

Modena, luglio 2013

RELAZIONE GEOLOGICO GEOTECNICA E SISMICA REDATTA AD USO PRATICA
EDILIZIA PER NUOVA COSTRUZIONE DI PREFABBRICATO COMMERCIALE
DA REALIZZARSI IN VIA MONTE BIANCO A MASSA FINALESE
COMUNE DI FINALE EMILIA - PROVINCIA DI MODENA

PUNTO VENDITA CONAD

INDICE

1. PREMESSA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO
2. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO
 - 2.1 Lineamenti geologici, tettonici e litostratigrafici
 - 2.2 Lineamenti idrogeologici
 - 2.3 Lineamenti morfologici, geomorfologici e idrologici
 - 2.4 Vincoli e zonizzazione di tutela sulla base del P.T.C.P. della Provincia di Modena
3. INDAGINI GEOGNOSTICHE
 - 3.1 Prove penetrometriche statiche
 - 3.2 Indagine geofisica
4. SISMICITÀ
 - 4.1 Caratteristiche sismotettoniche
 - 4.2 Riferimenti normativi
 - 4.3 Azione sismica da NTC 2008
 - 4.4 Risposta sismica locale RSL e input sismico di riferimento
 - 4.5 Modello geologico del sito
 - 4.6 Spettro di risposta reale
 - 4.7 Verifica alla suscettibilità al fenomeno della liquefazione
5. MODELLO LITOSTRATIGRAFICO E IDROGEOLOGICO LOCALE E MODELLAZIONE GEOTECNICA
6. CALCOLO DEL CARICO LIMITE E DEL VALORE DI RD “RESISTENZA DI PROGETTO” (rif. 6.2.3 NTC 2008)
7. CONCLUSIONI

ALLEGATI:

1. Zona di indagine (Elemento CTR n. 184151 - scala 1:5.000)
2. Ubicazione prove penetrometriche statiche
3. Diagrammi penetrometrici e tabulati di calcolo
4. Suscettibilità alla liquefazione, cedimenti sismici e post - sismici
5. Report indagine geofisica

1. PREMESSA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Su incarico della Proprietà (“Margherita” S.p.A.) e d’intesa con l’Arch. Fabrizio Zanella (ARCHI-PRO), si è provveduto alla stesura di una relazione geologico-geotecnica e sismica redatta ad uso *pratica edilizia* inerente un’area, sita nel settore occidentale del Comune di Finale Emilia (Provincia di Modena) in Via Monte Bianco Località Massa Finalese ove insistono due capannoni da demolire in quanto gravemente danneggiati dagli eventi sismici del maggio 2012, oggetto di variante di destinazione d’uso da industriale a commerciale.

Da un punto di vista cartografico la zona, catastalmente identificata al Foglio 57 con i mappali 238-313-319 del catasto urbano del Comune di Finale Emilia, è rappresentata nelle C.T.R. della Regione Emilia Romagna alla Tavola, in scala 1:25.000, n. 184SE denominata “Finale Emilia”, alla Sezione, in scala 1:10.000, n. 184150 e all’Elemento, in scala 1:5.000, n. 184151 rispettivamente denominate “Rivara” e “Canaletto” (Allegato 1).

La nuova costruzione sorgerà nell’area occupata dai capannoni esistenti con una porzione che si estenderà su parte del lotto attiguo non edificato, come schematizzato nella figura di seguito riportata (Fig. 1), dove saranno creati anche i parcheggi di urbanizzazione primaria e di pertinenza.

Dall’analisi degli elaborati grafici a firma del Tecnico Progettista si è rilevato che gli interventi di progetto consistono nella realizzazione di una struttura prefabbricata in legno, dislocata su unico livello fuori terra ($H_{max} = 7$ ml; S.U. = 1356.78 mq), per attività commerciale di tipo alimentare (punto vendita CONAD)

che, compatibilmente con le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti nel primo sottosuolo, sarà dotata di fondazioni dirette superficiali del tipo a plinti associati a cordoli i cui dettagli tecnici saranno riportati negli elaborati del progetto strutturale.

Fig. 1



Allo scopo di ricostruire la litostratigrafia, le caratteristiche geotecniche dei terreni e l'assetto idrogeologico generale e locale, oltre alla consultazione dei dati bibliografici e cartografici, si è fatto riferimento anche ai risultati di altre indagini eseguite a corredo di progetti realizzati nelle vicinanze dell'area che hanno permesso di definire il quadro geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico dei terreni presenti nel primo sottosuolo accertando, altresì, la fattibilità geologico - geotecnica di analoghi interventi edilizi su di essa gravanti.

Si dispone inoltre dei risultati scaturiti dall'elaborazione di N. 5 prove penetrometriche statiche, di cui una approfondita sino a -32 m dal p.c., fornite dalla Committenza ed effettuate a corredo

del Piano Particolareggiato e per la realizzazione del capannone rettangolare più piccolo da demolire (Geoprogetti S.a.s.).

Ai fini di una verifica tecnica puntuale dei terreni volta ad individuare i parametri necessari per la determinazione dell'azione sismica e per la portanza dei terreni, ovvero a fornire la stima dei principali parametri necessari alla definizione del modello geotecnico dei depositi che costituiscono il "volume significativo", in data 09.07.2013 si è effettuata una apposita campagna geognostica in sito (Inresgeo S.r.l.) consistita in N. 3 prove penetrometriche ad infissione statica di cui una approfondita sino a -30 m (D.M. 14.01.2008) e le altre arrestate a -20 m al fine della verifica alla suscettività alla liquefazione, con misurazione del livello di falda all'interno dei fori mediante utilizzo di freatimetro elettroacustico (Allegati 2 - 3 - 4).

Per quel che concerne gli aspetti sismici si è eseguita un'indagine geofisica consistita in prospezione sismica di superficie con tecnica a rifrazione delle onde P e determinazione sperimentale mediante inversione con metodo M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves) del valore di $V_{s,30}$ e relativi fattori di amplificazione, con studio della risposta sismica locale effettuato conformemente alle recenti disposizioni fornite dalla R.E.R. e dell'I.N.G.V. (Allegato 5).

Lo studio è stato svolto in ottemperanza alle indicazioni fornite dalla normativa con particolare riguardo al D.M. 14.01.2008 (G.U. 04.02.2008, n. 29 – S.O. n. 30) *"Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"* che dal 1° luglio 2009 costituisce l'unica normativa di riferimento per la progettazione e

le cui istruzioni applicative sono indicate dalla Circolare Ministeriale N. 617 del 2 febbraio 2009 *“Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”*, tenuto naturalmente conto anche delle indicazioni fornite dall'Associazione Geotecnica Italiana *“Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica: linee guida”*.

- **Normativa Nazionale**

D.M. 11.03.1988 *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”* (G.U. 01.06.1988, n. 127); Circolare LL.PP. 24.09.1988, n. 30483; Eurocodice7 30.04.1997 *“Progettazione geotecnica”* Parte 1: Regole generali; Eurocodice8 28.02.1998 *“Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”* Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici; D.P.R. 06.06.2001, n. 380 *“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”* (Testo A) (G.U. 20.10.2001 n. 245 - S.O. n. 239); O.P.C.M. 20.03.2003, n. 3274 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”* (G.U. 08.05.2003, n. 105 - S.O. n. 72); O.P.C.M. 02.10.2003, n. 3316 Modifiche ed integrazioni all'O.P.C.M. n. 3274 (G.U. 10.10.2003, n. 236); Decreto P.C.M. 21.10.2003, n. 3316 Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'O.P.C.M. n. 3274 (G.U. 29.10.2003, n. 252); O.P.C.M. del 03.05.2005, n. 3431 Ulteriori modifiche ed integrazioni

all'O.P.C.M. n. 3274 (G.U. 10.05.2005, n. 107); D.M. 14.09.2005
“*Norme tecniche per le costruzioni*” (G.U. 23.09.2005, n. 222 –
S.O. n. 159); O.P.C.M. 28.04.2006, n. 3519 “*Criteri generali per
l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e
l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*”.

- **Normativa Regionale - Emilia Romagna**

Circolare Regionale 11.02.1983, n. 1288 Assessorato all’Edilizia;
L.R. 24.03.2000, n. 20 “*Disciplina generale sulla tutela e l’uso del
territorio*”; Delibera Regionale 24.10.2005, n. 1677 Prime
indicazioni applicative in merito al D.M. 14.09.2005 “*Norme
tecniche per le costruzioni*”; Del. Ass. Lgs. 02.05.2007, progr. n.
112 – oggetto n. 3121 Approvazione dell’atto di indirizzo e
coordinamento tecnico ai sensi dell’art. 16, c. 1, della L. R.
20/2000 per “*Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in
Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica*”;
L.R. 19/2008).

- **Normativa Provinciale - Modena**

Deliberazione di Consiglio Provinciale 18.03.09, n. 46
“*Approvazione del Piano Territoriale di Coordinamento
Provinciale della Provincia di Modena*” in vigore dal 08.04.2009.

2. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

2.1 Lineamenti geologici, tettonici e litostratigrafici

L'assetto geologico strutturale della Pianura Padana è noto grazie ai dati emersi in seguito alle perforazioni profonde ed alle prospezioni geofisiche effettuate per la ricerca di idrocarburi (*AGIP 1959, ENI 1969*), poi aggiornati nelle pubblicazioni di *Pieri & Groppi (1981)* e di *Cassano et alii (1986)*.

La carta degli elementi tettonici significativi dell'area Padana centro-orientale evidenzia un ampio bacino fortemente subsidente ed attivo sin dal Plio-Pleistocene che si estende tra Carpi e Cento di Ferrara denominato “Bacino di Carpi”, rappresentato da una vasta struttura sinclinalica sepolta ad orientamento ENE-WSW nota come “Sinclinale di Bologna-Bomporto-Reggio Emilia” che trova presso Bomporto la sua massima depressione, collocata tra due grandi archi di pieghe rappresentate dalla “Zona delle pieghe pede-appenniniche” a Sud e dalla “Dorsale di Ferrarese” a Nord.

La situazione strutturale evidenzia thrusts con vergenza N-NE associate a faglie inverse che accompagnano il margine appenninico padano il cui fronte sepolto corrisponde agli archi di Busseto-Parma-Reggio Emilia e di Reggio Emilia-Correggio-Novi di Modena-Mirandola-Bondeno; queste strutture deformative, sigillate dal Pliocene medio-superiore, influiscono sui depositi soprastanti provocando blande deformazioni e notevole differenziazioni di spessore anche nei depositi tardo pleistocenici ed olocenici.

Il territorio comunale di Finale Emilia appartiene alla regione delle cosiddette Pieghe Padane (ulteriormente suddivise

nelle sottoregioni delle Pieghe Romagnole, Emiliane e Ferraresi) contraddistinte da una successione di anticlinali e sinclinali con vergenza appenninica fagliate e sovrascorse sul fianco Nord.

In termini generali ed in modo schematico nella pianura modenese si possono individuare 3 zone:

1. “Zona delle pieghe pedeappenniniche” dal margine collinare alla Via Emilia, costituita da una successione di sinclinali ed anticlinali con asse a vergenza appenninica spesso fagliate e sovrascorse sul fianco Nord;
2. “Zona della Sinclinale di Bologna-Bomporto-Reggio Emilia” dove i depositi quaternari posseggono il massimo dello spessore raggiunto nella pianura Padana;
3. “Zona della Dorsale Ferrarese” alto strutturale costituito da una serie di pieghe associate a faglie che si sviluppa verso W (Novi-Reggiolo), e verso SE (Ferrara-Valli di Comacchio), dove in talune culminazioni lo spessore dei depositi quaternari si riduce a poche decine di metri (80-90 m).

Questo andamento ad “archi di pieghe” del fronte sepolto dell’Appennino, di messa in posto sempre più recente man mano che si procede verso le aree più esterne, è da correlarsi con il movimento di rotazione della catena in senso orario che genera raccorciamenti crostali di crescente intensità spostandosi dai settori occidentali a quelli orientali.

Il modello deposizionale della Pianura Padana imputa il riempimento della depressione ad una serie di cicli sedimentari marini costituiti prevalentemente da argille compatte e marne con intercalazioni sabbiose o arenacee, che caratterizzano il Pliocene e

parte del Pleistocene inf., seguiti da una tendenza regressiva con presenza sempre più importante di sedimentazione di tipo continentale sino ai cicli più recenti dominati dalle fluttuazioni glacio-eustatiche quaternarie; si configura quindi un bacino sedimentario che ha subito una notevole azione di subsidenza controllata da movimenti tettonici accertati con fasi preWurm, preRiss ed ipotizzati anche in fase preMindel.

La parte sommitale della copertura quaternaria è costituita, dal basso verso l'alto, da depositi: di transizione di ambiente litorale e di delta; continentali fini riferibili ad ambienti di piana di inondazione alluvionale; continentali grossolani alternati ad argille e limi associabili ad ambienti di conoide alluvionale che rappresentano quindi i sedimenti più recenti del bacino.

La Dorsale Ferrarese presenta complessivamente un andamento in direzione ESE-WNW da Massa Finalese a Camurana, tra Novi di Modena e Bagnolo in Piano subisce una decisa inflessione verso Sud assumendo un orientamento SW-NE per poi approfondirsi gradualmente verso NW; tra Novi di Modena, S. Possidonio, Mirandola e San Felice la dorsale raggiunge le massime culminazioni con le strutture di Novi, S. Biagio, Rivara e Camurana (*AQUATER-ENEL, 1978; Fieri e Groppi, 1981*).

Tale struttura tettonica condiziona fortemente la copertura alluvionale di questo settore della pianura, registrandosi uno spessore del deposito variabile da meno di 100 m in corrispondenza della dorsale (Camurana) ad oltre i 300 m presso il limite territoriale Sud (*Gasperi e Pellegrini, 1968*), con faglie che anche

in tempi recenti hanno interessato la copertura alluvionale stessa originando eventi sismici.

Nella zona di Finale Emilia - San Felice sul Panaro si rinviene l'ala settentrionale della Dorsale Ferrarese che poco ad Ovest raggiunge, appunto, una delle massime culminazioni assiali.

I movimenti ad essa connessi hanno condizionato la configurazione della rete idrografica naturale che è gradualmente "sfuggita" dalla dorsale (il Po verso Nord, il Crostolo verso Ovest e Secchia, Panaro, Samoggia verso Est) e, di conseguenza, la morfologia stessa del territorio dando origine a una piana morfologica con pendenze estremamente modeste e litologia di superficie generalmente fine.

La presenza di questa struttura determina specifiche condizioni idrogeologiche nel sottosuolo ed è responsabile del particolare chimismo che caratterizza le acque di falda della "Bassa" (*Pellegrini et Alii, 1977; Pellegrini e Zavatti, 1979*).

Per quanto riguarda specificatamente il settore emiliano si rinvencono sedimenti ghiaiosi indifferenziati in matrice sabbiosa e/o limosa nella zona di alta pianura cui si intercalano procedendo verso Nord strati di materiali fini presenti sino a valle delle città di Parma, Reggio Emilia e Modena e di dominio appenninico; nella media pianura sono presenti sequenze di natura prevalentemente argilloso limosa con intercalazioni sabbiose e sabbioso limose di estensione complessivamente ridotta, a trasmissività molto bassa, ancora riferibili ai corsi d'acqua appenninici fino alla direttrice Busseto-Novellara-Concordia-Mirandola, a Nord della quale prevalgono i sedimenti depositi dal Fiume Po con un acquifero

sostanzialmente sabbioso, idrogeologicamente connesso con il fiume stesso.

La copertura alluvionale della bassa pianura modenese è quindi costituita dalle sabbie del Po, con spessore in rapida diminuzione procedendo verso Sud, intercalate ai più potenti sedimenti dei Fiumi Secchia e Panaro a granulometria prevalentemente medio fine di natura argilloso limosa, sedi di modesti acquiferi generalmente profondi; nel settore settentrionale dove si rinvergono le alluvioni sabbiose grossolane del Po sottoforma di bancate allungate in direzione E-W, ricoperte da alluvioni limo argillose, il deflusso generale delle acque sotterranee segue all'incirca questa direttrice.

Nello specifico del territorio di Massa Finalese la copertura alluvionale è attribuibile all'azione di deposito svolta dal Panaro il cui alveo attuale è ubicato ad Est, a granulometria variabile sia in senso areale che verticale che costituiscono un insieme di orizzonti lentiformi che sfumano più o meno gradualmente tra loro, evidenziando una distribuzione non omogenea ma legata all'evoluzione paleoidrografica del corso d'acqua.

Litologicamente, nello spessore comunemente interessato dalle costruzioni, si rinvergono sequenze di natura argilloso limosa con intercalazioni limo sabbiose e/o sabbioso limose di spessori variabili, a copertura di orizzonti a granulometria relativamente più grossolana rappresentati da sabbie e sabbie limose.

Dal confronto tra le carte della litologia di superficie e della morfologia del territorio risulta evidente come in corrispondenza degli alti topografici (dossi, ovvero paleoalvei) siano presenti i

sedimenti più grossolani (sabbie), mentre nelle zone di valle, topograficamente depresse e a deflusso idrico difficoltoso, si riconoscono tipicamente sedimenti fini trattandosi di aree palustri con deposizione di argille anche torbose prima della bonifica.

2.2 Lineamenti idrogeologici

La bassa pianura modenese-reggiana e quella dell'Oltrepo mantovano corrispondono al settore assiale della Pianura Padana ed i relativi depositi alluvionali costituiscono l'Unità idrogeologica del Fiume Po; gli acquiferi depositati dal Po e da esso alimentati, in relazione agli spostamenti che ha subito verso Nord, si estendono infatti per alcune decine di chilometri a Sud del suo attuale corso.

Da un punto di vista idrogeologico generale si distinguono tre Unità Idrostratigrafiche di rango superiore denominate Gruppi Acquiferi che affiorano sul margine meridionale del Bacino Idrogeologico della Pianura per poi immergersi verso Nord al di sotto dei sedimenti depositati dal Fiume Po e dai suoi affluenti, contenenti acquiferi di scarsa estensione e potenzialità (Acquifero Superficiale); ciascun Gruppo Acquifero risulta idraulicamente separato, almeno per gran parte della sua estensione, da quelli sovrastanti e sottostanti grazie a livelli argillosi di spessore plurimetrico sviluppati a scala regionale.

Tali sistemi sedimentari locali fanno parte del Bacino Idrogeologico della Pianura Emiliano-Romagnola (BIPER) formato da tutte le Unità stratigrafiche che costituiscono il sottosuolo della pianura (*Regione Emilia-Romagna, ENI-AGIP, 1998*).

In ciascuno dei gruppi acquiferi principali denominati con le lettere A, B e C, separati da importanti orizzonti a bassa permeabilità, è possibile distinguere singoli complessi acquiferi (A1, A2, A3, ecc.) separati da orizzonti acquitardi; gli scambi idrici tra i tre gruppi sono contenuti, salvo che nella stretta fascia collinare sede delle aree di ricarica.

Le caratteristiche chimiche delle falde risentono fortemente delle condizioni geologico strutturali del sottosuolo.

Nelle zone di culminazione della Dorsale Ferrarese si creano infatti interferenze tra acque dolci e salate ad alto contenuto alogenico di facies marina che, attraverso orizzonti più permeabili o fratture, risalgono permeando anche gli acquiferi più superficiali con conseguente presenza di acque salmastre a profondità relativamente modeste dal p.c.; si sono infatti riscontrate miscele di acque fossili provenienti dalle formazioni mioplioceniche con quelle della falda superficiale durante prolungati emungimenti, oltre che in pozzi ad uso domestico ove il trasporto è agevolato dagli idrocarburi presenti.

I dossi di pianura apportano direttamente un contributo idrico agli acquiferi sub-superficiali ed indirettamente (secondo il modello comunemente accettato per la pianura padana meridionale del monoacquifero multistrato) anche a quelli più profondi, principali riserve idropotabili della regione; essendo costituiti da sedimenti più grossolani (sabbie con valori massimi di infiltrazione efficace del 25% e limi) quindi maggiormente permeabili, rappresentano delle linee d'infiltrazione preferenziale delle acque meteoriche verso l'acquifero sub-superficiale e conseguentemente,

attraverso le interruzioni presenti negli acquitardi, anche verso quelli più profondi (*Pellegrini e Zavatti, 1980*).

Gli aspetti idrogeologici della zona d'interesse possono essere riassunti come segue: si individua un primo acquifero, per lo più confinato, contenuto nel primo strato sabbioso; in relazione alla litologia di superficie le piezometrie risultano piuttosto variabili; in accordo con le direttrici dei paleodrenaggi il deflusso delle acque sotterranee presenta un andamento preferenziale in direzione W-E; la ricarica dell'acquifero per infiltrazione superficiale risulta modesta essendo limitata alla presenza di dossi (sabbie); fatta eccezione per le zone di dosso la falda freatica risulta generalmente presente entro primi 4 m dal p.c.

Il modello idrogeologico locale del primo sottosuolo è rappresentato da terreni argilloso-limosi di copertura di spessore variabile, essendo condizionato da morfologia e tettonica, cui seguono bancate di sabbie medio grossolane permeate da acque dolci, intercalate ad argille; il tetto delle acque salate si rinviene oltre i primi 50 m (*Idroser; Agip*).

La frangia freatica superficiale rappresenta un livello idrico “sospeso” a circolazione ipodermica, in quanto contenuta negli interstrati a granulometria relativamente più grossolana che si rinvencono nei depositi poco permeabili di copertura; la presenza di acqua è quindi fortemente influenzata dalle precipitazioni che percolano nei primi metri di terreno e nei livelli limo sabbiosi a permeabilità maggiore.

In condizioni climatiche normali l'infiltrazione nei terreni argillosi è estremamente limitata risultando invece moderatamente

più abbondante nei terreni limosi leggermente più permeabili che consentono una percolazione, seppur modesta, delle acque meteoriche; nei periodi carenti in precipitazioni si riscontra talora l'assenza del livello idrico sospeso generalmente individuato nei primi 4 m dal p.c., in quanto non alimentato dall'acqua meteorica, che ricompare poi nei periodi invernali o comunque con piogge abbondanti crescendo appunto in concomitanza con le precipitazioni.

2.3 Lineamenti morfologici, geomorfologici e idrologici

Da un punto di vista morfologico l'andamento risulta quasi perfettamente pianeggiante riscontrandosi soltanto una lieve pendenza prevalente in direzione NNE nell'ordine del 1-2 ‰, con quote medie di 12-14 m s.l.m.

Le condizioni topografiche del sito d'interesse, posto ad una quota di circa 14.0 ÷ 14.5 m s.l.m., rientrano nella categoria T1 (superficie pianeggiante).

In questo settore della pianura l'azione morfogenetica dominante è imputabile all'evoluzione del reticolo idrografico superficiale da mettersi poi in relazione agli interventi di bonifica; attualmente l'evoluzione geomorfologica è legata all'attività antropica che ha inibito l'azione morfogenetica fluviale con attività agricola, costruzione di arginature di contenimento delle piene, modellamento delle sponde, interventi edilizi e infrastrutturali.

Per una dettagliata ricostruzione paleoidrografica della zona si rimanda alle pubblicazioni di *Pellegrini (1969)*, *Veggiani (1947)*,

Castaldini e Alli (1979), Cremaschi ed Alli (1980), Gasperi e Pellegrini (1981, 1984).

Il territorio è caratterizzato dalla presenza di paleoalvei morfologicamente emergenti sull'intorno di aree vallive riscattate dalla bonifica attribuibili al Fiume Panaro di provenienza appenninica; questa particolare morfologia che accomuna i territori della pianura modenese è tutelata dal PTCP che individua in cartografia un paleodosso di modesta rilevanza in corrispondenza della zona d'interesse.

Contrapposte ed intercalate ai dossi di pianura si rinvengono zone morfologicamente più ribassate a forma concava con bassissimi valori di pendenza, costituenti avvallamenti chiusi (valli o catini) a deflusso difficoltoso delle acque superficiali che rappresentano le aree a minor energia deposizionale in cui prevalgono i sedimenti medio-fini; in corrispondenza di queste aree topograficamente ribassate rispetto al terreno circostante si registrano le quote altimetriche più basse di tutta la Pianura Padana.

In questo tratto della bassa pianura il Panaro, arginato dall'altezza della Via Emilia fino allo sbocco in Po, si trova in uno stadio di maturità evolutiva dove la fase deposizionale prevale su quella erosiva a causa della bassa capacità di deflusso e dell'esigua capacità di trasporto, situazione confermata dalla presenza di meandri e alvei pensili con argini artificiali.

La diminuzione di pendenza al passaggio tra alta e media pianura ha reso necessaria la realizzazione di opere di difesa di sponda che accompagnano il medio e basso corso dei fiumi principali fino allo sbocco in Po al fine di impedirne l'esondazione;

in corrispondenza dell'inizio dei tratti arginati si chiude di conseguenza il vero e proprio bacino di alimentazione dei corsi d'acqua principali.

La realizzazione di tali opere ha di fatto determinato il blocco dell'evoluzione morfologica nella pianura esterna alle aree golenali del fiume, impedendo al corso d'acqua di modificare il proprio tracciato a seconda dell'assetto plano-altimetrico del territorio circostante oltre che di invadere le aree limitrofe (salvo eventi particolarmente calamitosi); in questo modo la "pensilità" dei corsi d'acqua è aumentata, tanto che attualmente il livello di piena ordinaria supera costantemente la quota delle campagne circostanti lungo gran parte del loro corso di media e bassa pianura.

Il territorio del Comune di Finale Emilia fa parte del Consorzio della Bonifica di Burana Leo Scoltenna Panaro.

L'idrografia superficiale di questo settore della pianura risente fortemente delle opere di bonifica che sono state attuate negli ultimi due secoli, essendo infatti caratterizzata dalla presenza di canali per lo più artificiali con andamento rettilineo e spesso arginati, da botti sottopassanti e da impianti di sollevamento, che hanno il compito di trasmettere l'acqua dalle zone ribassate a quelle più rilevate.

La rete idraulica del Bacino Acque Alte, di cui Massa Finalese fa parte, presenta un esteso reticolo idrografico di canalizzazioni minori ad uso promiscuo che recapitano il carico dell'area scolante a loro sottesa oppure direttamente nel Canale Diversivo di Burana presente immediatamente a Sud del lotto in esame.

Il territorio bacinale delle Acque Alte, pur trovandosi soltanto in punti circoscritti, di limitata estensione, in una condizione di sofferenza in occasione di particolari eventi meteorici (piogge intense e concentrate), è comunque sufficientemente dimensionata per far fronte alle attuali esigenze del territorio soprattutto per quanto riguarda i canali principali; per la rete idraulica secondaria sono invece previsti interventi di adeguamento delle sezioni idrauliche e/o dei volumi di invaso dei canali.

Relativamente all'area d'interesse, per quel che concerne il drenaggio superficiale non si evidenziano situazioni a deflusso difficoltoso delle acque meteoriche, assicurato peraltro dalla presenza della rete fognaria urbana, né ristagni idrici con conseguente peggioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni superficiali presenti.

Trattandosi di un'area di pianura si rimarca ovviamente l'assenza di condizioni di rischio da frane, ed anche di rischio idraulico non sussistendo le condizioni per l'esondabilità della stessa.

Il territorio in esame non risulta infatti inserito all'interno del *“limite delle aree soggette a criticità idraulica”* del P.T.C.P.; seppur vero che *“fisicamente”* risulta esondabile, in rapporto alle quote altimetriche dell'area con quelle idrometriche del fiume, attualmente tali eventi alluvionali hanno scarsissime possibilità di verificarsi dati i lavori di potenziamento ed innalzamento degli argini del Panaro e la costruzione delle casse di espansione a monte, tra il tracciato della A1 e la Via Emilia.

2.4 Vincoli e zonizzazione di tutela sulla base del P.T.C.P. della Provincia di Modena

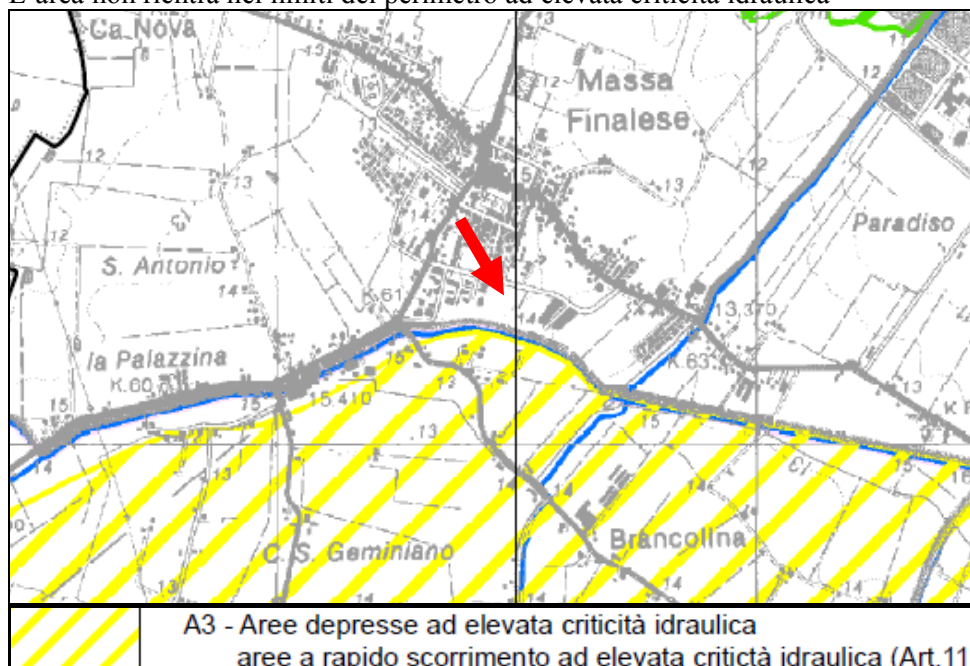
Di seguito si riportano gli estratti della cartografia d'interesse (scala originale 1:25.000) e relative prescrizioni allegata al Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale della Provincia di Modena approvato con DCP n. 46 del 18.03.09 ed in vigore dal 08.04.2009.

TAV. 2.2.3 Rischio sismico: Carta delle aree suscettibili di effetti locali

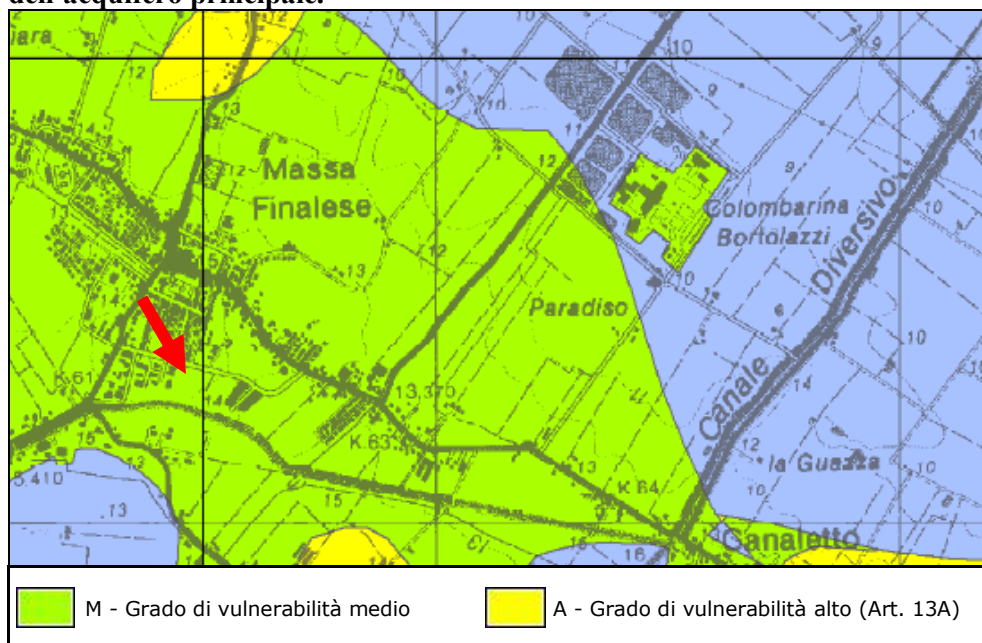


TAV. 2.3.1 Rischio idraulico: Carta della pericolosità e della criticità idraulica

L'area non rientra nei limiti del perimetro ad elevata criticità idraulica



TAV. 3.1.1 Rischio inquinamento acque: Vulnerabilità all'inquinamento dell'acquifero principale.



3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Scopo della campagna geognostica è quello di verificare la litostratigrafia locale del sottosuolo e di definire i parametri geotecnici caratteristici dei terreni interessati, anche mediante la caratterizzazione sismica del sito ed in particolare l'individuazione delle discontinuità sismiche e della profondità della formazione rocciosa compatta (bedrock geofisico).

Ai sensi dell'articolo 3.2.2 nota 1 del D.M. 14.01.2008, la caratterizzazione geotecnica dei terreni è da estendersi all'intero "volume significativo" inteso come quella parte di sottosuolo interessata dal manufatto; ai fini poi della categoria del sito di costruzione le NTC stabiliscono di indagare i primi 30 m al di sotto del piano di posa delle fondazioni.

Come concordato con lo Strutturista, oltre all'indagine geofisica di superficie si sono eseguite N. 3 prove penetrometriche ad infissione statica le cui ubicazioni, effettuate sulla base dell'obiettivo dell'indagine compatibilmente con le esigenze logistiche di cantiere e tenuto conto delle N 5 prove fornite dalla Committenza, compaiono in allegato (Allegato 2 - Allegato 5).

3.1 Prove penetrometriche statiche

Per l'esecuzione delle prove, di cui una spinta a -30 m e le restanti arretrate a -20 m di profondità dal p.c., si è utilizzato un penetrometro ad infissione statica Gouda automontato da 10 ton di spinta, impiegando per la perforazione una punta Friction Jacket Cone, avente un'area di 10 cm^2 ed un angolo alla punta di 60° , che consente di determinare il carico di rottura e, applicando opportune

correlazioni, dal rapporto fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale locale, si risale alla granulometria e di conseguenza alla litologia dei terreni attraversati.

Si riportano in allegato i diagrammi penetrometrici scaturiti dalle letture di campagna con relativa elaborazione (punta, laterale, totale) dei valori misurati in sito ogni 20 cm di avanzamento della punta nel terreno (Allegato 3).

I valori di resistenza all'infissione caratteristici dei vari livelli del sottosuolo misurati in sito, oltre a fornire utili informazioni per il riconoscimento di massima della litologia dei terreni attraversati sulla base del rapporto R_p/R_l (q_c/f_s) fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale (Rapporto di Begemann – Raccomandazioni AGI) ovvero sulla base dei valori di R_p e del rapporto $Fr = R_l/R_p \%$ (Schemertmann), possono essere empiricamente correlati anche ad alcune delle principali caratteristiche geotecniche dei terreni; i dati ricavati da tali correlazioni sono stati tabulati e riportati nell'apposito capitolo ove si è altresì schematizzata la successione stratigrafica (Cap. 5).

All'interno dei fori è stato eseguito il rilievo del livello dell'acqua mediante utilizzo di freatimetro elettroacustico.

Si è inoltre effettuata una valutazione della suscettività alla liquefazione da prove penetrometriche ad infissione statica (Par. 4.7 - Allegato 4).

3.2 Indagine geofisica

L'indagine diretta in sito di tipo sismico a rifrazione delle onde P, di cui si riporta in allegato l'apposito rapporto tecnico che

illustra modalità d'intervento ed analisi dei risultati (Allegato 5), è stata opportunamente elaborata con metodologia MASW.

Nello specifico è stata eseguita n. 1 base sismica a rifrazione con sistema di acquisizione a 24 canali; per l'elaborazione MASW si è tenuta in considerazione la traccia sismica rilevata a seguito dell'energizzazione effettuata mediante mazza battente a ml. 3.00 dal geofono n. 1 in posizione di sparo estremo sinistro rispetto alla base sismica, con uno stendimento avente un interasse geofonico pari a 1.00 ml.

L'analisi dei risultati ottenuti ha portato alla caratterizzazione sismo-stratigrafica dei terreni sia di tipo geometrico che meccanico, con determinazione degli strati e delle velocità media delle onde sismiche longitudinali (V_P); l'elaborazione MASW ha portato all'individuazione degli strati e delle velocità delle onde sismiche di taglio (V_S) fino a una profondità di circa 38.21 m dal p.c.

Sulla base della relativa $V_{S,30}$ si è individuata la Categoria sismica del suolo di fondazione che consente di quantificare l'amplificazione sismica al fine di definire lo spettro di risposta sismico del sito, ovvero i parametri valutativi litologici e geotecnici necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto e, conseguentemente, le azioni sismiche agenti sulle opere che interagiscono con il terreno di cui tenere conto nei calcoli delle strutture.

La zona indagata è ubicata in area urbanizzata non caratterizzata da particolari fonti di rumore antropico in grado di interferire con il segnale sismico.

4. SISMICITÀ

4.1 Caratteristiche sismotettoniche

La regione Emilia-Romagna è interessata da una sismicità che, rapportata all'intero territorio nazionale, può definirsi media.

I maggiori terremoti si sono verificati nel settore Sud-orientale, in particolare nell'Appennino romagnolo e lungo la costa riminese; altri settori interessati da sismicità frequente sono rappresentati dal margine appenninico-padano tra la Val D'Arda e Bologna, dall'arco della Dorsale Ferrarese e dal crinale appenninico, che risente anche della sismicità di importanti aree sismogenetiche della Toscana (Mugello, Lunigiana e Garfagnana).

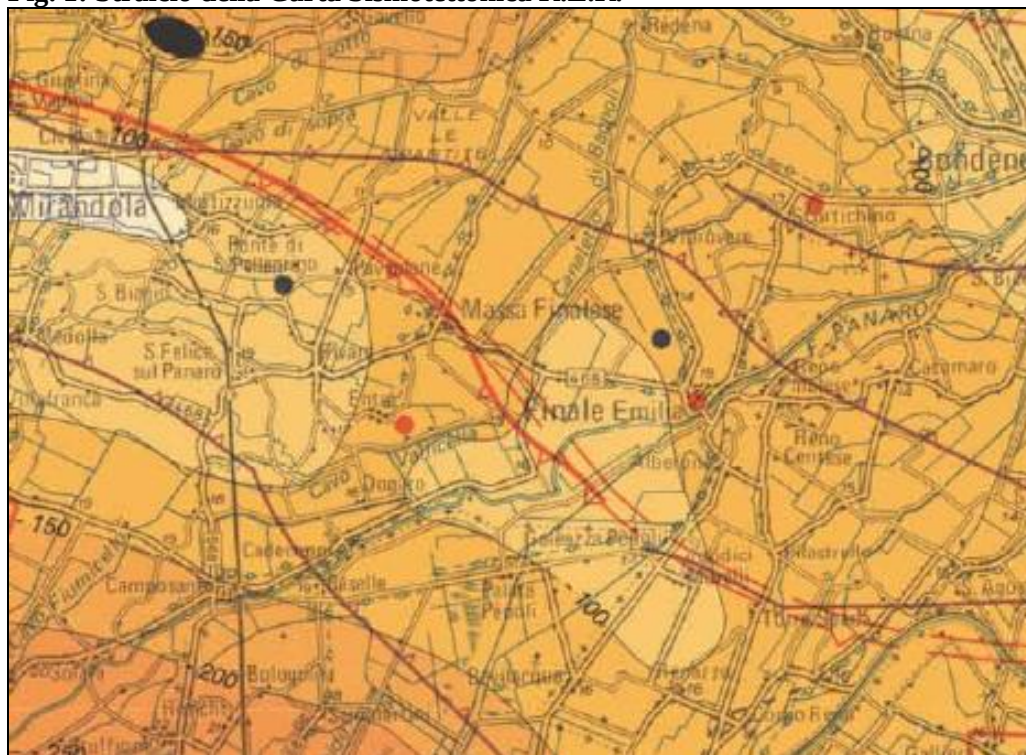
Le evidenze geologiche, le sezioni sismiche e gli studi morfotettonici indicano come la tettonica attiva del settore adriatico della catena appenninica, in cui si colloca l'Emilia-Romagna, sia generalmente caratterizzata dalla presenza di strutture compressive attive (sovrascorrimenti e piegamenti), come indicato anche dalle soluzioni dei meccanismi focali di terremoti.

L'analisi sismotettonica condotta per la stesura della "Carta sismotettonica della R.E.R." (Boccaletti *et alii*, 2004 - scala originale 1:250.000), ha evidenziato come parte delle strutture individuate da profili sismici che interessano il riempimento sedimentario Plio-Pleistocenico siano caratterizzate da una attività molto recente ed anche attuale (Fig. 1).

Risultano infatti attivi i sovrascorrimenti sepolti che danno luogo agli archi di Piacenza-Parma, Reggio Emilia e Ferrara; alla Dorsale Ferrarese possono, in particolare, essere associati i

fenomeni di fagliazione superficiale osservati in alcune aree di Pianura Padana nelle Province di Reggio Emilia e Modena.

Fig. 1: Stralcio della Carta Sismotettonica R.E.R.



Lungo il margine risulta attivo il *thrust* pede-appenninico tra Bologna e Parma, mentre *blind thrusts* attivi caratterizzano il settore a Sud-Est di Bologna in accordo con quanto scaturito dall'analisi delle correlazioni tra i terrazzi fluviali del margine e le conoidi alluvionali della pianura nelle vicinanze di Bologna.

Attivi risultano anche sovrascorrimenti nell'area di catena, tra i quali in particolare il sistema che si sviluppa tra Castiglion de' Pepoli e M. Orsaro (crinale tosco-emiliano) e le strutture nell'area di S. Sofia (Appennino Romagnolo).

Un passo fondamentale nella valutazione del rischio sismico di un'area è l'identificazione delle faglie attive.

Sebbene esistano, infatti, strutture a scorrimento lento asismico (fault creep o tectonic creep), molte delle faglie attive sono considerate sorgenti sismiche in quanto lo scorrimento istantaneo dei due lati delle stesse, che avviene allorché lo stress supera la resistenza delle rocce, genera il rilascio di onde elastiche che si propagano in tutte le direzioni; a tali faglie sismogenetiche è associato il maggior rischio.

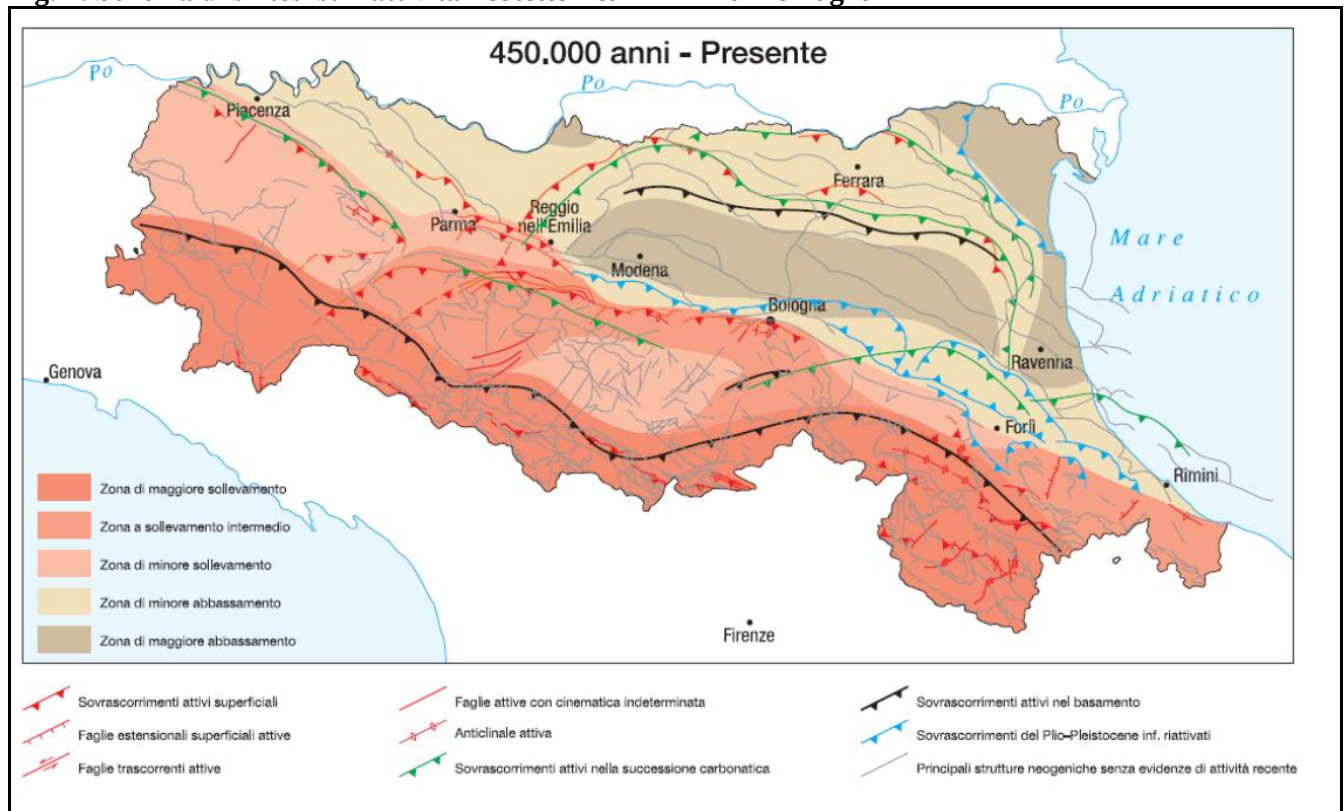
L'analisi comparata della sismicità e delle strutture attive, evidenti per la loro espressione sia morfologica che geologica, unitamente ad una riconsiderazione dei dati disponibili sui movimenti verticali del suolo (sollevamento dei terrazzi alluvionali, subsidenza, evoluzione del reticolo idrografico) e alla ricostruzione delle isobate delle 2 principali e più recenti superfici di discontinuità del sottosuolo (rispettivamente 450.000 anni, base del SERS, e 10.000 anni, base dell'Olocene), ha permesso di ottenere il quadro neotettonico e sismotettonico.

Esaminando la Fig. 2, che può essere considerata lo schema di sintesi sull'attività neotettonica in Emilia-Romagna, emerge che le zone a maggiore sollevamento, con tassi >1 mm/anno, sono individuabili nella parte alta della catena, corrispondente al settore a monte del principale raddoppio crostale a conferma dell'attività di questa struttura.

In particolare, il sistema attivo delle Pieghe Emiliane a Sud di Modena corrisponde al limite tra la zona in sollevamento intermedio della catena con la zona di minore abbassamento della pianura.

La sismicità legata alle strutture superficiali, con ipocentri mediamente ad una profondità inferiore a 15 km, risulta molto diffusa in catena e più localizzata in pianura, soprattutto in corrispondenza della Dorsale Ferrarese; i meccanismi focali calcolati risultano compressivi e trascorrenti indicando direzioni di compressione sia NE-SW che NW-SE, mentre i meccanismi focali distensivi sono nettamente secondari.

Fig. 2: Schema di sintesi sull'attività neotettonica in Emilia-Romagna



Risulta quindi che la cinematica delle principali strutture attive superficiali è di tipo transpressivo.

La sismicità crostale, con ipocentri mediamente compresi tra 15 e 35 km, mostra una distribuzione simile a quella più

superficiale ma con una densità inferiore; anche in questo caso i meccanismi focali risultano compressivi e trascorrenti con direzioni di compressione sia NW-SE che NE-SW ed i meccanismi distensivi sono rari e ben localizzati.

La sismicità più profonda, con ipocentri dai 35 km fino ad oltre i 50 km, è sempre diffusa nel settore di catena e in corrispondenza del margine appenninico-padano, e decisamente minore in pianura; i meccanismi focali calcolati sono in accordo con quanto riscontrato nei livelli strutturali superiori.

In Fig. 3 è riportata la distribuzione delle strutture attive rispettivamente della copertura, della crosta e del mantello con una zonazione delle aree che maggiormente risentono della loro attività effettuata tenendo conto anche degli effetti superficiali, quali le aree di maggiore sollevamento in catena e di minore abbassamento in pianura, come pure della distribuzione delle aree a maggiore frequenza di fenomeni franosi.

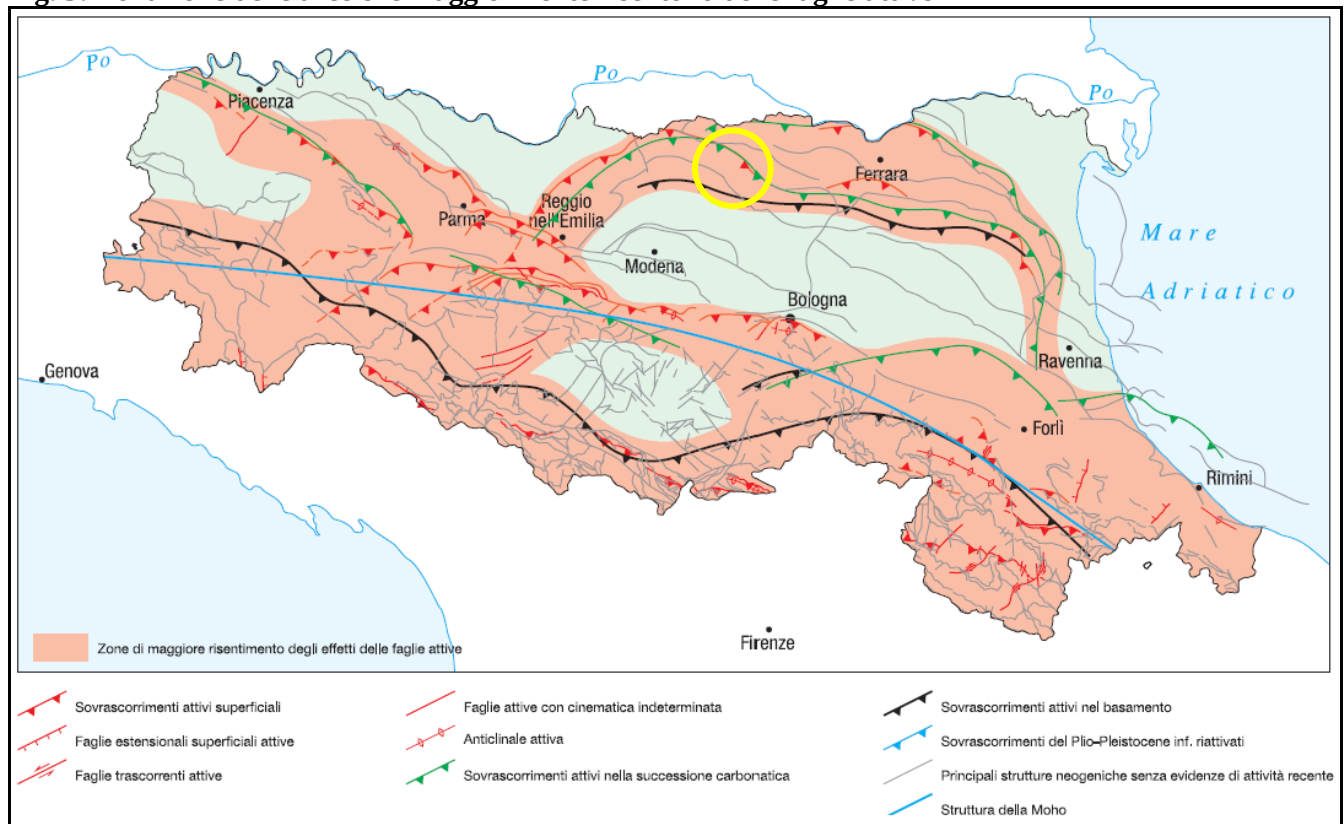
La Dorsale Ferrarese con la zona detta “alto strutturale del Cavone” a Nord di Cavezzo ed il margine pedeappenninico rappresentano quindi due importanti settori interessati da movimenti tettonici nel passato e tuttora in atto, come testimoniato dalle ricostruzioni stratigrafiche strutturali del Quaternario, dalla deposizione granulometrica dei depositi superficiali, dall’andamento morfologico e dall’evoluzione della rete idrografica.

Dal confronto con le strutture del margine e del sottosuolo, i minimi e i massimi di profondità dal piano campagna della superficie di base del SERS risultano quindi ben inquadrati dalle

principali strutture: il *thrust* pede-appenninico che praticamente coincide con la “scarpata” tra Modena e la valle del Reno, e la Dorsale Ferrarese il cui limite occidentale coincide con le zone depresse della pianura modenese e bolognese.

Il territorio di Finale Emilia ricade all’interno delle zone di maggiore risentimento degli effetti delle faglie attive (aree perimetrate in rosa); le strutture attive più prossime all’area di studio coincidono con l’alto delle Pieghe Ferraresi e delle Pieghe Emiliane per il quale le principali evidenze di attività derivano dai profili sismici da cui emerge anche che le strutture attive e recenti si collegano in profondità con strutture compressive profonde che interessano la successione carbonatica e il basamento.

Fig. 3: Zonazione delle aree che maggiormente risentono delle faglie attive



Per quanto riguarda la Provincia di Modena, dalla consultazione dell'elenco degli eventi sismici storici si evidenzia un'attività sismica localizzata sia nel settore a ridosso del margine appenninico che verso la pianura, in accordo con quanto segnalato dagli studi di neotettonica che individuano una concentrazione di faglie attive, parallele e perpendicolari al margine collinare soggetto a movimenti complessi e differenziati, che marcano la zona di cerniera tra le aree appenniniche in sollevamento e quelle subsidenti della pianura, oltre alla presenza della Dorsale Ferrarese.

Il margine pedeappenninico presenta un'evoluzione geodinamica inquadrabile in un unico regime tettonico, soprattutto quello a Sud di Modena dove le faglie trasversali con componente trascorrente dei F. Secchia e Panaro si mostrano con maggior risalto; le strutture deformative a carico dei depositi pleistocenici e l'evoluzione quaternaria del margine appenninico e dell'alta pianura modenese sono state descritte in maniera dettagliata, in particolare, nel lavoro di *Gasperi et alii* (1989).

Nell'alta e media Val Secchia e tra Castellarano (R.E.) e Sassuolo (MO) sono segnalate alcune faglie attive orientate trasversalmente all'asse della catena.

Il motivo strutturale dominante legato al movimento del *thrust* pede-appenninico, sepolto sotto i depositi recenti della pianura, è rappresentato dalla presenza di anticlinali di crescita; in particolare, una piccola anticlinale emerge presso Castelvetro (MO) dai depositi attuali di pianura determinando la deformazione ed il sollevamento di depositi sia marini che continentali che presentano

età dal Pliocene (Argille Azzurre) al Pleistocene medio-Olocene (Sintema Emiliano-Romagnolo superiore).

L'attività recente ed attuale di tale struttura si manifesta nella morfologia determinando il *tilting* di paleosuperfici, sia verso la pianura che verso i rilievi, con modificazioni sull'andamento idrografico locale.

La Dorsale Ferrarese ha determinato il notevole innalzamento dei depositi marini (alto di Mirandola con la base del SERS a profondità inferiore a -100 m) condizionando fortemente la copertura alluvionale di questo settore della pianura, con faglie che anche attualmente interessano la copertura alluvionale stessa e sono responsabili dei sismi verificatisi nei giorni 20 (M_L max = 5.9) e 29 (M_L max = 5.8) maggio 2012 i cui ipocentri si concentrano proprio in corrispondenza delle suddette strutture attive, a profondità rispettivamente pari a 6.3 km e 10.2 km.

Alla luce dei recenti eventi il quadro della sismicità storica della Bassa pianura modenese viene sostanzialmente modificato; compaiono infatti epicentri di magnitudo compresa tra 4 e 6 che si allineano su di una linea con direzione W-E interessando due Sorgenti Sismogenetiche Composite (CSS) individuate dal Database of Individual Sismogenetic Sources (DISS) dell'INGV (ITCS051 "Novi-Poggio Renatico" e ITCS050 "Poggio Rusco-Migliarino").

In particolare, l'epicentro del sisma più intenso del 20.05.2012 ricade all'interno della Sorgente Sismogenetica Individuale (ISS) "ITIS 107 - Mirandola"; lo strike della sorgente (direzione geografica del lato maggiore) corrisponde molto bene

con lo strike del piano di thrust che ha generato il sisma di magnitudo 5.9 del 20 maggio, confermando appunto le interpretazioni geometriche del Database dell'INGV.

I diffusi sistemi di faglie e sovrascorrimenti sono quindi all'origine della sismicità dell'area (alto di Mirandola - Pieghe Ferraresi).

Dislocazioni recenti sono segnalabili anche nella bassa Pianura Reggiana in corrispondenza del centro abitato di Correggio ove si rinviene una ridotta striscia di territorio caratterizzata da sensibili variazioni del gradiente di subsidenza (*A. Gubellini, P. Russo: Controllo di una faglia nell'abitato di Correggio*).

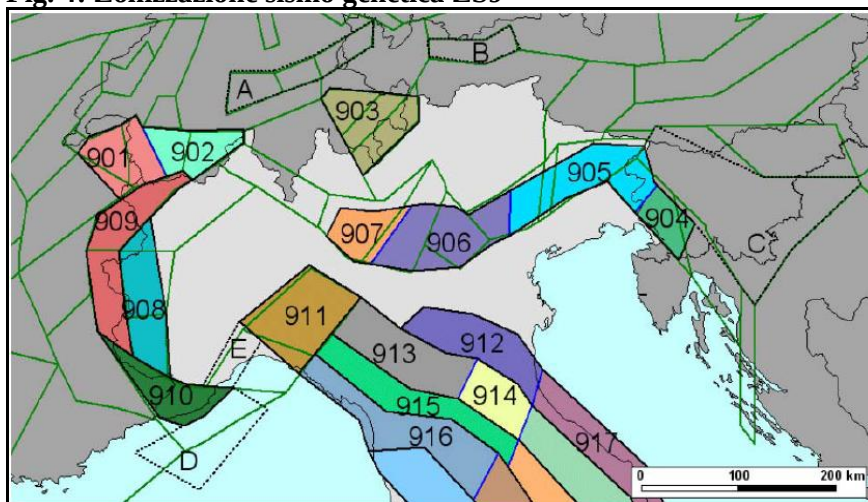
Attualmente il punto di riferimento per le valutazioni di pericolosità sismica è rappresentato dalla zonazione sismogenetica ZS9 (*Scandone et alii, 1996 - 2000*) che rappresenta la traduzione operativa del modello sismotettonico riassunto in *Meletti et alii* (2000), utilizzabile insieme al catalogo parametrico dei terremoti per stimare la profondità efficace ovvero l'intervallo di profondità nel quale una zona sorgente rilascia il maggior numero di sismi.

A seguito della O.P.C.M. n. 3274 è stato redatto un documento, a cura di un gruppo di lavoro dell'INGV, denominato *“Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'O.P.C.M. 20.03.2003, n. 3274. Rapporto conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici”*. Tale modello ha utilizzato come base di partenza la precedente zonazione con inserimento delle nuove conoscenze relative alla tettonica attiva della penisola italiana, oltre alle indicazioni derivanti da episodi sismici più recenti; il confronto

tra le informazioni ha portato alla costruzione della carta I modello geodinamico e la sismicità osservata ha permesso di costruire la carta nazionale delle zone sismogenetiche (Fig. 4).

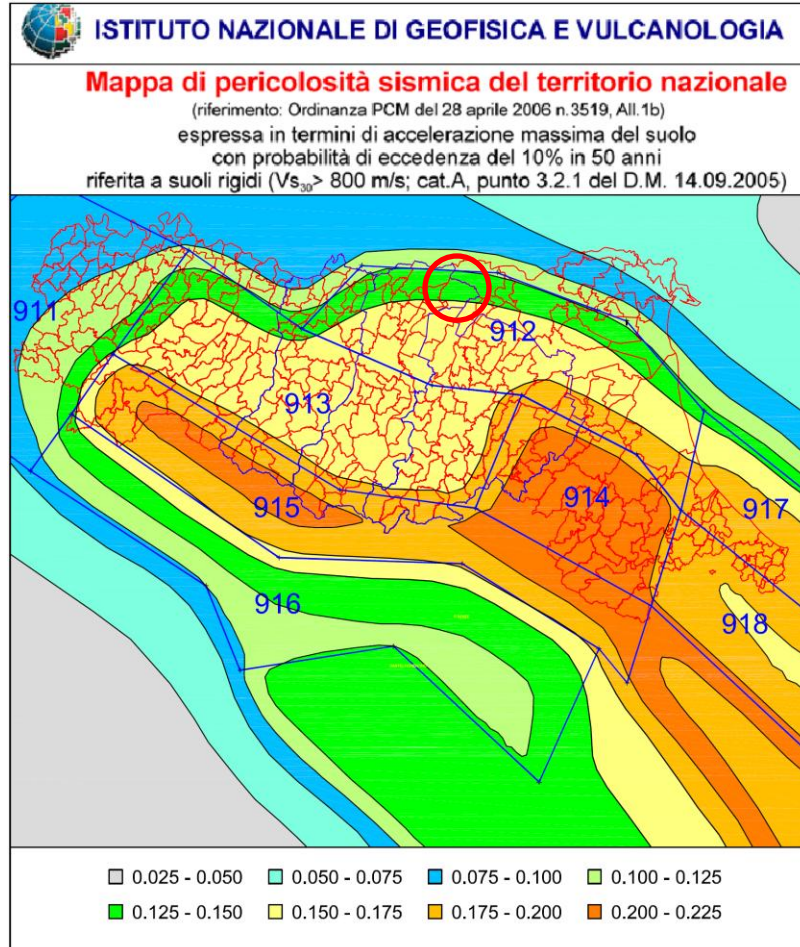
Per il reperimento dei dati relativi alla sismicità osservata è stato considerato il catalogo storico contenente i 2.488 eventi con intensità epicentrali maggiore o uguale al V - VI grado MCS, la cui magnitudo è maggiore o uguale a 4.

Fig. 4: Zonizzazione sismo genetica ZS9



In particolare il territorio comunale di Finale Emilia ricade all'interno della Zona Sismogenetica n. 912 denominata “Dorsale Ferrarese” che rappresenta la porzione più esterna della fascia in compressione dell'arco appenninico settentrionale (Fig. 5); al di sotto di una spessa coltre di depositi alluvionali è presente un sistema roccioso orogeneticamente legato alla catena appenninica, fagliato da diverse importanti linee sismotettoniche, la cui genesi è riconducibile alle forze compressive che da SW spingono verso NE.

Fig. 5: Mappa di pericolosità sismica e zone sismo genetiche



Il Catalogo parametrico dei terremoti italiani Edizione 2004 denominato CPTI04 riportava valori massimi di magnitudo momento M_w per la zona sismogenetica n. 912 pari a 6.14.

In considerazione degli eventi sismici che hanno colpito anche l'area in esame nel maggio/giugno 2012 e delle prime indicazioni fornite dall'INGV, per tale zona deve essere considerato un valore di magnitudo massima attesa pari a **6.20**.

Dalle rilevazioni dell'INGV (marzo 2004) tale zona risultava caratterizzata da una magnitudo massima registrata di 4.6

Md, con una profondità efficace di 7 km, come riportato nella tabella di seguito riportata che evidenzia l'elevato numero degli eventi con basse magnitudo che contribuiscono alla dissipazione delle energie tettoniche che si accumulano nelle strutture compressive del margine pede-appenninico (Meccanismo di fogliazione prevalente: Faglia inversa).

Zona	Numero eventi Md > 2	Numero eventi Md > 2.5	Numero eventi Md > 3	Magnitudo Massima Md	Classe di Profondità (km)	Profondità Efficace (km)
912	180	141	54	4.6	5-8	7

Il risultato finale per ciascuno dei comuni italiani è rappresentato da una stima del rischio sismico espresso in termini probabilistici. Il valore della pericolosità sismica di riferimento PGA (Peak Ground Acceleration) ipotizza un substrato omogeneo in roccia con associato un periodo di ritorno di 475 anni, valore convenzionale in quanto rappresenta l'accelerazione associata alla probabilità del 90% di non superamento considerato un tempo di ritorno di 50 anni.

4.2 Riferimenti normativi

In base all'O.P.C.M. del 20.03.2003 n. 3274 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”* e successive modifiche (O.P.C.M. del 02.10.2003 n. 3316 e O.P.C.M. del 03.05.2005 n. 3431) e all'O.P.C.M. del 28.04.2006 n. 3519, si definiscono i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche.

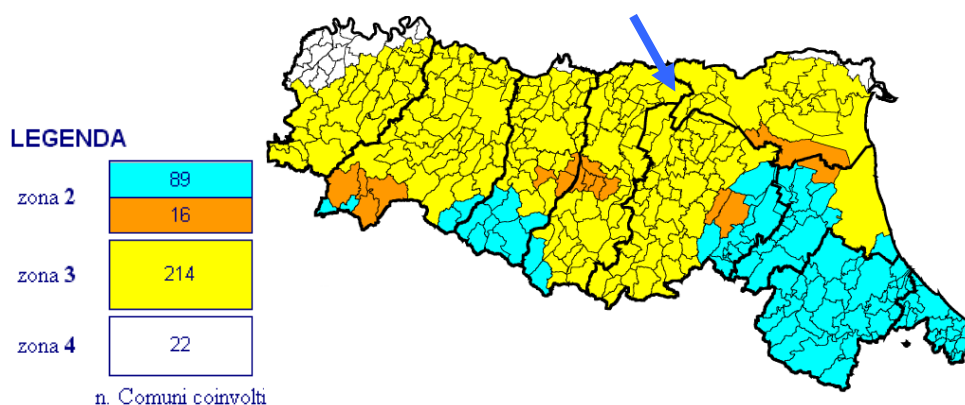
La classificazione sismica di tutto il territorio regionale (microzonazione) ha prodotto significativi effetti nei contenuti e nelle modalità di approvazione degli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica che devono concorrere alla “prevenzione del rischio sismico, sulla base delle analisi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione”; di conseguenza 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”.

Allegato A - CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI COMUNI DELL'EMILIA-ROMAGNA									
Codice ISTAT 2001	Provincia	COMUNE	Anno di			Categoria secondo la classificazione precedente (Decreti fino al 1984)	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi del presente documento (2003)	
			prima classificazione	declassificazione	riclassificazione				
Zona 2									
8036008	MO	CASTELVETRO DI MODENA	2003			N.C.	II	2	
8036013	MO	FIORANO MODENESE	2003			N.C.	II	2	
8036015	MO	FORMIGINE	2003			N.C.	II	2	
8036016	MO	FRASSINORO	1927	1937	1983	II	III	2	
8036019	MO	MARANELLO	2003			N.C.	II	2	
8036031	MO	PIEVEPELAGO	1927	1937	1983	II	III	2	
8036040	MO	SASSUOLO	2003			N.C.	II	2	
Zona 3									
8036001	MO	BASTIGLIA	2003			N.C.	III	3	
8036002	MO	BOMPORTO	2003			N.C.	III	3	
8036003	MO	CAMPOGALLIANO	2003			N.C.	III	3	
8036004	MO	CAMPOSANTO	2003			N.C.	III	3	
8036005	MO	CARPI	2003			N.C.	III	3	
8036006	MO	CASTELFRANCO EMILIA	2003			N.C.	III	3	
8036007	MO	CASTELNUOVO RANGONE	2003			N.C.	III	3	
8036009	MO	CAVEZZO	2003			N.C.	III	3	
8036010	MO	CONCORDIA SULLA SECCHIA	2003			N.C.	III	3	
8036011	MO	PANARO	1927	1937	2003	N.C.	III	3	
8036012	MO	FINALE EMILIA	2003			N.C.	III	3	
8036014	MO	FIUMALBO	1927	1937	2003	N.C.	III	3	
8036017	MO	GUIGLIA	2003			N.C.	III	3	
8036018	MO	LAMA MOCOGNO	1927	1937	2003	N.C.	III	3	
8036020	MO	MARANO SUL PANARO	2003			N.C.	III	3	
8036021	MO	MEDOLLA	2003			N.C.	III	3	
8036022	MO	MIRANDOLA	2003			N.C.	III	3	
8036023	MO	MODENA	2003			N.C.	III	3	
8036024	MO	MONTECRETO	1927	1937	2003	N.C.	III	3	
8036025	MO	MONTEFIORINO	1927	1937	2003	N.C.	III	3	
8036026	MO	MONTESE	2003			N.C.	III	3	
8036027	MO	NONANTOLA	2003			N.C.	III	3	
8036028	MO	NOVI DI MODENA	2003			N.C.	III	3	
8036029	MO	PALAGANO	2003			N.C.	III	3	
8036030	MO	PAVULLO NEL FRIGNANO	2003			N.C.	III	3	
8036032	MO	POLINAGO	2003			N.C.	III	3	
8036033	MO	PRIGNANO SULLA SECCHIA	2003			N.C.	III	3	
8036034	MO	RAVARINO	2003			N.C.	III	3	
8036035	MO	RIOLUNATO	1927	1937	2003	N.C.	III	3	
8036036	MO	SAN CESARIO SUL PANARO	2003			N.C.	III	3	
8036037	MO	SAN FELICE SUL PANARO	2003			N.C.	III	3	
8036038	MO	SAN POSSIDONIO	2003			N.C.	III	3	
8036039	MO	SAN PROSPERO	2003			N.C.	III	3	
8036041	MO	SAVIGNANO SUL PANARO	2003			N.C.	III	3	
8036042	MO	SERRAMAZZONI	2003			N.C.	III	3	
8036043	MO	SESTOLA	1927	1937	2003	N.C.	III	3	
8036044	MO	SOLIERA	2003			N.C.	III	3	
8036045	MO	SPILAMBERTO	2003			N.C.	III	3	
8036046	MO	VIGNOLA	2003			N.C.	III	3	
8036047	MO	ZOCCA	2003			N.C.	III	3	

Nella precedente classificazione (Decreti fino al 1984) il Comune di Finale Emilia non rientrava negli elenchi delle località sismiche; risultava poi, secondo la proposta del GdL del 1998, inserito in III° categoria.

La nuova classificazione sismica colloca il territorio comunale in **zona sismica 3** a sismicità medio bassa (Fig. 6) con valori di accelerazione $a_g = 0,15 \text{ g}$, ed un valore di pericolosità sismica compreso tra **0,125** e **0,175** (Fig. 7).

Fig. 6: Mappa della riclassificazione sismica della RER – OPCM N. 3274/03

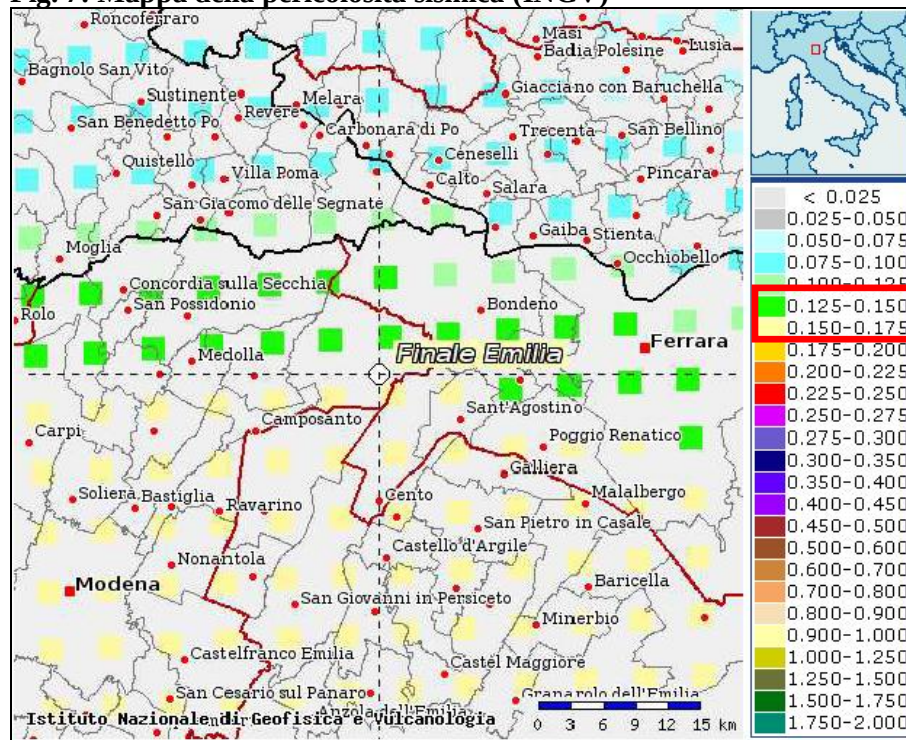


Alla OPCM 3519/2006, concernente i “*Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*”, è allegata una cartografia nazionale di riferimento in cui si individuano le 4 zone sismiche caratterizzate da quattro diversi valori di accelerazione (a_g) orizzontale massima convenzionale su suolo rigido di tipo A ($V_{s,30} > 800 \text{ m/s}$) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni ai quali ancorare lo spettro di risposta elastico.

Le zone 1, 2 e 3 possono essere suddivise in sottozone caratterizzate da valori di a_g intermedi intervallati da valori non minori di 0,025 g.

Zona	Accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [a_g]	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g]
1	$0,25 < a_g \leq 0,35$ g	0,35 g
2	$0,15 < a_g \leq 0,25$ g	0,25 g
3	$0,05 < a_g \leq 0,15$ g	0,15 g
4	$\leq 0,05$ g	0,05 g

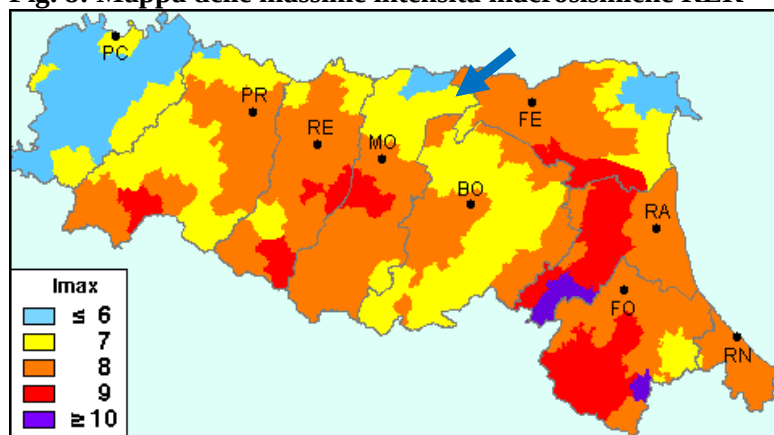
Fig. 7: Mappa della pericolosità sismica (INGV)



Per quanto riguarda l'aspetto macrosismico, dallo studio effettuato da *D. Molin, M. Stucchi e G. Valensise (1996)* per conto del Dipartimento della Protezione Civile realizzato con la banca dati del GNDT e il Catalogo dei Forti Terremoti Italiani di

ING/SGA, si evince che il Comune di Finale Emilia presenta un'intensità macrosismica $I_{\max}$ pari a 7 (Fig. 8); per la relativa la storia sismica si rimanda al sito <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>.

Fig. 8: Mappa delle massime intensità macrosismiche RER



In data 05.03.2008 entrano in vigore le nuove NTC emanate con il DM 14.01.2008 “*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*”, che sostituiscono quelle approvate con il DM 14.09.2005 e che dal 01.07. 2009 costituiscono l’unica normativa di riferimento per la progettazione, le cui istruzioni applicative sono indicate dalla C.M. n. 617 del 02.02. 2009.

Tra le prescrizioni relative ai terreni di fondamentale importanza è che il sito di costruzione ed i terreni in esso presenti risultino esenti da rischi di instabilità di pendii e di cedimenti permanenti causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento in caso di terremoto.

Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l’effetto della risposta sismica locale mediante studi specifici, in assenza dei quali si può fare riferimento

ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

La classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente di propagazione $V_{s,30}$ delle onde di taglio nei primi 30 m sotto il piano di posa della fondazione la cui misura diretta definita dall'espressione di seguito riportata, è fortemente raccomandata.

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e $V_{s,i}$ indicano rispettivamente lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio V_s dello strato i -esimo, per un totale di N strati compresi nei primi 30 m di profondità.

Nei casi in cui non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (Standard Penetration Test) $N_{SPT,30}$ nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente media $c_{u,30}$ nei terreni prevalentemente a grana fina.

Si individuano 7 categorie di suolo A-B-C-D-E ed S1-S2 per le quali è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensibilità possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

In merito agli aspetti litotecnici si è definita una Categoria di suolo di fondazione di tipo **C** essendosi calcolata una $V_{s,30}$ pari a 253 m/s (Allegato 6).

A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30} > 800$ m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensate, o terreni a grana fine mediamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa, $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fine).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori ai 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30} < 180$ m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa, $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D con spessore non superiore ai 20 m, posti sul substrato di riferimento ($V_{s,30} > 800$ m/s).

S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori $V_{s,30} < 100$ m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ 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.

Si prevede anche un coefficiente di amplificazione topografica S_T variabile da 1.0 a 1.4 che tiene conto della particolare ubicazione del sito identificando i terreni, in relazione alla configurazione morfologico/geometrica, nelle 4 categorie topografiche riportate in tabella, che si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	Fattore di amplificazione S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1.0
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

In merito agli aspetti topografici il sito ricade in Categoria **T1** (superficie pianeggiante); si escludono quindi fenomeni di amplificazione locale per cause topografiche.

Prescrive poi che le azioni sismiche su ciascuna struttura siano valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_r , ricavato moltiplicando la vita nominale dell'opera V_N per il coefficiente d'uso C_U , definito al variare della classe d'uso dell'opera stessa e stabilisce che gli stati limite, sia di esercizio (Stato limite di operatività SLO e Stato limite di danno SLD) sia ultimi (Stato limite di salvaguardia della vita SLV e Stato limite di prevenzione al collasso SLC), siano individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso (nel caso specifico evidenziate in rosso nelle tabelle inserite nella pagina seguente).

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Stati Limite	P_{VR}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81 %
	SLD	63 %
Stati limite ultimi	SLV	10 %
	SLC	5 %

VITA NOMINALE DELL'OPERA (DA N.T.C. 2008)

	Tipi di costruzione	Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

CLASSI D'USO DELLE COSTRUZIONI (DA N.T.C. 2008)

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in <i>Classe d'uso III</i> o in <i>Classe d'uso IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in <i>Classe d'uso IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

COEFFICIENTI D'USO (DA N.T.C. 2008)

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1	1.5	2

Gli stati limite di esercizio SLE sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di

rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi SLU sono:

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

Ai fini della normativa, l'azione sismica è quindi caratterizzata da 3 componenti trasversali, due orizzontali e una verticale, da considerarsi tra di loro indipendenti che possono essere descritte mediante accelerazione massima attesa in superficie, accelerazione massima e relativo spettro di risposta atteso in superficie, accelerogrammi.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto occorre valutare gli effetti che le condizioni stratigrafiche locali hanno sulla Risposta Sismica Locale.

Dal punto di vista progettuale lo spettro di risposta elastico in accelerazione, espresso da una forma spettrale che dipende da vari fattori (pericolosità di base, stratigrafia, topografia, probabilità di superamento nel periodo di riferimento riferiti agli stati limite di progetto) e che è riferita ad uno smorzamento η convenzionale pari al 5% moltiplicata per l'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, riveste particolare importanza nella definizione delle azioni sismiche da adottare ed è definito in base al valore dell'accelerazione a_g relativa alla zona indagata, moltiplicata per un coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, ottenuto mediante il coefficiente di amplificazione topografica S_T .

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dai parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC e dalle relative forme spettrali.

Per un determinato sito il moto sismico è quindi definito da uno spettro di risposta elastico tramite opportuni coefficienti numerici che variano a seconda delle coordinate del sito, della vita di riferimento della struttura e della probabilità di superamento della vita di riferimento, la cui espressione dipende dall'accelerazione orizzontale massima al sito (a_g , espressa in $g/10$), dal valore massimo di accelerazione dello spettro orizzontale (F_0 , adimensionale) e dal periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale (T^*c , espresso in secondi), ovvero dai tre parametri da cui discende forma e intensità dello spettro di risposta di progetto usato nella determinazione delle

azioni sismiche, una volta definito il tipo e la classe d'uso della costruzione proposta.

In base alla Categoria del terreno le NTC 2008 definiscono un coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S tipico dell'area che dipende dalla categoria del suolo di fondazione, da applicare alle componenti orizzontali dell'azione sismica relative al bedrock per definire il valore di a_g in superficie, oltre ad un coefficiente di correzione del valore di T_C^* denominato C_C per il calcolo del periodo di controllo T_C dato dal prodotto di C_C per il periodo T_C^* , ottenuto dallo studio di pericolosità sismica del sito specifico.

In relazione alla Categoria del sottosuolo ed alla Categoria topografica, si determinano i parametri riferiti sia agli SLE sia agli SLU, ed i periodi caratteristici T_B , T_C e T_D dello spettro di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali, da cui si ottengono gli spettri di risposta della componente orizzontale e verticale per lo SLV di seguito calcolati.

4.3 Azione sismica da NTC 2008

Sulla base del reticolo sismico di riferimento nazionale (Fig. 9) si sono calcolati con apposito software i valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun periodo di ritorno di riferimento e stato limite.

Nel caso in esame, in relazione alla tipologia dell'intervento in progetto si attribuisce la Classe d'uso **III** (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi) e di conseguenza un Coefficiente d'uso della costruzione (C_U) pari a **1.5**, stabilendo una Vita nominale dell'opera (V_N) pari a **50 anni**.

Il Periodo di riferimento P_{VR} ($V_N \cdot C_U$) risulta quindi pari a **75 anni** e il Periodo di ritorno per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) T_R pari a **712 anni**.

Fig. 9: Punti della griglia utilizzati per il calcolo dei valori dei parametri

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.039	2.567	0.251
50	0.050	2.477	0.268
72	0.060	2.494	0.275
101	0.072	2.531	0.270
140	0.084	2.626	0.261
201	0.101	2.581	0.269
475	0.148	2.587	0.270
975	0.199	2.537	0.277
2475	0.286	2.439	0.291

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.048	2.494	0.265
SLD	75	0.061	2.499	0.275
SLV	712	0.175	2.559	0.274
SLC	1462	0.233	2.494	0.283

In relazione alla Categoria del sottosuolo determinata con il metodo MASW (C), verificato il rischio di liquefazione, e sulla base della categoria Topografica (T1) si sono determinati i parametri riferiti sia agli stati limite di esercizio sia agli stati limite ultimi, dove:

- S_s: coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- C_c: coefficiente di correzione del valore di T_C*;
- S_T: coefficiente di amplificazione topografica.

Da questi si è ricavato il coefficiente S, che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni stratigrafiche, ed i periodi caratteristici T_B, T_C e T_D dello spettro di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali.

Di seguito sono riportati gli spettri di risposta della componente orizzontale e verticale per la categoria di sottosuolo e per la categoria topografica determinati per il **sito in oggetto** per lo **Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV)**.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.175 g
F_o	2.559
T_c	0.274 s
S_s	1.431
C_c	1.610
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.431
η	1.000
T_B	0.147 s
T_C	0.441 s
T_D	2.300 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

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

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

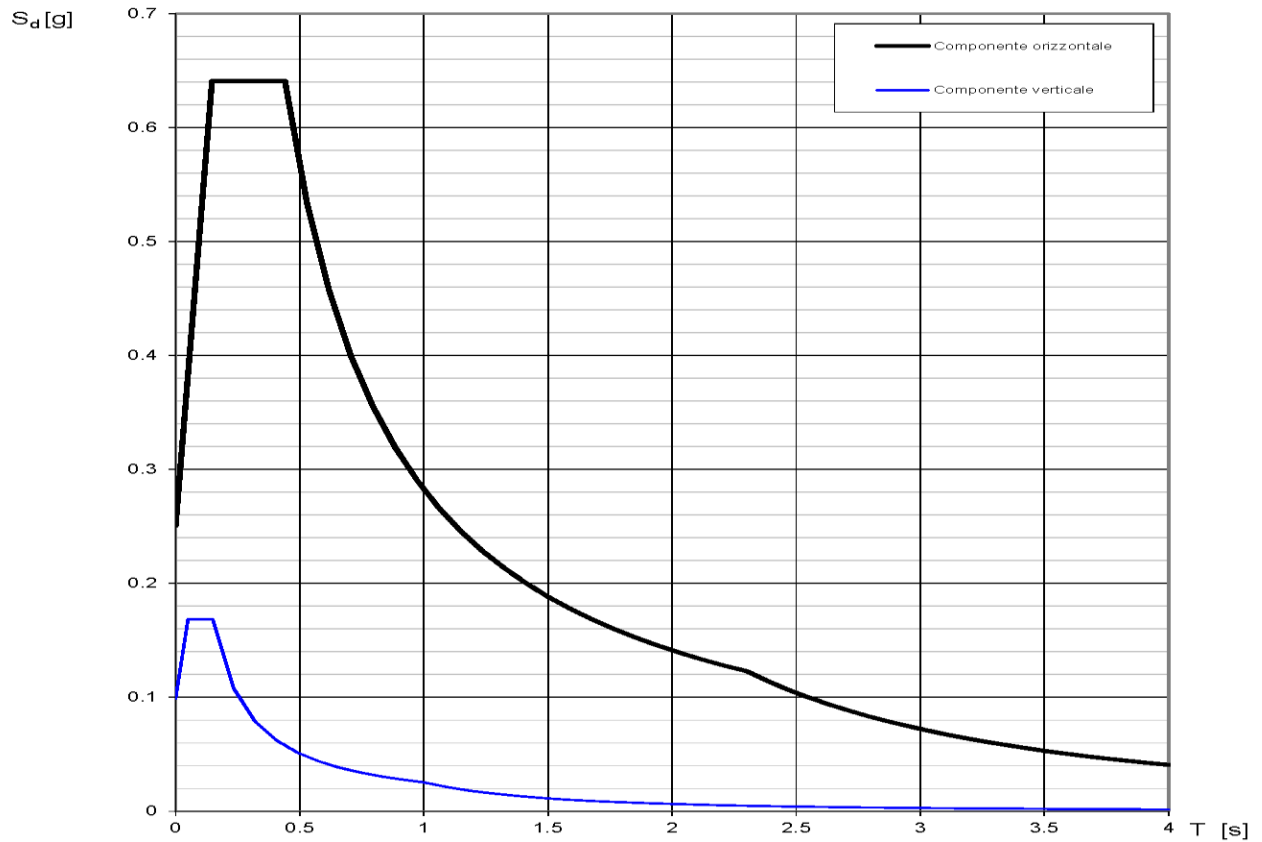
$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.250
$T_B \leftarrow$	0.147	0.641
$T_C \leftarrow$	0.441	0.641
	0.529	0.534
	0.618	0.457
	0.706	0.400
	0.795	0.355
	0.883	0.320
	0.972	0.291
	1.060	0.266
	1.149	0.246
	1.237	0.228
	1.326	0.213
	1.415	0.200
	1.503	0.188
	1.592	0.177
	1.680	0.168
	1.769	0.160
	1.857	0.152
	1.946	0.145
	2.034	0.139
	2.123	0.133
	2.211	0.128
$T_D \leftarrow$	2.300	0.123
	2.381	0.115
	2.462	0.107
	2.543	0.100
	2.624	0.094
	2.705	0.089
	2.786	0.084
	2.867	0.079
	2.948	0.075
	3.029	0.071
	3.110	0.067
	3.190	0.064
	3.271	0.061
	3.352	0.058
	3.433	0.055
	3.514	0.053
	3.595	0.050
	3.676	0.048
	3.757	0.046
	3.838	0.044
	3.919	0.042
	4.000	0.041

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



4.4 Risposta sismica locale RSL e input sismico di riferimento

La pericolosità sismica di un territorio è legata sia a fattori regionali, sia alle caratteristiche locali riconducibili principalmente alla variabilità spaziale delle condizioni litotecniche del sottosuolo e/o a variazioni nei lineamenti morfologici che possono determinare un maggiore o minore risentimento degli effetti di un terremoto anche su siti adiacenti; la valutazione dei danni prodotti mostra che, anche a distanza di poche decine di metri, le azioni sismiche possono assumere differenti caratteristiche in funzione

delle diverse condizioni locali (morfologia superficiale e del substrato roccioso sepolto, profondità della falda freatica, costituzione e proprietà del sottosuolo, presenza di faglie, ecc.).

Con il termine Risposta Sismica Locale si intende l'insieme delle modifiche che un moto sismico relativo ad una formazione rocciosa di base (bedrock), posta ad una certa profondità del sottosuolo, subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie; per giungerne alla determinazione un sito deve essere sottoposto a specifiche indagini di dettaglio finalizzate alla definizione di tutte le proprietà puntuali che lo caratterizzano, ovvero:

- Stratigrafia delle formazioni superficiali con dettagliata definizione dell'andamento dei contatti tra esse;
- Profili di velocità delle onde sismiche trasversali e longitudinali dentro le formazioni superficiali;
- Caratteristiche meccaniche dei terreni delle formazioni superficiali con particolare riferimento al loro comportamento sotto l'azione di carichi ciclici e dinamici;
- Morfologia di dettaglio dell'area.

La R.E.R. con l'Assemblea Legislativa del 02.05.2007 *Delibera n. 112*, ha approvato l'*Atto di indirizzo e coordinamento tecnico in merito agli studi di microzonazione sismica*, indicando i vari approfondimenti sismici da attuarsi nelle diverse fasi di pianificazione, ovvero i criteri per la valutazione della RSL e di microzonazione sismica del territorio disponendo che tali studi vengano condotti a diversi livelli di approfondimento a seconda

delle finalità e delle applicazioni nonché a seconda degli scenari di pericolosità locale.

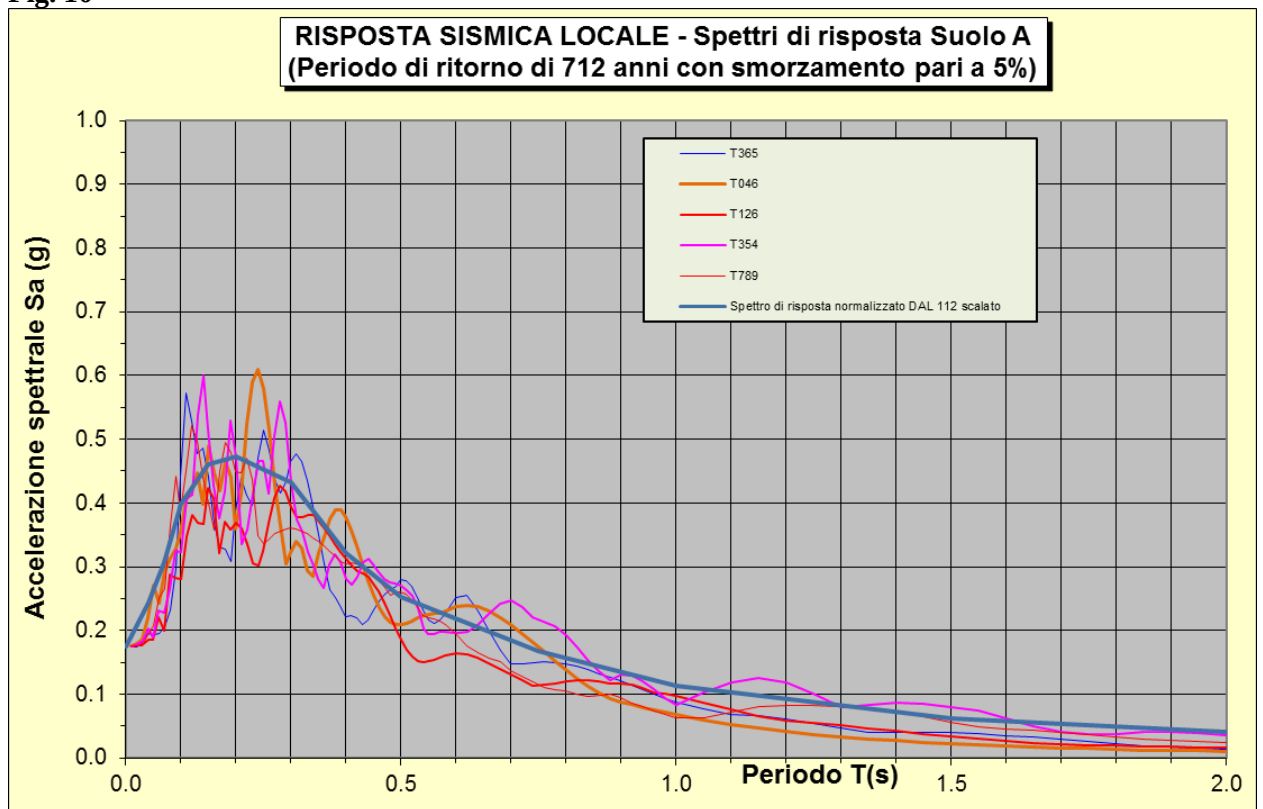
Per ambiti suscettibili di urbanizzazione e per gli interventi edilizi sul territorio urbanizzato, nelle aree pianeggianti e sub-pianeggianti, incluse le zone di fondovalle appenniniche con stratificazione orizzontale e sub-orizzontale, e sui versanti stabili con acclività $\leq 15^\circ$ ove il deposito presenta uno spessore costante, è ritenuta sufficiente un'analisi semplificata.

La zona d'interesse (cfr. pag. 19) è stata inserita, nella “*Carta delle aree suscettibili di effetti locali*” (scala originale 1: 25.000) del PTCP della Provincia di Modena, tra le aree “*soggette ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale liquefazione*”, per le quali si richiede il III° livello di approfondimento (valutazione del coefficiente di amplificazione litologica, verifiche di suscettibilità al fenomeno della liquefazione e valutazione dei cedimenti attesi).

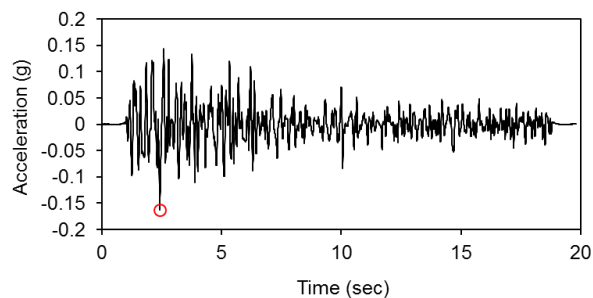
Lo studio di RSL è stato eseguito inserendo come segnale di input n. 5 terremoti di cui si riportano i relativi accelerogrammi, di cui i 3 forniti dalla R.E.R. per il Comune di **Finale Emilia** (MO) (All. 4 Delibera Ass. Lgs. n. 112 02.05.2007) e 2 terremoti spettrocompatibili (*Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. - 2009 REXEL*) con lo spettro di risposta normalizzato ($T_r = 475$ anni) per l'Emilia Romagna definito nell'Allegato 4 della suddetta Delibera, provvedendo al taglio delle frequenze superiori ai 25 Hz, 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 ($a_{refg} - 10\%$ di

probabilità di superamento in 50 anni), risultata pari a **0.175 g**, calcolata secondo le procedure delle NTC2008 come visibile nell'immagine successiva per un periodo di ritorno di 712 anni considerando una Classe d'uso III (Fig. 10).

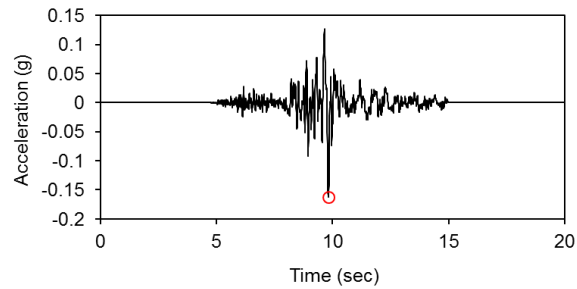
Fig. 10



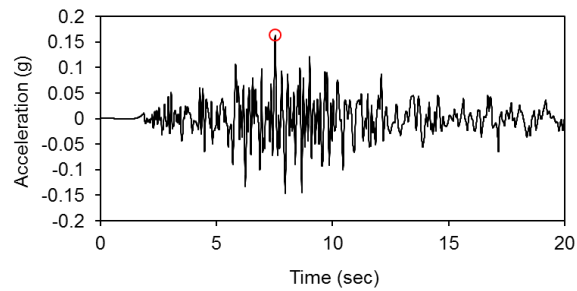
TERREMOTO RIFERIMENTO 000046xa_036012FinaleEmilia.txt



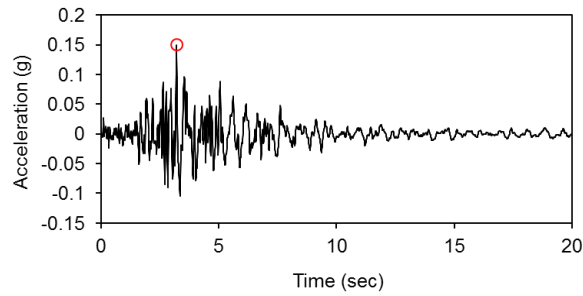
TERREMOTO RIFERIMENTO 000126xa_036012FinaleEmilia.txt



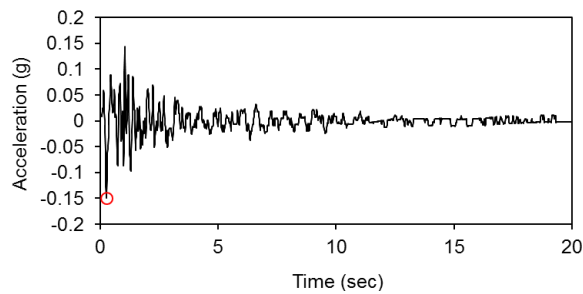
TERREMOTO RIFERIMENTO 000354xa_036012FinaleEmilia.txt



TERREMOTO RIFERIMENTO 000365.txt

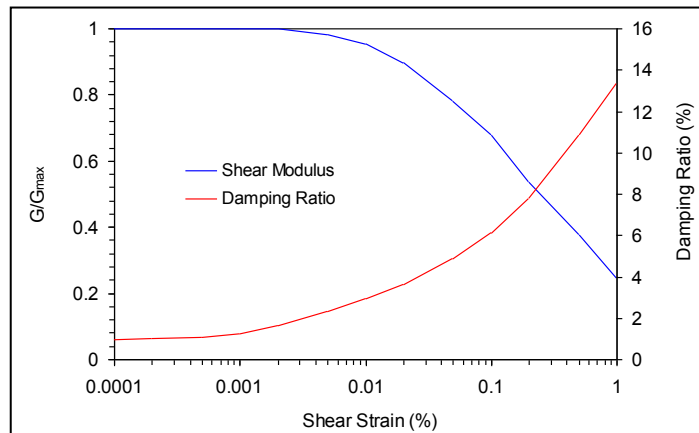


TERREMOTO RIFERIMENTO 000789.txt

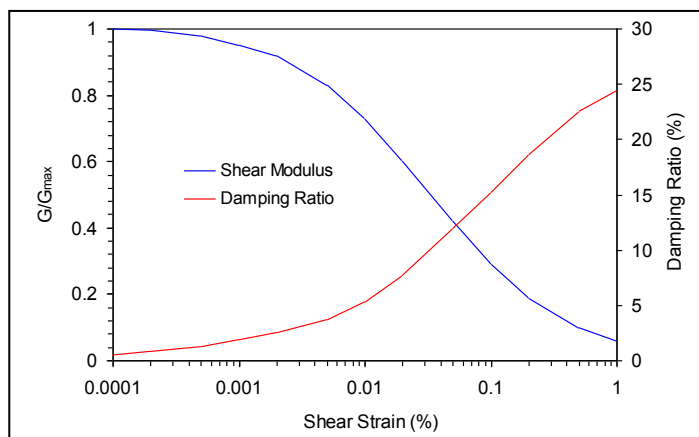


L'analisi, riportata nelle figure successive, è stata effettuata inoltre a partire da curve di variazione del modulo di rigidezza al taglio G e del fattore di smorzamento D (damping ratio) in funzione della deformazione per le diverse tipologie di materiali (Gruppo di lavoro MS, 2008 - *Indirizzi e criteri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

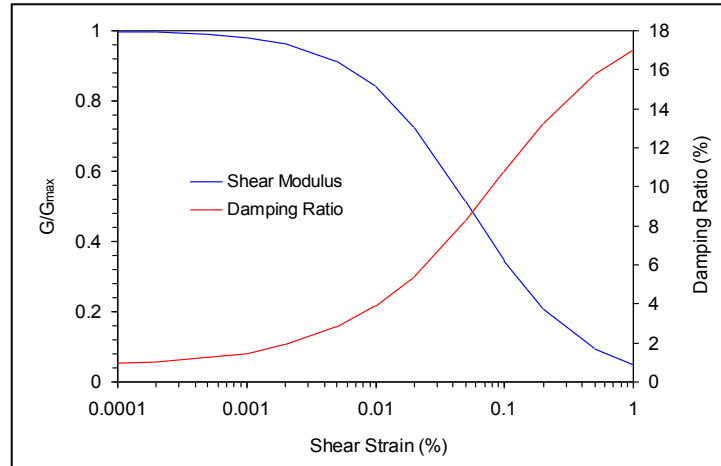
VARIAZIONE DI G E D - ARGILLA - (VUCETIC - P.I. 50)



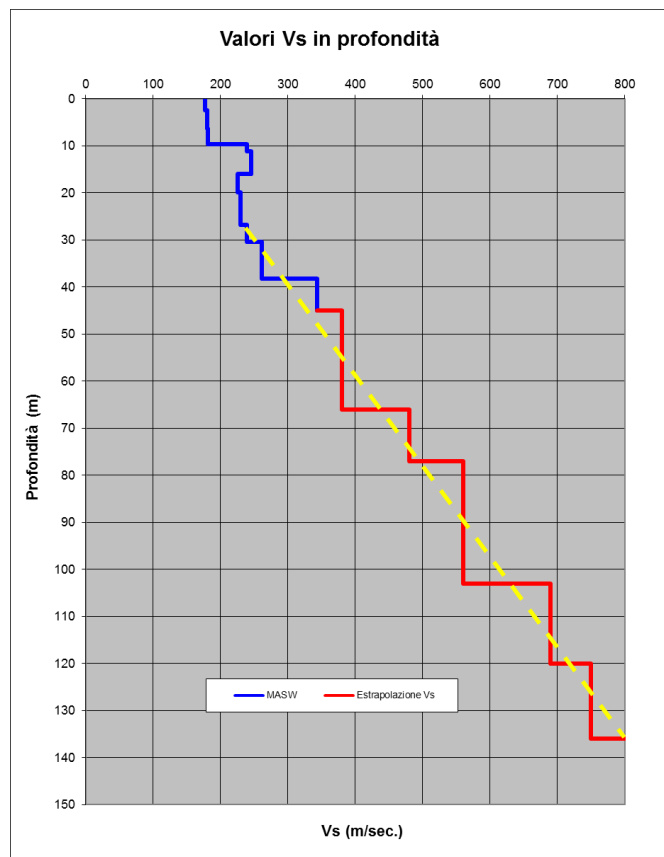
VARIAZIONE DI G E D - SABBIE - (SEED & IDRIS - Media)



VARIAZIONE DI G E D - GHIAIE - (ROLLINS ed Alii – 1998)



4.5 Modello geologico del sito



L'analisi dei risultati ottenuti con l'elaborazione MASW ha portato alla determinazione degli strati e delle velocità delle onde sismiche trasversali (V_s) fino a -38.21 m circa dal p.c., profondità che non ha consentito di individuare la collocazione del substrato sismico (bedrock convenzionale) caratterizzato da velocità superiori a 800 m/sec che, in seguito ad una interpolazione lineare delle velocità rilevate, è stato collocato alla quota di -136 m circa utilizzando stratigrafie di pozzi per acqua desunte dalla bibliografia al fine di ricostruire la situazione litologica in profondità.

In termini sismo-stratigrafici per il sito in oggetto si può assumere il seguente modello geologico:

- da 0.00 a 2.40 m depositi costituiti da argille e limi;
- da 2.40 a 6.40 m depositi costituiti prevalentemente da terreni limo sabbiosi, con presenza di falda idrica;
- da 6.40 a 19.80 m depositi costituiti prevalentemente da argille con intercalazioni limo sabbiose, con presenza di falda idrica;
- da 19.80 a 26.80 m depositi costituiti prevalentemente da terreni limo sabbiosi con presenza di falda idrica, e intercalazioni argillose;
- da 26.80 a 29.60 depositi costituiti prevalentemente da argille;
- da 29.60 a 38.20 depositi costituiti da terreni sabbiosi e sabbioso limosi intercalati ad argille, con presenza di falda idrica;
- da 38.20 a 77.00 m depositi costituiti prevalentemente da argille;

- da 77.00 a 103.00 m depositi costituiti prevalentemente da sabbie grossolane con livelli di ghiaietto con presenza di falda idrica;
- 103.00 a 120.00 depositi costituiti da prevalentemente da sabbie, con presenza di falda idrica;
- da 120.00 a 136.00 m depositi costituiti prevalentemente da sabbie;
- a 136 m dal p.c. si attesta il bedrock convenzionale.

Le NTC 2008 hanno modificato in maniera sostanziale le modalità di valutazione delle azioni di progetto, nel documento sulla pericolosità sismica l'azione sismica sulle costruzioni è infatti valutata a partire dalla pericolosità sismica di base che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche; la pericolosità sismica di un generico sito deve essere quindi descritta con sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali, al fine di renderla compatibile con la normativa.

Per quanto riguarda le condizioni di sito, la suscettibilità del terreno è stata valutata sulla base della modellazione litotecnica d'insieme scaturita dall'indagine in sito (N. 8 prove penetrometriche statiche con verifica alla suscettività alla liquefazione, indagine sismica a rifrazione ed elaborazione MASW), dalla conoscenza globale dei terreni presenti in zona desunta dalla bibliografia, dal P.T.C.P., dai dati dei recenti sismi che hanno investito anche il finalese, e dall'esperienza acquisita supportata da altre campagne geognostiche effettuate nelle vicinanze prese a riferimento che hanno permesso di accertare in

maniera sufficientemente esaustiva la variabilità spaziale e verticale delle caratteristiche litostratigrafiche, geotecniche ed idrogeologiche del deposito.

Trattandosi di un'area di pianura stabile e pianeggiante, si escludono naturalmente fenomeni di amplificazione locale per cause topografiche (**categoria T1**).

L'areale di indagine si sviluppa su una superficie pianeggiante appartenente alla bassa pianura modenese in un contesto deposizionale alluvionale continentale, di origine fluviale, consolidato, la cui tendenza evolutiva naturale è attualmente conservativa dato che le principali linee di drenaggio sono state regimate; in quanto agli aspetti legati all'evoluzione morfologica si verifica, coerentemente al contesto di ubicazione dell'area in studio in zona già urbanizzata, l'assenza di elementi di evoluzione morfologica e/o di fenomeni erosivi (dissesti idrogeologici attivi o quiescenti) che possono interferire con i fabbricati presenti.

Le indagini disponibili evidenziano la presenza di terreni cui competono discreti parametri geotecnici che possono definirsi nella norma rispetto alla zona in cui si trovano.

Ai sensi del DM 14.01.2008 (GU del 04.02.2008, n. 29 – S.O. n. 30), punto 3.2.2. “*Categoria di suolo e condizioni topografiche*” (Allegato 6) si definisce una Categoria di tipo **C** essendosi calcolata, considerato l'errore strumentale derivante dall'elaborazione, una $V_{s,30}$ pari a **213.8 m/s** ($V_{s,30} \text{ max} = 213.9 \text{ m/s}$ - $V_{s,30} \text{ min} = 213.8 \text{ m/s}$).

Dal momento che la norma stabilisce che la classificazione deve riguardare i terreni al di sotto delle fondazioni, in funzione del

piano di posa delle fondazioni stesse la suddetta categoria rimane inalterata collocando il piano di posa nell'intervallo tra 0 m ÷ 5 m dall'attuale p.c. (Allegato 5).

<i>Categoria di sottosuolo alla quota di posa delle fondazioni</i>				
<i>Quota di posa delle fondazioni</i>			<i>V_{s,30} - Min</i>	<i>Categoria di Sottosuolo</i>
Fondazioni posate ad una quota di	0.00	ml. da piano campagna	214	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	0.50	ml. da piano campagna	215	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	1.00	ml. da piano campagna	216	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	1.50	ml. da piano campagna	218	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	2.00	ml. da piano campagna	219	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	2.50	ml. da piano campagna	221	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	3.00	ml. da piano campagna	222	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	3.50	ml. da piano campagna	224	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	4.00	ml. da piano campagna	225	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	4.50	ml. da piano campagna	226	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	5.00	ml. da piano campagna	228	TIPO C

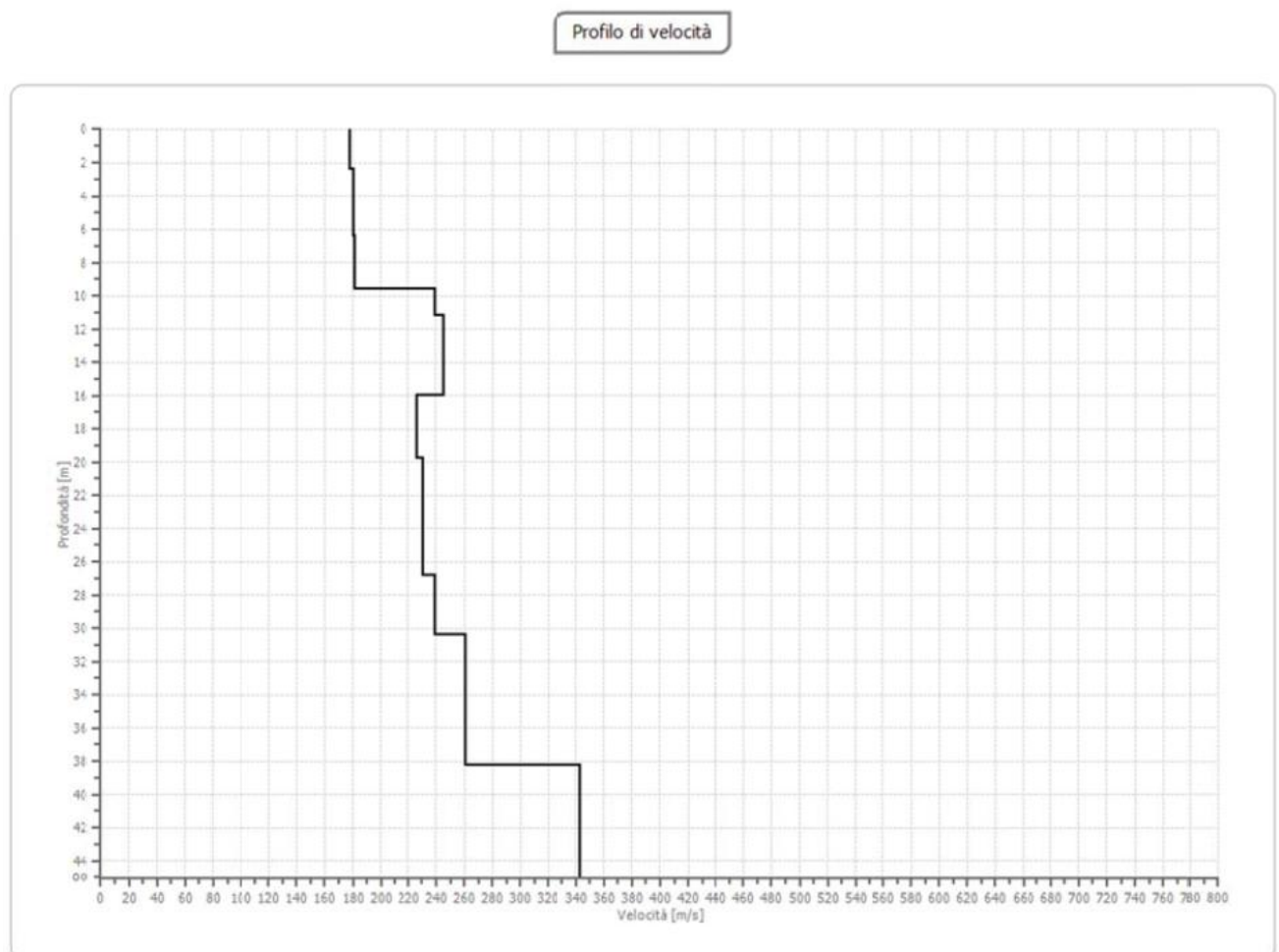
La tabella sotto riportata è relativa alle velocità delle onde di taglio e alle caratteristiche degli strati in profondità, mentre di seguito si inseriscono l'andamento della curva ottenuta con il processo di inversione e l'andamento in profondità della velocità delle onde di taglio (Figg. 11-12).

G0: Modulo di deformazione al taglio (*);												
Ed: Modulo edometrico (*);				*) Valori validi per piccolissime deformazioni comprese nel tratto lineare elastico del legame costitutivo dei materiali (deformazioni tangenziali inferiori alla soglia elastica).								
M0: Modulo di compressibilità volumetrica (*);												
Ey: Modulo di Young (*);												
N.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	densità [Kg/cm ³]	Coefficiente di Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]	NSPT	Qc [kPa]
1	2.4	2.4	177.31	331.71	1800	0.3	56.59	198.06	122.61	147.13	N/A	415.2
2	6.4	4	179.98	374.66	1890	0.35	61.22	265.29	183.67	165.3	51	447.61
3	9.6	3.2	181.33	444.15	1900	0.4	62.47	374.82	291.53	174.92	28	464.68
4	11.2	1.6	239.29	447.67	1940	0.3	111.08	388.79	240.68	288.81	N/A	1872.8
5	16	4.8	245.2	510.43	1950	0.35	117.24	508.05	351.73	316.56	87	2117.32
6	19.8	3.8	225.88	553.29	1950	0.4	99.49	596.96	464.3	278.58	40	1401.73
7	26.8	7	230.14	479.08	1990	0.35	105.4	456.74	316.21	284.59	33	1539.77
8	30.36	3.56	239.18	585.86	2000	0.4	114.41	686.47	533.92	320.35	33	1868.51
9	38.21	7.85	260.99	543.29	2040	0.35	138.95	602.12	416.86	375.17	45	2896.85
10	∞	∞	343.17	642.01	2050	0.3	241.42	844.97	523.08	627.69	0	N/A

Fig. 11: Andamento della curva ottenuta con il processo di inversione

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	2.40	2.40	1850.0	0.3	No	331.7	177.3
2	6.40	4.00	1850.0	0.4	Si	374.7	180.0
3	9.60	3.20	1850.0	0.4	Si	444.2	181.3
4	11.20	1.60	1900.0	0.3	Si	447.7	239.3
5	16.00	4.80	1900.0	0.4	Si	510.4	245.2
6	19.80	3.80	1900.0	0.4	Si	553.3	225.9
7	26.80	7.00	1950.0	0.4	Si	479.1	230.1
8	30.36	3.56	1950.0	0.4	Si	585.9	239.2
9	38.21	7.85	2000.0	0.4	Si	543.3	261.0
10	∞	∞	2000.0	0.3	Si	642.0	343.2

Fig. 12: Andamento in profondità della velocità delle onde di taglio



4.6 Spettro di risposta reale

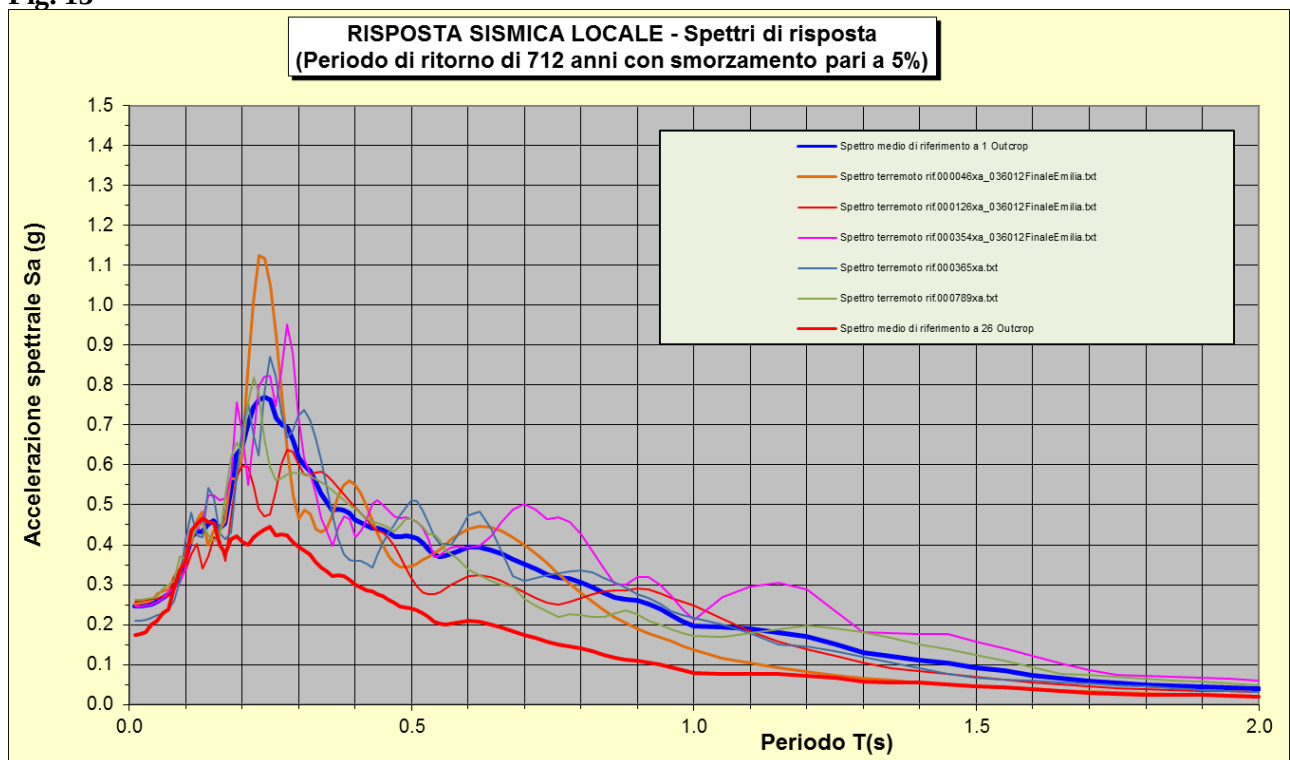
Tra i diversi programmi di calcolo per eseguire modellazioni numeriche ai fini della valutazione della risposta sismica locale, si è utilizzato il programma EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis of Layered Soil Deposits) basato sul codice SHAKE per quanto concerne le soluzioni relative alle propagazioni delle onde di taglio.

Si tratta di un modello monodimensionale finalizzato ad una valutazione quantitativa degli effetti in sito (PGA_{gmax}/PGA_0 e SI_{max}/SI_0) che considera come causa principale di amplificazione del moto sismico il fenomeno di intrappolamento di onde di taglio S all'interno del deposito, favorito dal contrasto di impedenza fra terreno e basamento roccioso, e dalla 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 rigidezza e smorzamento fino al soddisfacimento di un prefissato criterio di convergenza.

Il calcolo è stato eseguito inserendo come input il sisma risultante dalla media dei 5 terremoti provvedendo al taglio delle frequenze superiori ai 25 Hz ed inserendo il profilo del terreno sino alla profondità di 136 m, che corrisponde al substrato sismico individuato, secondo lo schema di seguito riportato; sono stati pertanto definiti gli spettri di risposta al sito in accelerazione per la componente orizzontale per i 5 input sismici di riferimento considerando un valore di smorzamento critico pari al 5%.

Fundamental period (s) = 1.18 Average shear wave velocity (m/sec) = 459.87 Total number of sublayers = 26										
	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	1	2	2.40	57.48		18.00	177		
	2	2	4	4.00	62.42		18.90	180		W
	3	1	3	3.20	70.66		19.00	191		
	4	1	2	1.60	112.96		19.40	239		
	5	1	4	4.80	119.32		19.50	245		
	6	1	1	3.80	101.53		19.50	226		
	7	2	1	7.00	107.31		19.90	230		
	8	1	1	3.60	116.45		20.00	239		
	9	1	1	7.90	141.66		20.40	261		
	10	1	1	6.80	245.85		20.50	343		
	11	1	1	21.00	303.23		20.60	380		
	12	1	1	11.00	486.17		20.70	480		
	13	2	1	26.00	664.92		20.80	560		
	14	2	1	17.00	1014.32		20.90	690		
	15	2	1	16.00	1204.13		21.00	750		
Bedrock	16	0			1402.65	1	21.50	800	Outcrop	

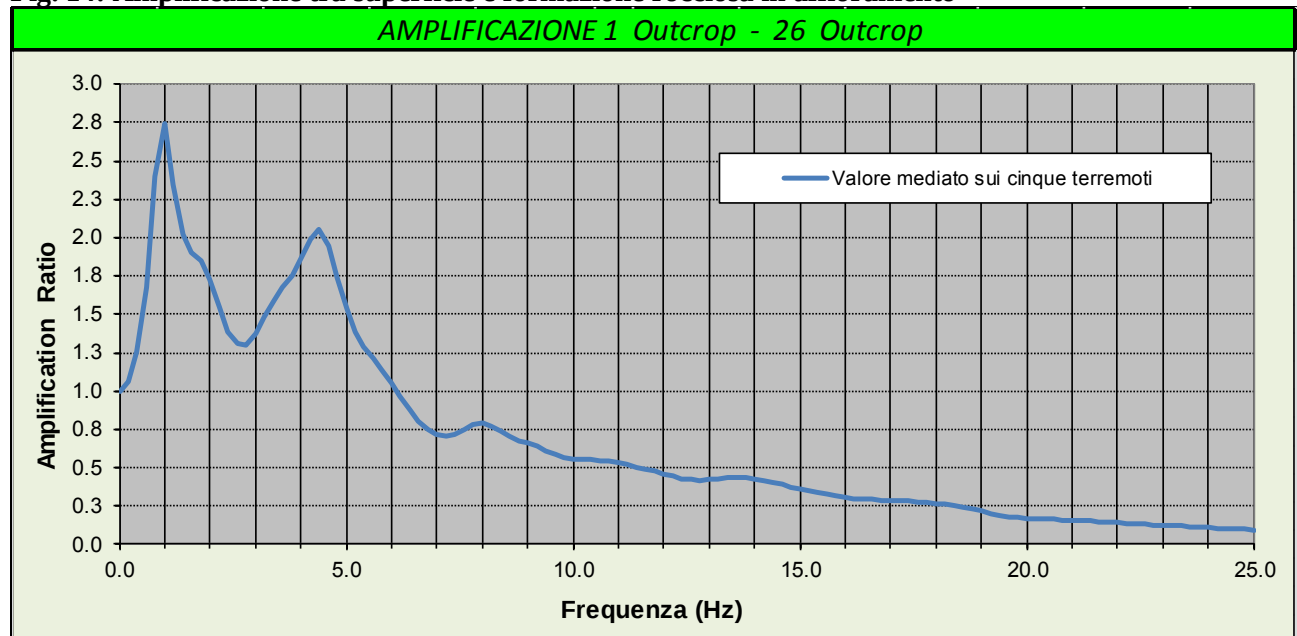
Fig. 13



La figura precedente riporta le forme spettrali ottenute, e la loro media, che ha portato ad un valore di PGA al sito (**1 OUTCROP**) pari a **0,246 g** a partire da un valore pari a **0,175 g** relativo all'accelerazione di ancoraggio prevista dalle NTC 2008 per il lotto in esame portando ad un valore del Fattore di Amplificazione (**FA**) della PGA pari a **1,40** (Fig. 13).

Si riporta poi la funzione di amplificazione locale come rapporto tra ampiezza degli spettri al suolo (**1 OUTCROP**) e quello in corrispondenza dell'affioramento della formazione rocciosa (**26 OUTCROP**) per un valore di smorzamento critico pari al 5% (Fig. 14).

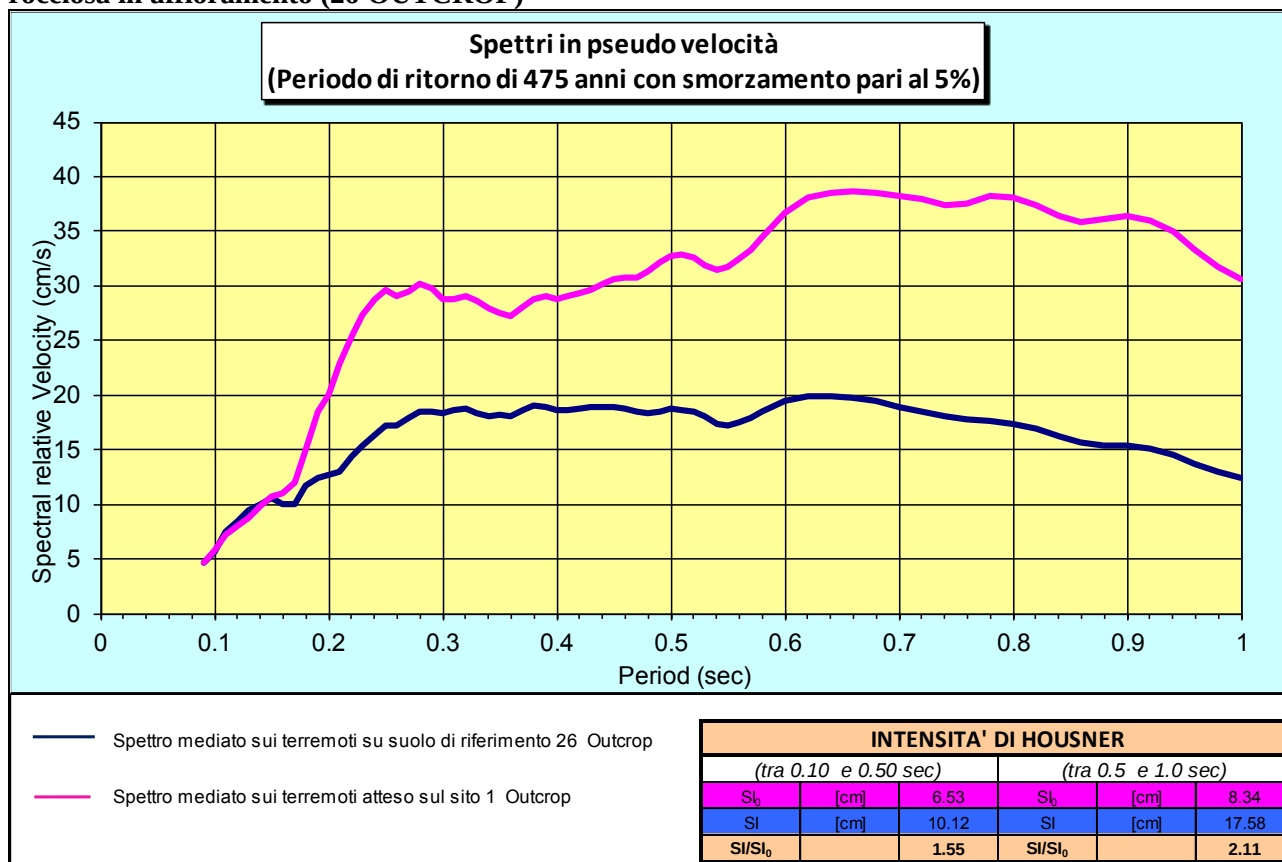
Fig. 14: Amplificazione tra superficie e formazione rocciosa in affioramento



In base allo spettro delle pseudovelocità mediato sui cinque terremoti di riferimento utilizzati si sono ricavati i coefficienti di amplificazione sismica espressi come rapporto di Intensità di Housner (S_I/S_{Io}) negli intervalli di tempo $0.10 < T_0 < 0.50$ sec e

$0.50 < T_0 < 1.00$ sec, che risultano essere rispettivamente pari a 1.55 e 2.11 (Fig. 15).

Fig. 15: Confronto tra gli spettri in pseudo velocità in superficie (1 OUTCROP) e formazione rocciosa in affioramento (26 OUTCROP)



Dall'analisi dei risultati ottenuti dallo studio di RSL, si evidenziano per il sito in esame i sotto riportati valori caratteristici:

TABELLA RIASSUNTIVA PARAMETRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	
Valore della PGA_0 di riferimento da Norme Tecniche per la Costruzioni (NTC 2008)	0.175
Valore della PGA rilevata sul sito in esame	0.246
Fattore di Amplificazione (FA) della PGA	1.40
Coefficiente di amplificazione in termini di S_1/S_0 – intervallo di frequenza 0,10÷0,50s	1.55
Coefficiente di amplificazione in termini di S_1/S_0 – intervallo di frequenza 0,50÷1,00s	2.11

4.7 Verifica alla suscettibilità al fenomeno della liquefazione

La zona d'interesse (cfr. pag. 19) è stata inserita, nella “*Carta delle aree suscettibili di effetti locali*” del PTCP della Provincia di Modena, tra le aree “*soggette ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale liquefazione*” (approfondimenti di III livello); in ottemperanza al DM 14.01.2008 si richiede la verifica alla liquefazione nel caso in cui siano presenti terreni granulari saturi (sabbie e sabbie limose) nei primi 20 m di profondità predisposti al fenomeno in caso di sisma.

Si è quindi provveduto alla verifica da prove penetrometriche statiche mediante un programma di calcolo (*GeoStru software*).

Schematicamente, dal punto di vista litologico, si evidenzia un primo strato sino a -19.5 m circa di profondità caratterizzato da terreni argilloso limosi con sottili intercalazioni limo sabbiose e sabbioso limose alle quote comprese tra 1/5 m e tra 9.5/14 m dal p.c. Oltre i -19.5 m di profondità dal p.c. si rileva la presenza di depositi limo sabbiosi e sabbioso limosi intercalati da livelli di natura limo argillosa.

Essendosi rilevata la presenza di livelli sabbiosi e sabbioso limosi sotto falda nei primi 20 m di profondità, pertanto potenzialmente liquefacibili, è stata condotta una verifica della suscettibilità alla liquefazione analizzando i risultati delle prove P1-P2-P3 sino alla quota di -20.00 m dal p.c.

Il livello di falda è stato cautelativamente posto alla profondità di -1.00 m dal p.c.

Nello specifico, al fine di verificare la possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione si è effettuata 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 F_L dato dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (CRR) e sollecitazione indotta dall'azione sismica (rapporto di tensione ciclica CSR) mediante i metodi indicati dalle *“Linee Guida AGI – Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”*.

Per quanto concerne la magnitudo si è fatto riferimento ad un valore massimo pari a 6.20 (cfr. pag. 34).

Per quel che concerne l'accelerazione massima attesa in superficie nell'area in esame, le analisi effettuate secondo quanto stabilito dalle NTC2008 e dalla Circolare n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 02.02.2009 hanno portato ad un valore pari a 0.246 g (cfr. pag. 64).

In ottemperanza a quanto previsto dalla Delibera n. 112 (All. A3 - Cap. 2), ottenuti i valori di CSR e di CRR è possibile valutare il coefficiente di sicurezza F_L , ovvero se:

- $F_L > 1$ si possono escludere fenomeni di liquefazione
- $F_L < 1$ è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione

Ottenuto il parametro F_L è possibile operare una stima probabilistica della possibilità che la liquefazione avvenga.

In particolare, il valore dell'indice del potenziale di liquefazione I_L valutato porta alla definizione del rischio di liquefazione che risulta essere:

- basso se $0 < I_L \leq 5$

- elevato se $5 < I_L \leq 15$
- estremamente elevato se $I_L > 15$

Come riportato in allegato e riassunto nella tabella seguente, il valore dell'indice di potenziale di liquefazione I_L ottenuto identifica un rischio di liquefazione che può essere considerato **BASSO** per le prove P1 e P2 e **MOLTO BASSO** per la prova P3, accettabile pertanto per tutte le prove realizzate (Allegato 4).

Prova	Indice di potenziale liquefazione I_L	Rischio di liquefazione
CPT 1	1.91	Basso
CPT 2	1.20	Basso
CPT 3	0.81	Molto basso

L'analisi è stata poi completata con la verifica dei cedimenti sismici, post-sismici e deformazioni laterali (Allegato 4).

6. MODELLO LITOSTRATIGRAFICO E IDROGEOLOGICO LOCALE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le prove penetrometriche sono state elaborate mediante apposito software commercializzato dalla ditta *Geostru* denominato *Static Probing*; le tabelle seguenti, con relativa legenda, evidenziano la schematizzazione della successione stratigrafica oltre ai principali parametri geotecnici dei vari livelli individuati, omogenei per caratteristiche litologiche e geotecniche, realizzata attraverso le principali correlazioni proposte in letteratura.

PROVA N. 1

Profondità strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Comportamento geotecnico	Descrizione
p.c. - 1,00			Incoerente	Riporto: ghiaia con sabbia
1,00-6,40	19,6	0,6	Incoerente-Coesivo	Limi - Limi sabbiosi sciolti - Livelli argillosi
6,40-16,60	34,8	1,2	Coesivo	Argille - Limi argillosi Rare e sottili intercalazioni limose
16,60-19,80	21,3	0,8	Coesivo	Argille - Argille limose
19,80-26,60	51,2	1,6	Incoerente-Coesivo	Limi sabbiosi - Sabbie sciolte - Limi argillosi
26,60-29,60	26,2	1,1	Coesivo	Argille debolmente limose
29,60-30,00	62,1	0,3	Incoerente	Sabbie fini

PROVA N. 2

Profondità strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Comportamento geotecnico	Descrizione
p.c. - 1,00			Incoerente	Riporto: ghiaia con sabbia
1,00-6,60	15,3	0,6	Coesivo	Argille limose - Limi argillosi Rare e sottili intercalazioni limose
6,60-16,80	36,4	1,2	Coesivo	Argille - Limi argillosi Rare e sottili intercalazioni limose e limo sabbiose
16,80-19,40	21,6	0,8	Coesivo	Argille - Argille limose
19,40-20,00	25,4	0,5	Incoerente	Limi sabbiosi

PROVA N. 3

Profondità strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Comportamento geotecnico	Descrizione
p.c. - 1,00			Incoerente	Riporto: ghiaia con sabbia
1,00-6,60	16,2	0,6	Coesivo	Limi - Limi argillosi - Argille limose
6,60-16,80	36,7	1,3	Coesivo	Argille - Limi argillosi Rare e sottili intercalazioni limose
16,80-20,00	21,4	0,8	Coesivo	Argille - Argille limose

Per quanto riguarda il coefficiente di sottofondo in sito (costante di Winkler), salvo la possibilità di determinazione diretta della pendenza iniziale della curva carico-abbassamento da opere eseguite, la sua corretta individuazione è limitata a prove di carico; date le difficoltà di ricavarne il valore sperimentalmente per estese fondazioni è d'uso determinarlo in funzione del modulo di elasticità del terreno, ma in relazione al fatto che le ipotesi semplificative richieste portano a sottostimarne il valore che diviene quindi di scarso interesse, si è soliti darne una valutazione qualitativa riferibile a dati sperimentali del coefficiente di sottofondo ricavati da prove con piastre standard.

Il valore della coesione drenata non si ricava dal solo utilizzo di prove penetrometriche statiche in quanto, come noto, si necessita di prove di laboratorio (prova di taglio di Casagrande e/o prova triassiale CD).

Per quanto riguarda il coefficiente di Poisson, se ne possono determinare i valori per via indiretta tramite l'elaborazione della velocità delle onde P (cfr. tab. pag 60-61).

LEGENDA

Nr	Numero progressivo strato
Prof	Profondità strato (m)
Tipo	Comportamento geotecnico C = Coesivo; I = Incoerente; CI= Coesivo-Incoerente
Cu	Coesione non drenata (Kg/cm ²)
Eu	Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm ²)
Mo	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
G	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)
OCR	Grado di sovraconsolidazione
γ	Peso unità di volume γ (t/m ³)
Dr	Densità relativa (%)
ϕ	Angolo di resistenza al taglio (°)
Ey	Modulo di Young (Kg/cm ²)
W	Modulo di Winkler (Kg/cm ³)

L'esperienza con una buona interpretazione e correlazione

permette, quindi di ottenere informazioni circa l'andamento verticale degli intervalli stratigrafici, la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche individuate ed i relativi parametri geotecnici; l'utilizzo di tali dati, in quanto elaborati con correlazioni indirette, dovrà essere trattato con le opportune cautele ai fini della progettazione strutturale e non potrà prescindere da adeguate esperienze "geologiche" acquisite nella zona dallo Strutturista.

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI CPT 1

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	γ	Dr	ϕ	Ey	W
1	1,00	I										
2	6,40	CI	0,98	713,80	42,91	172,48	<0,5	1,96	29,73	31,70	39,20	1,5
3	16,60	C	1,74	1253,40	69,60	244,94	6,11	2,06	--	--	--	3,0
4	19,80	C	1,06	721,31	42,60	181,47	2,67	1,97	--	--	--	2,0
5	26,60	CI	2,56	1822,65	102,40	310,11	<0,5	2,12	26,06	30,88	102,40	3,5
6	29,60	C	1,31	865,43	52,40	205,94	2,39	2,00	--	--	--	2,5
7	30,00	I	--	--	93,15	348,93	<0,5	1,90	26,97	30,98	124,20	4,0

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI CPT 2

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	γ	Dr	ϕ	Ey	W
1	1,00	I										
2	6,60	C	0,77	553,35	48,33	148,25	7,91	1,92	--	--	--	1,5
3	16,80	C	1,82	1314,06	72,80	251,76	6,19	2,07	--	--	--	3,0
4	19,40	C	1,08	734,06	43,20	183,02	2,73	1,97	--	--	--	2,0
5	20,00	I	--	--	127,00	202,07	<0,5	1,80	6,16	28,70	50,80	2,1

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI CPT 3

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	γ	Dr	ϕ	Ey	W
1	1,00	C										
2	6,60	C	0,81	586,98	47,89	153,52	7,86	1,93	--	--	--	1,5
3	16,80	C	1,84	1325,06	73,40	253,03	6,66	2,07	--	--	--	3,0
4	20,00	C	1,07	725,28	42,80	181,99	2,68	1,97	--	--	--	2,0

Dalla lettura incrociata dei risultati ottenuti con l'indagine sismica e le prove penetrometriche statiche, unitamente alla conoscenza globale dei terreni della zona desunta dalla bibliografia e supportata da altre campagne geognostiche effettuate nelle vicinanze, al di sotto del riporto presente nel primo metro circa si evidenzia quanto segue:

UNITÀ A fino a 6.5 m circa

Terreni in posto, a comportamento coesivo-incoerente e coesivo, costituiti da un'alternanza di limi, limi argillosi e limi sabbiosi sciolti, con livelli argillosi a medio bassa consistenza e compattezza. Allo strato nel suo complesso si possono assegnare valori di resistenza alla punta in termini statici R_p pari a 14 kg/cm^2 , con valori di V_s che sfiorano i 180 m/s.

UNITÀ B da 6.5 m a 16.5/17.0 m circa

Terreni a granulometria mediamente più fine, a comportamento prevalentemente coesivo, rappresentati da argille, argille limose e limi argillosi compatti e consistenti, salvo un rientro di resistenza intorno ai -10 m circa che resta comunque su valori buoni, con sottili intercalazioni limose e localmente limo sabbiose (CPT N. 2) nello spessore compreso tra -9.5/14.0 m circa dal p.c. Si rilevano buoni valori di R_{pm} dell'ordine dei 35 kg/cm^2 , e valori di V_s tendenzialmente crescenti con la profondità che passano dai 180 m/s ai 245 m/s.

UNITÀ C da 16.5/17 m a 19.5/20.0 m circa

Terreni fini, a comportamento coesivo, rappresentati da argille e argille limose, di media consistenza e compattezza, registrandosi valori di R_{pm} dell'ordine dei 20 kg/cm^2 , e valori di V_s pari a 225 m/s circa.

UNITÀ D da 19.5/20 m a 26.5 m circa

Terreni a granulometria relativamente più grossolana, a comportamento coesivo-incoerente e coesivo, costituiti da

un'alternanza di limi sabbiosi, sabbie sciolte e limi argillosi compatti e consistenti, registrandosi valori di R_p superiori ai 30 kg/cm^2 , e valori di V_s dell'ordine dei 230 m/s.

UNITÀ E da 26.5 m a 29.5 m circa

Terreni fini, a comportamento coesivo, rappresentati da argille debolmente limose compatte, con valori di R_{pm} dell'ordine dei 25 kg/cm^2 , e valori di V_s pari a 235 m/s circa.

UNITÀ F da 29.5 m a fondo foro

Terreni, a comportamento granulare/incoerente, rappresentati da sabbie fini da mediamente dense a dense, sature. Si rilevano buoni valori di R_p anche al tetto dello strato con medie di 60 kg/cm^2 , e valori di V_s tendenzialmente crescenti con la profondità che sfiorano i 240 m/s a fondo foro (−30 m).

Da un punto di vista geotecnico i terreni rilevati presentano caratteristiche che posso definirsi nella norma in relazione alla zona in cui si trovano, e tali quindi da poter affrontare normali problematiche fondazionali consentendo l'adozione delle fondazioni dirette superficiali previste dallo Strutturista (del tipo a plinti associati a cordoli) e considerando che la maggiore influenza determinata dal carico struttura in elevazione-fondazioni interessa i terreni posti entro i primi 6.5 m circa dall'attuale p.c. (unità A).

D'altro canto la presenza di terreni argillosi fini coesivi di medio bassa consistenza (oltre che di terreni limo sabbiosi sciolti), interessati dalle strutture fondali del fabbricato ed entro il “volume

significativo” interessato dalla trasmissione dei carichi favorisce lo sviluppo di cedimenti per consolidazione.

A titolo indicativo, sulla base delle prove eseguite nell’area cortiliva dei capannoni da demolire ed in assenza di ogni riferimento progettuale, si è cautelativamente stimata per i terreni di sottofondazione una portanza massima in termini di tensioni ammissibili pari a 1.2 kg/cm^2 .

Noti i carichi agenti, i valori forniti dovranno essere verificati in fase esecutiva dal Tecnico calcolatore delle strutture in c.a. sulla base delle reali combinazioni di carico anche con l’applicazione delle accelerazioni sismiche previste dalla vigente normativa (verifiche agli stati limite).

Come anticipato (cfr. paragrafo 2.2), da punto di vista idrogeologico locale un nella zona si rileva la presenza di una falda superficiale contenuta negli interstrati limo sabbiosi il cui livello si attesta generalmente a modesta profondità dal piano di campagna; all’atto dell’indagine le misure frantimentriche all’interno dei fori di prova evidenziavano la presenza di acqua tra $-2.7 \div 2.9 \text{ m}$ dal p.c.

Per quanto riguarda l’altezza d’imposta si consiglia quindi di adottare una profondità tale da superare lo strato di riporto cercando di restare il più possibile al di sopra del livello di variazione stagionale della falda superficiale, in quanto lo strato che la contiene risulta maggiormente soggetto a variazioni di temperatura ed umidità e conseguentemente a fenomeni di rigonfiamento e ritiro per essiccazione.

6 CONCLUSIONI

Lo studio, supportato da un'adeguata campagna geognostica appositamente effettuata raffrontata con le indagini fornite dalla Committenza, ha permesso di stabilire che l'area oggetto di variante di destinazione d'uso da industriale a commerciale, sita in Comune di Finale Emilia (Provincia di Modena) in Via Monte Bianco Località Massa Finalese ove insistono due capannoni gravemente danneggiati dagli eventi sismici del maggio 2012 da demolire, è idonea da un punto di vista geologico-geotecnico e sismico all'intervento edilizio in previsione (struttura monopiano prefabbricata in legno per attività commerciale di tipo alimentare) che andrà realizzato nel rispetto di quanto richiesto per la progettazione sismica dei fabbricati ricadenti in Zona 3 - Classe d'Uso III (punto vendita CONAD) tenendo conto che si tratta di un'area potenzialmente soggetta a fenomeni di liquefazione (seppur con un rischio di liquefazione accettabile essendo risultato da basso a molto basso), al fine di garantire un adeguato sostegno alle strutture in elevazione anche conseguentemente a sollecitazioni dinamiche.

Per la ricostruzione della successione litostratigrafica e la definizione dei principali parametri geotecnici dei terreni si è effettuata una indagine geofisica del tipo sismico a rifrazione delle onde P con determinazione sperimentale mediante inversione con metodo MASW del valore di $V_{s,30}$ conformemente a quanto raccomandato dalle NTC 2008, e N. 3 prove penetrometriche ad infissione statica con misurazione del livello di falda all'interno dei fori, di cui una approfondita sino a -30 m ovvero ad una profondità

tale che, per il tipo di terreno indagato e per il tipo di intervento in progetto, è stata ritenuta più che soddisfacente ai fini del concetto di “volume significativo”; si è inoltre tenuto conto dei risultati delle N. 5 prove fornite dalla Committenza.

I rilievi effettuati nell’ambito della profondità d’interesse progettuale evidenziano terreni caratterizzati da parametri geotecnici che possono definirsi nella norma in relazione alla zona in cui si trovano.

Trattandosi di un’area di pianura stabile e pianeggiante si escludono fenomeni di amplificazione locale per cause topografiche (**categoria T1** alla quale è associato un coefficiente S_T pari a **1.0**).

Nella cartografia del P.T.C.P. l’area risulta soggetta ad amplificazione locale degli effetti sismici per caratteristiche litologiche e a potenziale liquefazione.

Essendosi rilevata la presenza di intercalazioni sabbiose e sabbioso limose sotto falda, è stata condotta una valutazione della suscettività alla liquefazione da prove penetrometriche statiche.

Come previsto dalla Del. Ass. Lgs. 112/2007 si è quindi eseguito uno studio di risposta sismica locale (III livello di approfondimento) finalizzato alla microzonazione dell’ambito in esame per la riduzione del rischio sismico, verificandone la sostanziale omogeneità relativamente alla risposta sismica locale ed ai possibili effetti attesi.

Ai sensi del DM 14.01.2008 (GU del 04.02.2008, n. 29 – S.O. n. 30), punto 3.2.2. “*Categoria di suolo e condizioni topografiche*”, si è definita una Categoria di suolo di fondazione di

tipo C; si sono inoltre determinati i parametri di pericolosità sismica di base del sito specifico ed i relativi fattori di amplificazione locale.

Si ritiene che l'intervento edilizio possa essere realizzato con le normali tecniche costruttive (fondazioni dirette superficiali del tipo a plinti associati a cordoli previste dallo Strutturista) tenuto conto che la maggiore influenza determinata dal carico struttura in elevazione-fondazioni interessa i terreni posti entro i primi 6.5 m circa dall'attuale p.c., e considerate le problematiche legate alla presenza di una modesta falda superficiale soggetta ad oscillazioni di livello che potrebbe interferire, seppur saltuariamente, con le strutture fondali del fabbricato.

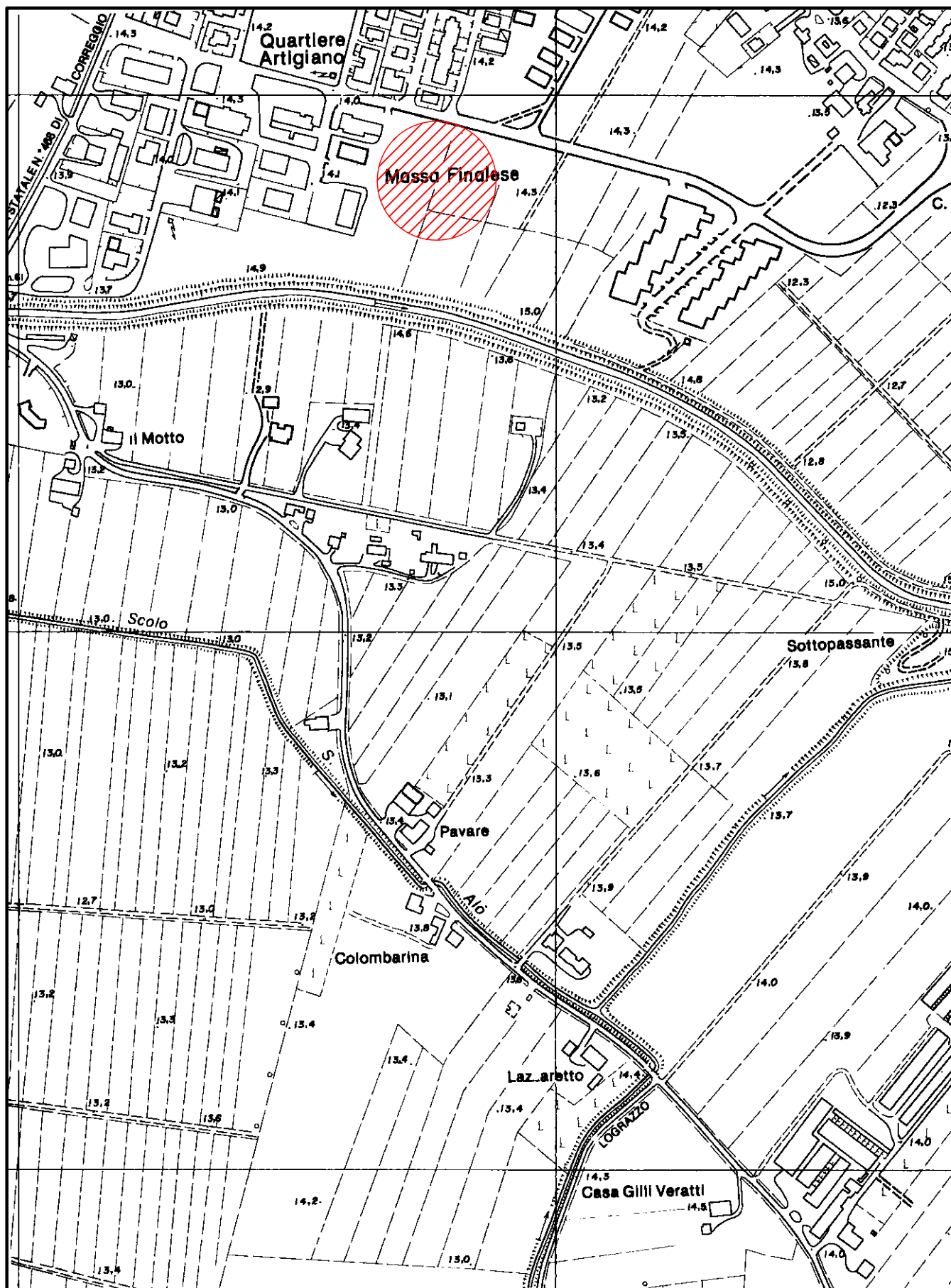
Le operazioni di scavo delle fondazioni dovranno essere dirette in cantiere da un tecnico specifico per la verifica in corso d'opera delle condizioni geotecniche assunte in questa sede.

L'analisi dei dati raccolti consente quindi, per quanto di competenza, di esprimere *parere positivo* relativamente all'intervento di progetto.

Modena, 15.07.2013

IL TECNICO
Dott. Geol. A. Vaccari

All. 1: ZONA DI INDAGINE



COMMITTENTE: "MARGHERITA S.P.A."

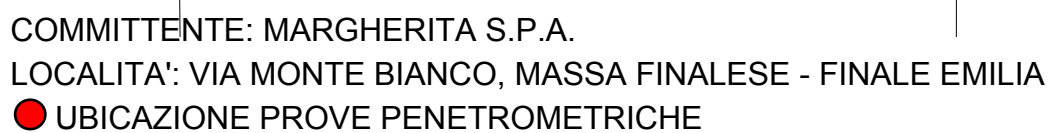
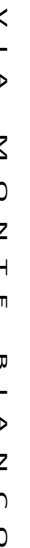
LOCALITA': VIA MONTE BIANCO, MASSA F.SE - FINALE EMILIA

 ZONA D'INDAGINE

SCALA 1:5.000

Elemento n. 184151

All. 2: UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE



***All. 3: DIAGRAMMI PENETROMETRICI
TABULATI DI CALCOLO***



Via AUSTRIA, 24 - 41100 MODENA

Telefono 059/313999

Telefax 059/454827



PROVA PENETROMETRICA STATICA

Penetrometro Gouda

Certificato n. : **648/13**

Data emissione: 09/07/13

Committente : MARGHERITA S.P.A.

Località : VIA MONTE BIANCO, MASSA F.SE - FINALE EMILIA

Prova numero : 1

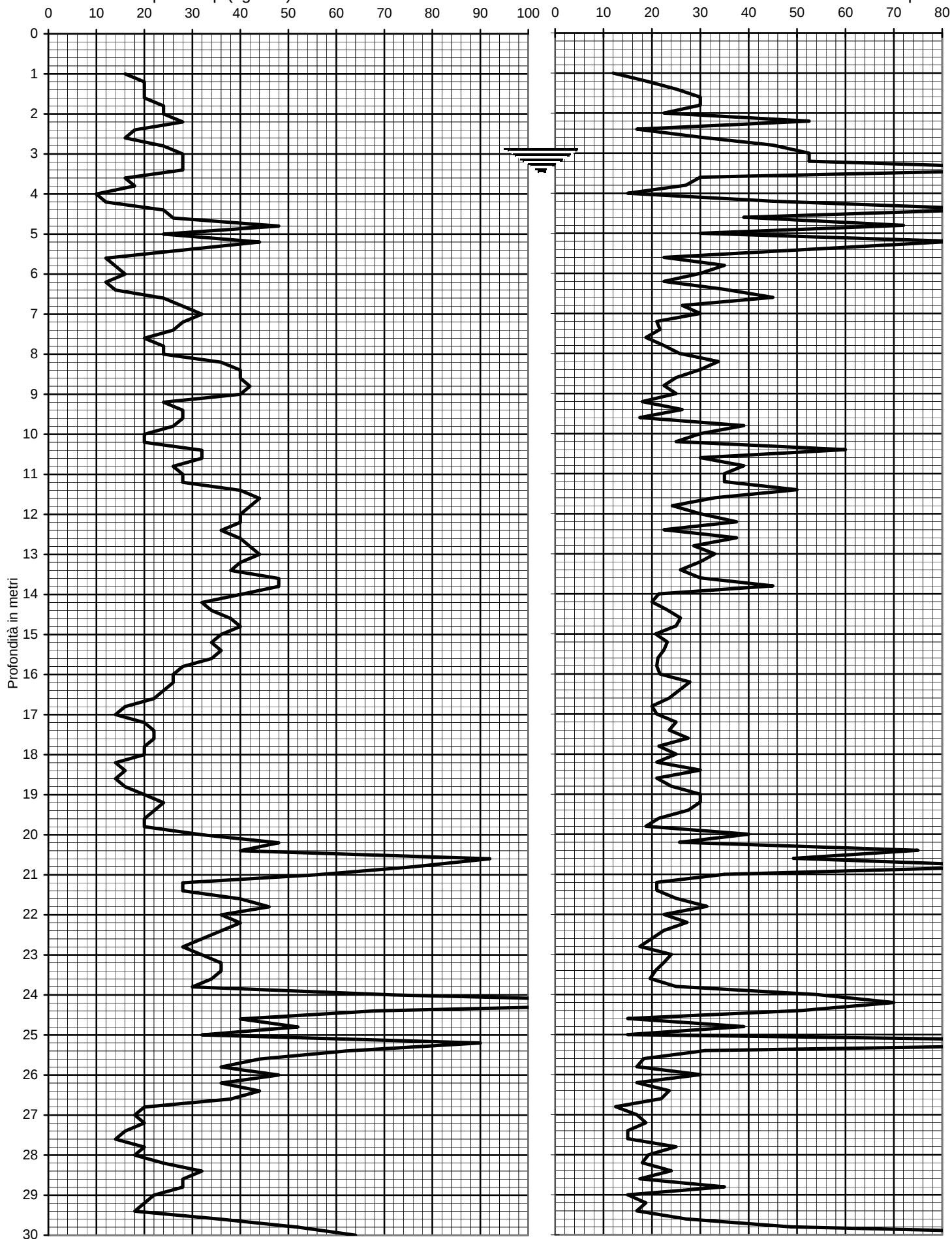
Data : 09/07/2013

Operatore : DR. REBECCHI

Quota : P.C.

Resistenza alla punta R_p (kg/cm²)

Rp/RI



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					
0,80					
1,00	16	36	16	1,33	12,00
1,20	20	36	20	1,07	18,75
1,40	20	32	20	0,80	25,00
1,60	20	30	20	0,67	30,00
1,80	24	36	24	0,80	30,00
2,00	24	40	24	1,07	22,50
2,20	28	36	28	0,53	52,50
2,40	18	34	18	1,07	16,88
2,60	16	24	16	0,53	30,00
2,80	24	32	24	0,53	45,00
3,00	28	36	28	0,53	52,50
3,20	28	36	28	0,53	52,50
3,40	28	32	28	0,27	105,00
3,60	16	24	16	0,53	30,00
3,80	18	28	18	0,67	27,00
4,00	10	20	10	0,67	15,00
4,20	12	16	12	0,27	45,00
4,40	24	28	24	0,27	90,00
4,60	26	36	26	0,67	39,00
4,80	48	58	48	0,67	72,00
5,00	24	36	24	0,80	30,00
5,20	44	52	44	0,53	82,50
5,40	28	36	28	0,53	52,50
5,60	12	20	12	0,53	22,50
5,80	14	20	14	0,40	35,00
6,00	16	24	16	0,53	30,00
6,20	12	20	12	0,53	22,50
6,40	14	20	14	0,40	35,00
6,60	24	32	24	0,53	45,00
6,80	28	44	28	1,07	26,25
7,00	32	48	32	1,07	30,00
7,20	28	48	28	1,33	21,00
7,40	26	44	26	1,20	21,67
7,60	20	36	20	1,07	18,75
7,80	24	40	24	1,07	22,50
8,00	24	38	24	0,93	25,71
8,20	36	52	36	1,07	33,75
8,40	40	60	40	1,33	30,00
8,60	40	64	40	1,60	25,00
8,80	42	70	42	1,87	22,50
9,00	40	64	40	1,60	25,00
9,20	24	44	24	1,33	18,00
9,40	28	44	28	1,07	26,25
9,60	28	52	28	1,60	17,50
9,80	26	36	26	0,67	39,00
10,00	20	30	20	0,67	30,00
10,20	20	32	20	0,80	25,00
10,40	32	40	32	0,53	60,00
10,60	32	48	32	1,07	30,00
10,80	26	36	26	0,67	39,00
11,00	28	40	28	0,80	35,00
11,20	28	40	28	0,80	35,00
11,40	40	52	40	0,80	50,00
11,60	44	64	44	1,33	33,00
11,80	42	68	42	1,73	24,23
12,00	40	60	40	1,33	30,00
12,20	40	56	40	1,07	37,50
12,40	36	60	36	1,60	22,50
12,60	40	56	40	1,07	37,50
12,80	42	64	42	1,47	28,64
13,00	44	64	44	1,33	33,00
13,20	40	60	40	1,33	30,00
13,40	38	60	38	1,47	25,91
13,60	48	72	48	1,60	30,00
13,80	48	64	48	1,07	45,00
14,00	40	68	40	1,87	21,43
14,20	32	56	32	1,60	20,00
14,40	34	56	34	1,47	23,18
14,60	38	60	38	1,47	25,91
14,80	40	64	40	1,60	25,00
15,00	36	62	36	1,73	20,77

Prof. (m)	P (kg/cm ²)	P + L (kg/cm ²)	Rp (kg/cm ²)	RI (kg/cm ²)	Rp/RI [-]
15,20	34	56	34	1,47	23,18
15,40	36	60	36	1,60	22,50
15,60	34	58	34	1,60	21,25
15,80	28	48	28	1,33	21,00
16,00	26	44	26	1,20	21,67
16,20	26	40	26	0,93	27,86
16,40	24	38	24	0,93	25,71
16,60	22	36	22	0,93	23,57
16,80	16	28	16	0,80	20,00
17,00	14	24	14	0,67	21,00
17,20	20	32	20	0,80	25,00
17,40	22	36	22	0,93	23,57
17,60	22	34	22	0,80	27,50
17,80	20	34	20	0,93	21,43
18,00	20	32	20	0,80	25,00
18,20	14	24	14	0,67	21,00
18,40	16	24	16	0,53	30,00
18,60	14	24	14	0,67	21,00
18,80	16	26	16	0,67	24,00
19,00	20	30	20	0,67	30,00
19,20	24	36	24	0,80	30,00
19,40	22	34	22	0,80	27,50
19,60	20	34	20	0,93	21,43
19,80	20	36	20	1,07	18,75
20,00	32	44	32	0,80	40,00
20,20	48	76	48	1,87	25,71
20,40	40	48	40	0,53	75,00
20,60	92	120	92	1,87	49,29
20,80	76	88	76	0,80	95,00
21,00	56	80	56	1,60	35,00
21,20	28	48	28	1,33	21,00
21,40	28	48	28	1,33	21,00
21,60	40	64	40	1,60	25,00
21,80	46	68	46	1,47	31,36
22,00	36	60	36	1,60	22,50
22,20	40	62	40	1,47	27,27
22,40	36	60	36	1,60	22,50
22,60	32	56	32	1,60	20,00
22,80	28	52	28	1,60	17,50
23,00	32	52	32	1,33	24,00
23,20	36	60	36	1,60	22,50
23,40	36	62	36	1,73	20,77
23,60	34	60	34	1,73	19,62
23,80	30	48	30	1,20	25,00
24,00	72	92	72	1,33	54,00
24,20	140	170	140	2,00	70,00
24,40	68	88	68	1,33	51,00
24,60	40	80	40	2,67	15,00
24,80	52	72	52	1,33	39,00
25,00	32	64	32	2,13	15,00
25,20	90	100	90	0,67	135,00
25,40	62	92	62	2,00	31,00
25,60	44	80	44	2,40	18,33
25,80	36	68	36	2,13	16,88
26,00	48	72	48	1,60	30,00
26,20	36	68	36	2,13	16,88
26,40	44	72	44	1,87	23,57
26,60	38	64	38	1,73	21,92
26,80	20	44	20	1,60	12,50
27,00	18	34	18	1,07	16,88
27,20	20	36	20	1,07	18,75
27,40	16	32	16	1,07	15,00
27,60	14	28	14	0,93	15,00
27,80	20	32	20	0,80	25,00
28,00	18	32	18	0,93	19,29
28,20	24	44	24	1,33	18,00
28,40	32	52	32	1,33	24,00
28,60	28	52	28	1,60	17,50
28,80	28	40	28	0,80	35,00
29,00	22	44	22	1,47	15,00
29,20	20	36	20	1,07	18,75
29,40	18	34	18	1,07	16,88
29,60	36	56	36	1,33	27,00
29,80	52	68	52	1,07	48,75
30,00	64	72	64	0,53	120,00



Via AUSTRIA, 24 - 41100 MODENA

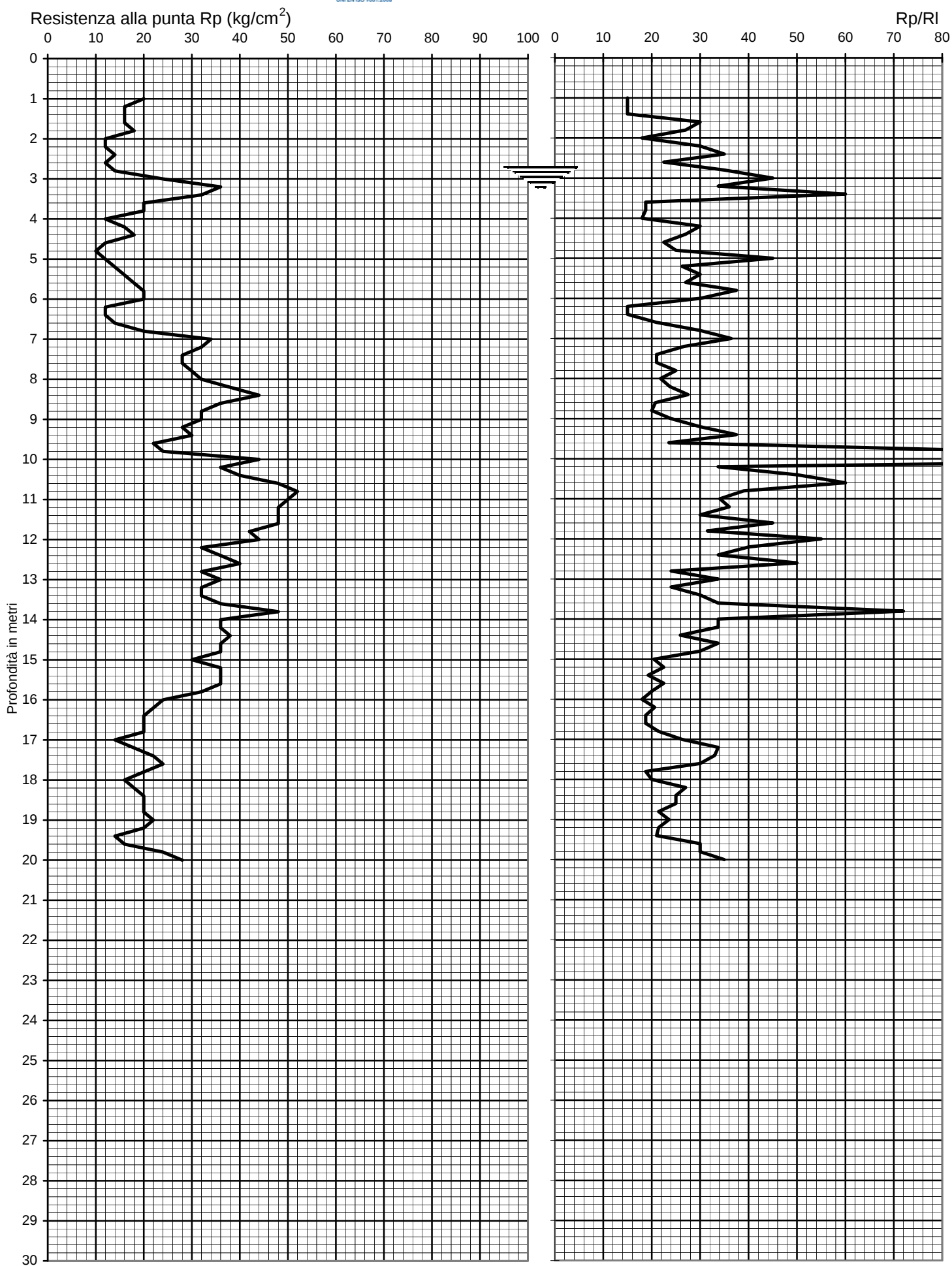
Telefono 059/313999
Telefax 059/454827



PROVA PENETROMETRICA STATICA
Penetrometro Gouda

Certificato n. : **649/13** Data emissione: 09/07/13

Committente : MARGHERITA S.P.A.
Località : VIA MONTE BIANCO, MASSA F.SE - FINALE EMILIA
Prova numero : 2
Data : 09/07/2013
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					
0,80					
1,00	20	40	20	1,33	15,00
1,20	16	32	16	1,07	15,00
1,40	16	32	16	1,07	15,00
1,60	16	24	16	0,53	30,00
1,80	18	28	18	0,67	27,00
2,00	12	22	12	0,67	18,00
2,20	12	18	12	0,40	30,00
2,40	14	20	14	0,40	35,00
2,60	12	20	12	0,53	22,50
2,80	14	20	14	0,40	35,00
3,00	24	32	24	0,53	45,00
3,20	36	52	36	1,07	33,75
3,40	32	40	32	0,53	60,00
3,60	20	36	20	1,07	18,75
3,80	20	36	20	1,07	18,75
4,00	12	22	12	0,67	18,00
4,20	16	24	16	0,53	30,00
4,40	18	28	18	0,67	27,00
4,60	12	20	12	0,53	22,50
4,80	10	16	10	0,40	25,00
5,00	12	16	12	0,27	45,00
5,20	14	22	14	0,53	26,25
5,40	16	24	16	0,53	30,00
5,60	18	28	18	0,67	27,00
5,80	20	28	20	0,53	37,50
6,00	20	30	20	0,67	30,00
6,20	12	24	12	0,80	15,00
6,40	12	24	12	0,80	15,00
6,60	14	24	14	0,67	21,00
6,80	20	30	20	0,67	30,00
7,00	34	48	34	0,93	36,43
7,20	32	50	32	1,20	26,67
7,40	28	48	28	1,33	21,00
7,60	28	48	28	1,33	21,00
7,80	30	48	30	1,20	25,00
8,00	32	54	32	1,47	21,82
8,20	38	62	38	1,60	23,75
8,40	44	68	44	1,60	27,50
8,60	36	62	36	1,73	20,77
8,80	32	56	32	1,60	20,00
9,00	32	52	32	1,33	24,00
9,20	28	42	28	0,93	30,00
9,40	30	42	30	0,80	37,50
9,60	22	36	22	0,93	23,57
9,80	24	28	24	0,27	90,00
10,00	44	48	44	0,27	165,00
10,20	36	52	36	1,07	33,75
10,40	40	52	40	0,80	50,00
10,60	48	60	48	0,80	60,00
10,80	52	72	52	1,33	39,00
11,00	50	72	50	1,47	34,09
11,20	48	68	48	1,33	36,00
11,40	48	72	48	1,60	30,00
11,60	48	64	48	1,07	45,00
11,80	42	62	42	1,33	31,50
12,00	44	56	44	0,80	55,00
12,20	32	44	32	0,80	40,00
12,40	36	52	36	1,07	33,75
12,60	40	52	40	0,80	50,00
12,80	32	52	32	1,33	24,00
13,00	36	52	36	1,07	33,75
13,20	32	52	32	1,33	24,00
13,40	32	48	32	1,07	30,00
13,60	36	52	36	1,07	33,75
13,80	48	58	48	0,67	72,00
14,00	36	52	36	1,07	33,75
14,20	36	52	36	1,07	33,75
14,40	38	60	38	1,47	25,91
14,60	36	52	36	1,07	33,75
14,80	36	54	36	1,20	30,00
15,00	30	52	30	1,47	20,45

Prof. (m)	P (kg/cm ²)	P + L (kg/cm ²)	Rp (kg/cm ²)	RI (kg/cm ²)	Rp/RI [-]
15,20	36	60	36	1,60	22,50
15,40	36	64	36	1,87	19,29
15,60	36	60	36	1,60	22,50
15,80	32	56	32	1,60	20,00
16,00	24	44	24	1,33	18,00
16,20	22	38	22	1,07	20,63
16,40	20	36	20	1,07	18,75
16,60	20	36	20	1,07	18,75
16,80	20	34	20	0,93	21,43
17,00	14	22	14	0,53	26,25
17,20	18	26	18	0,53	33,75
17,40	22	32	22	0,67	33,00
17,60	24	36	24	0,80	30,00
17,80	20	36	20	1,07	18,75
18,00	16	28	16	0,80	20,00
18,20	18	28	18	0,67	27,00
18,40	20	32	20	0,80	25,00
18,60	20	32	20	0,80	25,00
18,80	20	34	20	0,93	21,43
19,00	22	36	22	0,93	23,57
19,20	20	34	20	0,93	21,43
19,40	14	24	14	0,67	21,00
19,60	16	24	16	0,53	30,00
19,80	24	36	24	0,80	30,00
20,00	28	40	28	0,80	35,00
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					



Via AUSTRIA, 24 - 41100 MODENA

Telefono 059/313999

Telefax 059/454827



PROVA PENETROMETRICA STATICA

Penetrometro Gouda

Certificato n. : **650/13**

Data emissione: 09/07/13

Committente : MARGHERITA S.P.A.

Località : VIA MONTE BIANCO, MASSA F.SE - FINALE EMILIA

Prova numero : 3

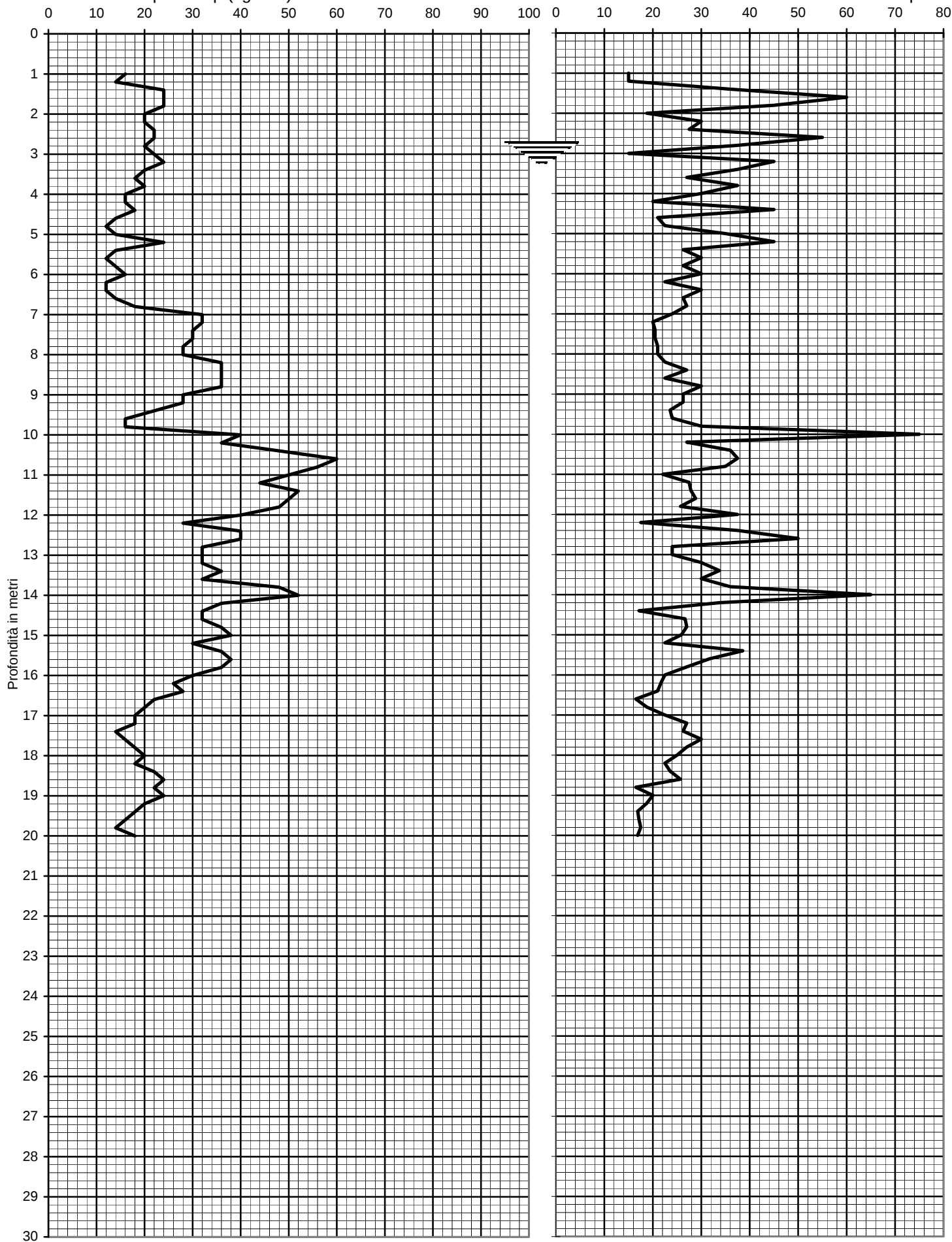
Data : 09/07/2013

Operatore : DR. REBECCHI

Quota : P.C.

Resistenza alla punta R_p (kg/cm²)

Rp/RI



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					
0,80					
1,00	16	32	16	1,07	15,00
1,20	14	28	14	0,93	15,00
1,40	24	34	24	0,67	36,00
1,60	24	30	24	0,40	60,00
1,80	24	32	24	0,53	45,00
2,00	20	36	20	1,07	18,75
2,20	20	30	20	0,67	30,00
2,40	22	34	22	0,80	27,50
2,60	22	28	22	0,40	55,00
2,80	20	28	20	0,53	37,50
3,00	22	44	22	1,47	15,00
3,20	24	32	24	0,53	45,00
3,40	20	28	20	0,53	37,50
3,60	18	28	18	0,67	27,00
3,80	20	28	20	0,53	37,50
4,00	16	24	16	0,53	30,00
4,20	16	28	16	0,80	20,00
4,40	18	24	18	0,40	45,00
4,60	14	24	14	0,67	21,00
4,80	12	20	12	0,53	22,50
5,00	14	20	14	0,40	35,00
5,20	24	32	24	0,53	45,00
5,40	14	22	14	0,53	26,25
5,60	12	18	12	0,40	30,00
5,80	14	22	14	0,53	26,25
6,00	16	24	16	0,53	30,00
6,20	12	20	12	0,53	22,50
6,40	12	18	12	0,40	30,00
6,60	14	22	14	0,53	26,25
6,80	18	28	18	0,67	27,00
7,00	32	52	32	1,33	24,00
7,20	32	56	32	1,60	20,00
7,40	30	52	30	1,47	20,45
7,60	30	52	30	1,47	20,45
7,80	28	48	28	1,33	21,00
8,00	28	48	28	1,33	21,00
8,20	36	60	36	1,60	22,50
8,40	36	56	36	1,33	27,00
8,60	36	60	36	1,60	22,50
8,80	36	54	36	1,20	30,00
9,00	28	44	28	1,07	26,25
9,20	28	44	28	1,07	26,25
9,40	22	36	22	0,93	23,57
9,60	16	26	16	0,67	24,00
9,80	16	24	16	0,53	30,00
10,00	40	48	40	0,53	75,00
10,20	36	56	36	1,33	27,00
10,40	48	68	48	1,33	36,00
10,60	60	84	60	1,60	37,50
10,80	56	80	56	1,60	35,00
11,00	50	84	50	2,27	22,06
11,20	44	68	44	1,60	27,50
11,40	52	80	52	1,87	27,86
11,60	50	76	50	1,73	28,85
11,80	48	76	48	1,87	25,71
12,00	40	56	40	1,07	37,50
12,20	28	52	28	1,60	17,50
12,40	40	56	40	1,07	37,50
12,60	40	52	40	0,80	50,00
12,80	32	52	32	1,33	24,00
13,00	32	52	32	1,33	24,00
13,20	32	48	32	1,07	30,00
13,40	36	52	36	1,07	33,75
13,60	32	48	32	1,07	30,00
13,80	48	68	48	1,33	36,00
14,00	52	64	52	0,80	65,00
14,20	36	52	36	1,07	33,75
14,40	32	60	32	1,87	17,14
14,60	32	50	32	1,20	26,67
14,80	36	56	36	1,33	27,00
15,00	38	60	38	1,47	25,91

Prof. (m)	P (kg/cm ²)	P + L (kg/cm ²)	Rp (kg/cm ²)	RI (kg/cm ²)	Rp/RI [-]
15,20	30	50	30	1,33	22,50
15,40	36	50	36	0,93	38,57
15,60	38	56	38	1,20	31,67
15,80	36	56	36	1,33	27,00
16,00	30	50	30	1,33	22,50
16,20	26	44	26	1,20	21,67
16,40	28	48	28	1,33	21,00
16,60	22	42	22	1,33	16,50
16,80	20	36	20	1,07	18,75
17,00	18	30	18	0,80	22,50
17,20	18	28	18	0,67	27,00
17,40	14	22	14	0,53	26,25
17,60	16	24	16	0,53	30,00
17,80	18	28	18	0,67	27,00
18,00	20	32	20	0,80	25,00
18,20	18	30	18	0,80	22,50
18,40	22	36	22	0,93	23,57
18,60	24	38	24	0,93	25,71
18,80	22	42	22	1,33	16,50
19,00	24	42	24	1,20	20,00
19,20	20	36	20	1,07	18,75
19,40	18	34	18	1,07	16,88
19,60	16	30	16	0,93	17,14
19,80	14	26	14	0,80	17,50
20,00	18	34	18	1,07	16,88
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					

***All. 4: SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE
CEDIMENTI SISMICI E POST - SISMICI***

VERIFICA DELLA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE
CEDIMENTI SISMICI E POST-SISMICI
LIQUEFAZIONE

Litologicamente i terreni del primo sottosuolo risultano caratterizzati da una certa eterogeneità tipica di un ambiente di pianura alluvionale nel quale si alternano, sia spazialmente che temporalmente, ambienti deposizionali tra loro collegati.

Schematicamente si evidenzia un primo strato sino a -19.5 m circa di profondità, caratterizzato da terreni argilloso limosi con sottili intercalazioni limo sabbiose e sabbioso limose alle quote comprese tra 1/5 m e tra 9.5/14 m dal p.c. Oltre i -19.5 m di profondità dal p.c. si rileva la presenza di depositi limo sabbiosi e sabbioso limosi intercalati da livelli di natura limo argillosa.

La verifica della suscettibilità alla liquefazione è stata eseguita considerando i risultati delle prove P1 - P2 - P3 sino alla profondità di -20 m dal p.c.

I livelli sabbiosi e limo-sabbiosi individuati risultano essere in falda e pertanto potenzialmente liquefacibili.

La falda è stata considerata cautelativamente alla profondità di -1.00 m dal p.c.

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 F_L dato dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (CRR) e sollecitazione indotta dall'azione sismica (rapporto di tensione ciclica CSR) mediante i metodi riportati di seguito ed indicati dalle "Linee Guida AGI – Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica".

Per quanto concerne la magnitudo, come riportato nell'apposito capitolo, si è fatto riferimento ad un valore massimo pari a 6.20.

Per quel che concerne invece l'accelerazione massima attesa in superficie nell'area in esame, le analisi effettuate secondo quanto stabilito dalle NTC 2008 e dalla Circolare n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 hanno portato ad un valore pari a 0.246 g per le aree che prevedono la realizzazione di fabbricati in Classe d'uso III.

Il coefficiente di sicurezza F_L è stato calcolato a partire dalla seguente formula:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} MSF$$

Il rapporto di tensione ciclica CSR, ad una determinata profondità, può essere valutato attraverso l'espressione seguente (Seed e Idriss 1971):

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} R_d$$

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 si può ricavare, per profondità del piano campagna inferiori a 20 m, mediante la seguente espressione (Idriss e Boulanger, 2004):

$$R_d = \exp \left[\left(-1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left(0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right]$$

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 si può ricavare dall'espressione seguente (Idriss e Boulanger, 2004):

$$MSF = 6.9 \exp \left(\frac{-M}{4} \right) - 0.058$$

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:

$$q_{c1N} = C_Q \frac{q_c}{p_a}$$

dove: p_a (pressione atmosferica pari a 100kPa) e q_c espressa nella stessa unità di misura.

Il coefficiente C_Q (fattore correttivo per tener conto dell'influenza della pressione verticale efficace), che non deve superare il valore di 1.7, può essere ricavato per via iterativa dalla seguente espressione (Boulanger e Idriss, 2004):

$$C_Q = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{1.338 - 0.294(q_{c1N})^{0.264}}$$

Dal valore di (q_{c1N}) è possibile ottenere la resistenza alla liquefazione, per eventi sismici di magnitudo di momento pari a $M=7.5$, mediante la seguente espressione valida per sabbie pulite (Idriss e Boulanger, 2004).

$$CRR = \exp \left[\frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3 \right]$$

Per materiali con frazione fine non trascurabile invece, per ottenere la resistenza alla liquefazione CRR è stata utilizzata la seguente equazione (Robertson e Wride, 1997):

$$\begin{aligned} \text{CRR} &= 0.883 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 & \text{se } (q_{c1N})_{cs} < 50 \\ \text{CRR} &= 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 & \text{se } (q_{c1N})_{cs} > 50 \end{aligned}$$

Nelle equazioni sopra riportate appare il valore $(q_{c1N})_{cs}$, in quanto nel caso di materiali con frazione fine non trascurabile la resistenza penetrometrica normalizzata q_{c1N} deve essere ricondotta ad un valore per sabbie pulite $(q_{c1N})_{cs}$ mediante la seguente espressione (Robertson e Wride, 1998):

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c * q_{c1N}$$

Il fattore correttivo K_c è dato da:

$$K_c = 1.0 \quad \text{per } I_c \leq 1.64$$

$$K_c = -17.88 + 33.75I_c - 21.63I_c^2 + 5.581I_c^3 - 0.4031I_c^4 \quad \text{per } I_c > 1.64$$

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:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5}$$

con:

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

$$F = \left[\frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})} \right] * 100\% \quad \text{resistenza laterale normalizzata}$$

Da quanto sopra, il primo dato da ottenere è l'Indice I_c e relativo esponente di sforzo (n) che si ottengono procedendo per steps successivi:

- 1) se $I_c > 2,6$ ed $n=1$ allora il terreno è classificabile coesivo quindi non liquefacibile ed il calcolo è terminato;
- 2) se $I_c < 2,6$ il suolo può essere di natura granulare e si ripete il calcolo con $n= 0,5$;
- 3) se dal ricalcolo del punto 2 $I_c > 2,6$ il suolo è classificabile come non coesivo ed il valore di I_c sarà utilizzato nel calcolo di q_{c1N}
- 4) se dal ricalcolo del punto 3 $I_c > 2,6$ il suolo è classificabile come limoso ed eventualmente coesivo e si dovrà ripetere il calcolo con $n= 0,7$ ed il valore del nuovo IC sarà utilizzato nel calcolo di q_{c1N}
- 5) se dal ricalcolo del punto 4 $I_c > 2,6$ si utilizzerà come q_{c1N} il valore di 2_{qc} .

In ottemperanza a quanto previsto dalla Del. Ass. Reg. n. 112 (All. A3, cap. 2), ottenuti i valori di CSR e di CRR è possibile valutare il coefficiente di sicurezza F_L .

Come previsto da tale normativa se:

$F_L > 1$ si possono escludere fenomeni di liquefazione

$F_L < 1$ è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione

Ottenuto il parametro F_L è possibile operare una stima probabilistica della possibilità che avvenga la liquefazione, utilizzando la seguente relazione proposta dalla normativa:

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

in cui z è la profondità dal piano campagna in metri e $w(z) = 10 - 0.5z$.

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

$$F = 1 - F_L \quad \text{se } F_L \leq 1$$

$$F = 0 \quad \text{se } F_L > 1$$

In particolare, come previsto dalla normativa suddetta, il valore dell'indice del potenziale di liquefazione I_L valutato porta alla definizione del rischio di liquefazione che è definito come segue:

Basso se $0 < I_L \leq 5$

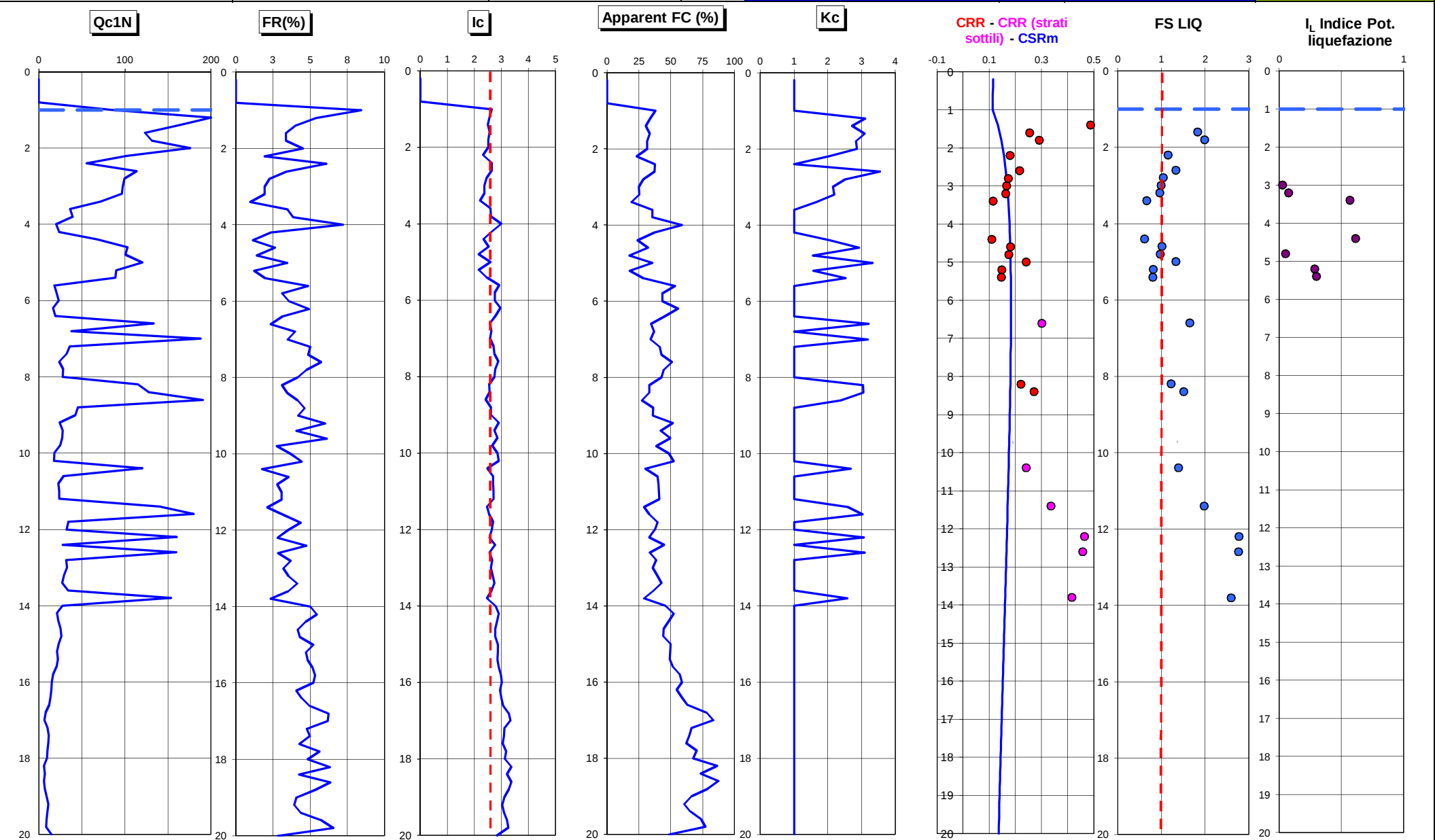
Elevato se $5 < I_L \leq 15$

Estremamente elevato se $I_L > 15$

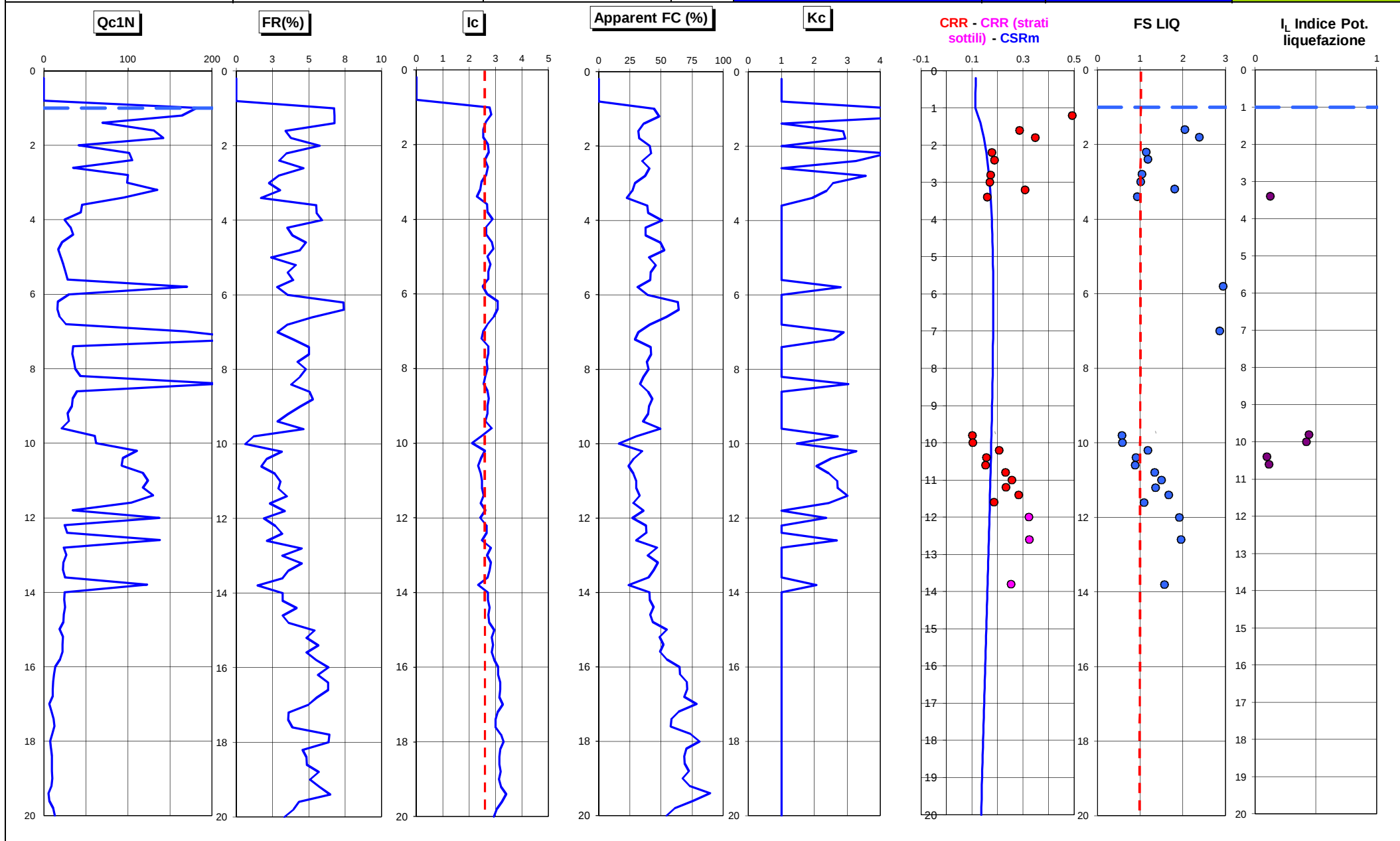
Come risulta dai diagrammi inseriti nella pagina successiva riassunti in tabella, si è ottenuti un valore contenuto dell'indice di potenziale di liquefazione I_L con il rischio di liquefazione che può essere considerato "basso" per le prove P1 e P2 e "molto basso" per la prova P3.

Prova	Indice di potenziale liquefazione I_L	Rischio di liquefazione
P1	1.91	Basso
P2	1.20	Basso
P3	0.81	Molto basso

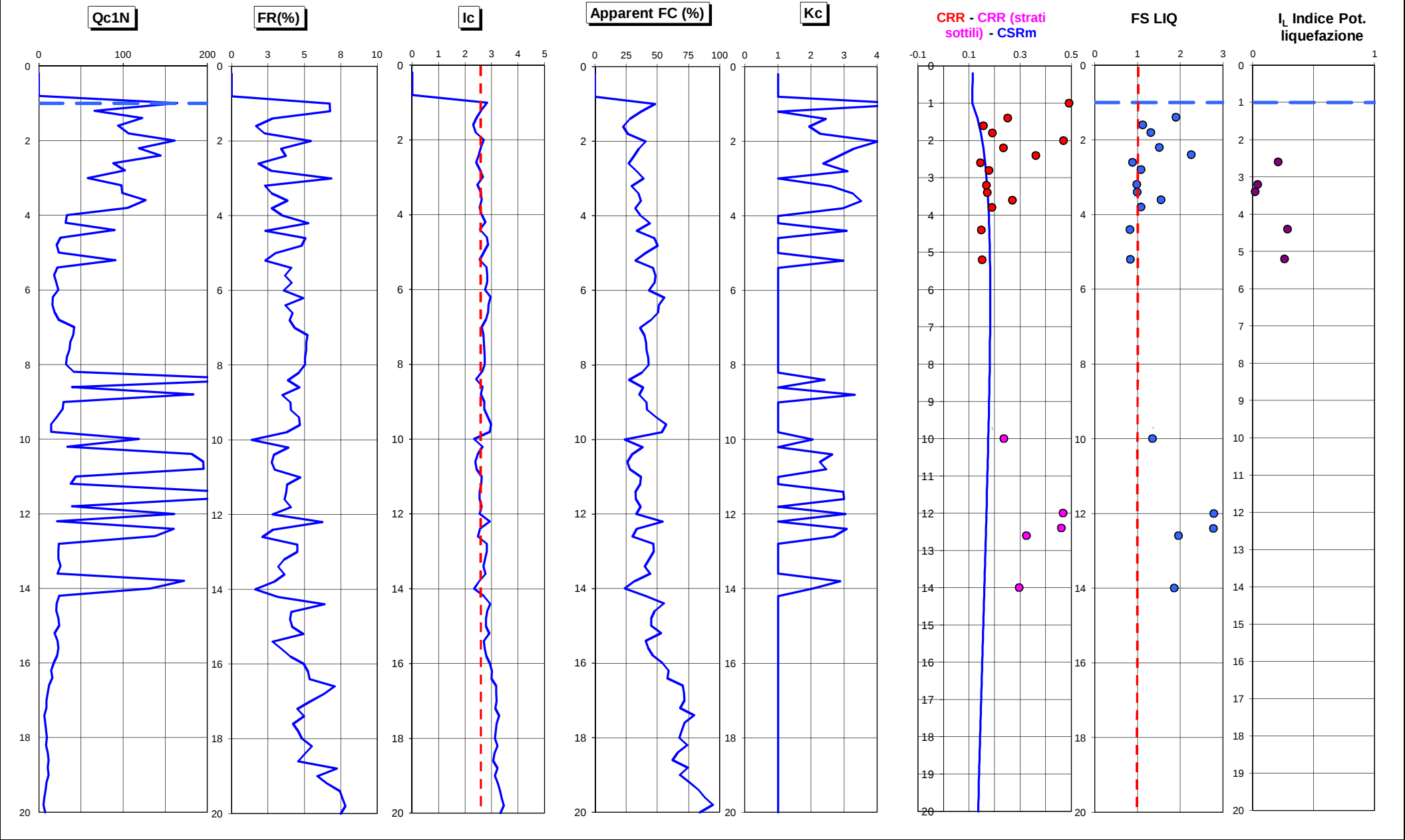
Informazioni generali		Informazioni falda	Informazioni terremoto	Informazioni e Risultati analisi		
Località	VIA MONTE BIANCO, MASSA F.SE - FINALE EMILIA		M_w : 6.20	CRR > Formule di Robertson e Wride (1997) - sabbie con fine		
Coord GB /		Profondità falda da pdc (m) = 1.00	a_{max} (g): 0.246	CSR = $0.65(a_{max}/g)(\sigma'_{vo}/\sigma'_{vo})r_d$ con rd Idriss e Boulanger, 2004		
Prova	Prova nr. 1			$F_{LIQ} = (CRR/CSR)*MSF$ con MSF di Idriss e Boulanger, 2004		
data	09/07/2013			I_L (indice del potenziale liquefazione) =	1.91	Rischio di liquefazione =
						Basso



Informazioni generali		Informazioni falda	Informazioni terremoto	Informazioni e Risultati analisi		
Località	VIA MONTE BIANCO, MASSA F.SE - FINALE EMILIA		M_w : 6.20	CRR > Formule di Robertson e Wride (1997) - sabbie con fine		
Coord GB /		Profondità falda da pdc (m) = 1.00	a_{max} (g): 0.246	CSR = $0.65(a_{max}/g)(\sigma_{vo}/\sigma'_{vo})r_d$ con rd Idriss e Boulanger, 2004		
Prova	Prova nr. 2			$F_{LIQ} = (CRR/CSR)*MSF$ con MSF di Idriss e Boulanger, 2004		
data	09/07/2013			I_L (indice del potenziale liquefazione) =	1.20	Rischio di liquefazione =
						Basso



Informazioni generali		Informazioni falda	Informazioni terremoto	Informazioni e Risultati analisi		
Località	VIA MONTE BIANCO, MASSA F.SE - FINALE EMILIA	Profondità falda da pdc (m) = 1.00	M_w :	CRR > Formule di Robertson e Wride (1997) - sabbie con fine		
Coord GB /			a_{max} (g) :	CSR = $0.65(a_{max}/g)(\sigma_{vo}/\sigma'_{vo})r_d$ con rd Idriss e Boulanger, 2004		
Prova	Prova nr. 3			$F_{LIQ} = (CRR/CSR)*MSF$ con MSF di Idriss e Boulanger, 2004		
data	09/07/2013			I_L (indice del potenziale liquefazione) =	0.81	Rischio di liquefazione = molto basso



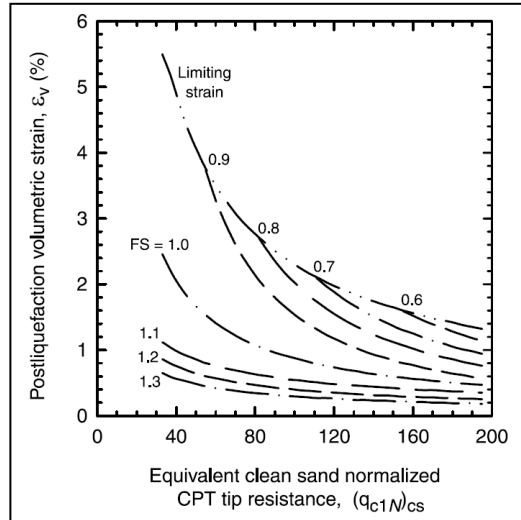
CEDIMENTI SISMICI E POST-SISMICI E DEFORMAZIONI LATERALI

L'analisi è stata completata con la verifica dei cedimenti post-sismici per le prove suddette.

Per i terreni granulari è stata effettuata attraverso la metodologia di Zhang et 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 $S = \varepsilon_v \cdot \Delta H$, dove ε_v viene calcolato in funzione della resistenza penetrometrica normalizzata e del fattore di sicurezza a liquefazione riportata in Fig. 1.

Fig. 1



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):

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

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

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 $\varepsilon_v = \Delta H/H$, 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 di seguito (Fig. 2) e la relativa tabella (Tab.1).

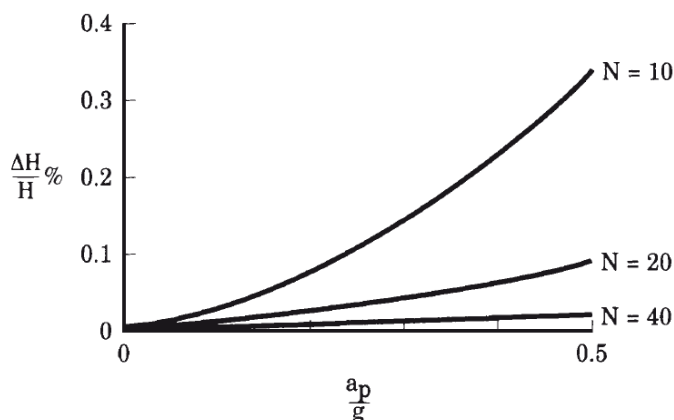


Fig. 2 - Figura per il calcolo dei cedimenti in terreni granulari non saturi (Krinitzsky et al. 1993)

$a_{max} [g]$	ε_v (N_1) ₆₀ =10	ε_v (N_1) ₆₀ =20	ε_v (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

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)

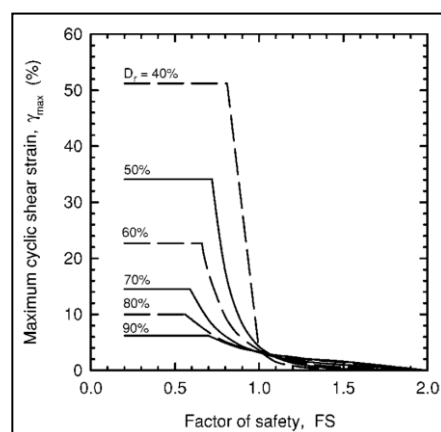
Come risulta dai diagrammi inseriti alla pagina successiva, nella tabella seguente vengono riassunti i valori dei cedimenti sismici calcolati.

Prova	Cedimento terreni granulari saturi (Zhang et al, 2002) (cm)	Cedimento terreni fini saturi (Robertson, 2009) (cm)	Cedimento terreni granulari non saturi (Krinitzsky et al. 1993) (cm)	Cedimento totale (cm)
P1	3.58	0.04	0.00	3.62
P2	3.32	0.03	0.02	3.38
P3	2.25	0.03	0.02	2.30

La stima degli spostamenti laterali indotti dalla liquefazione viene effettuata attraverso i risultati ottenuti per sabbie pulite da Yoshimine (1992) e Seed (1979), che hanno esplicitato la relazione tra la deformazione di taglio ciclico massima indotta dallo scuotimento sismico (γ_{max} in %) ed il fattore di sicurezza alla liquefazione (FS), riportato in Fig. 3 a lato.

L'integrazione dei valori di γ_{max} con la profondità definisce l'indice di spostamento laterale (LDI)

$$\gamma = \int_0^{z_{max}} \gamma_{max} dz$$



dove z_{max} è la profondità massima dei livelli potenzialmente liquefacibile con $FS_{liq} < 2.0$

Dopo aver stimato l'LDI è possibile calcolare lo Spostamento Laterale (LD) utilizzando la seguente equazione:

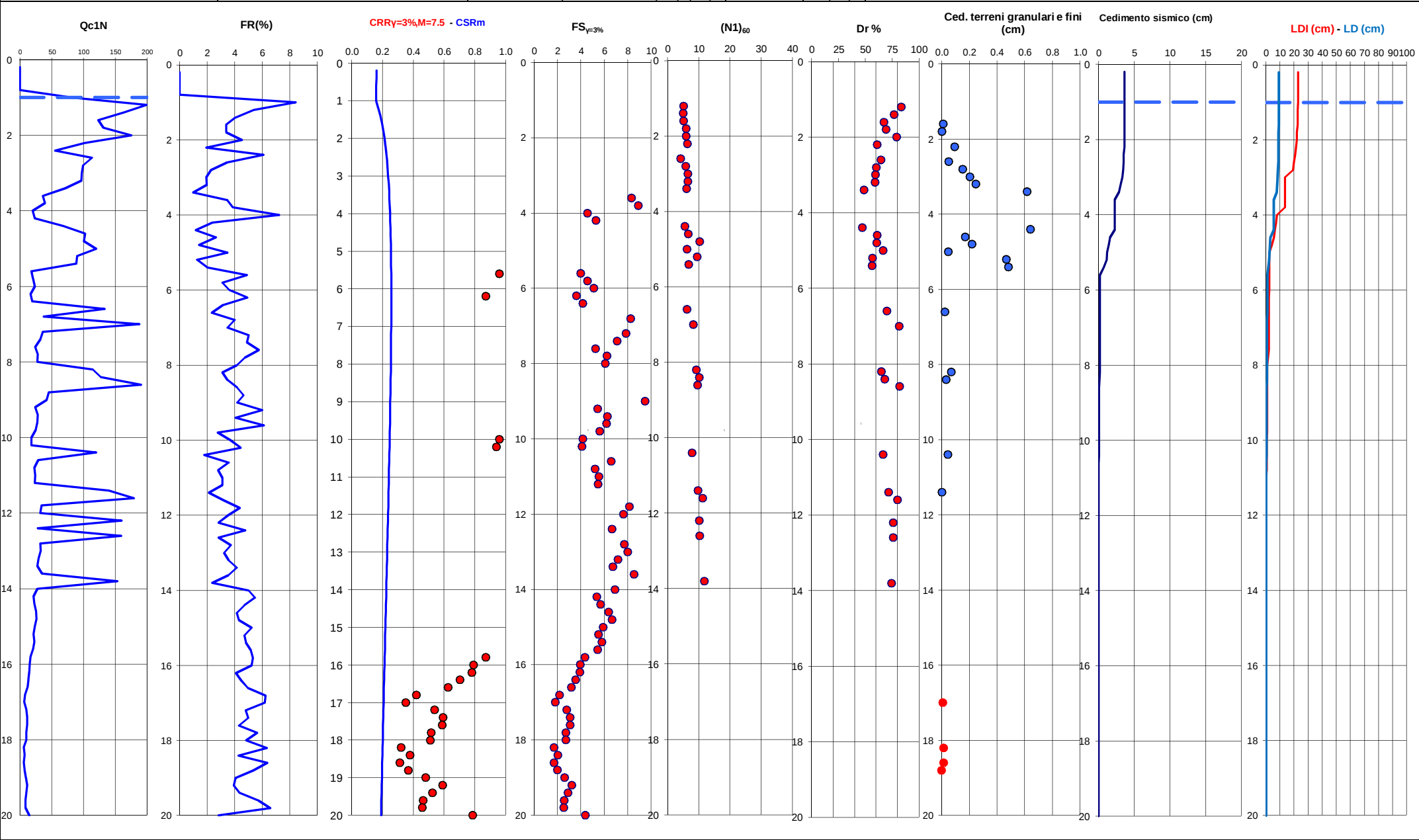
$$LD = (S + 0.2) \cdot LDI \quad \text{se } 0.2\% < S < 3.5\%$$

dove S è la pendenza (espressa in %) della superficie topografica posta pari a 0.2 nel caso in esame.

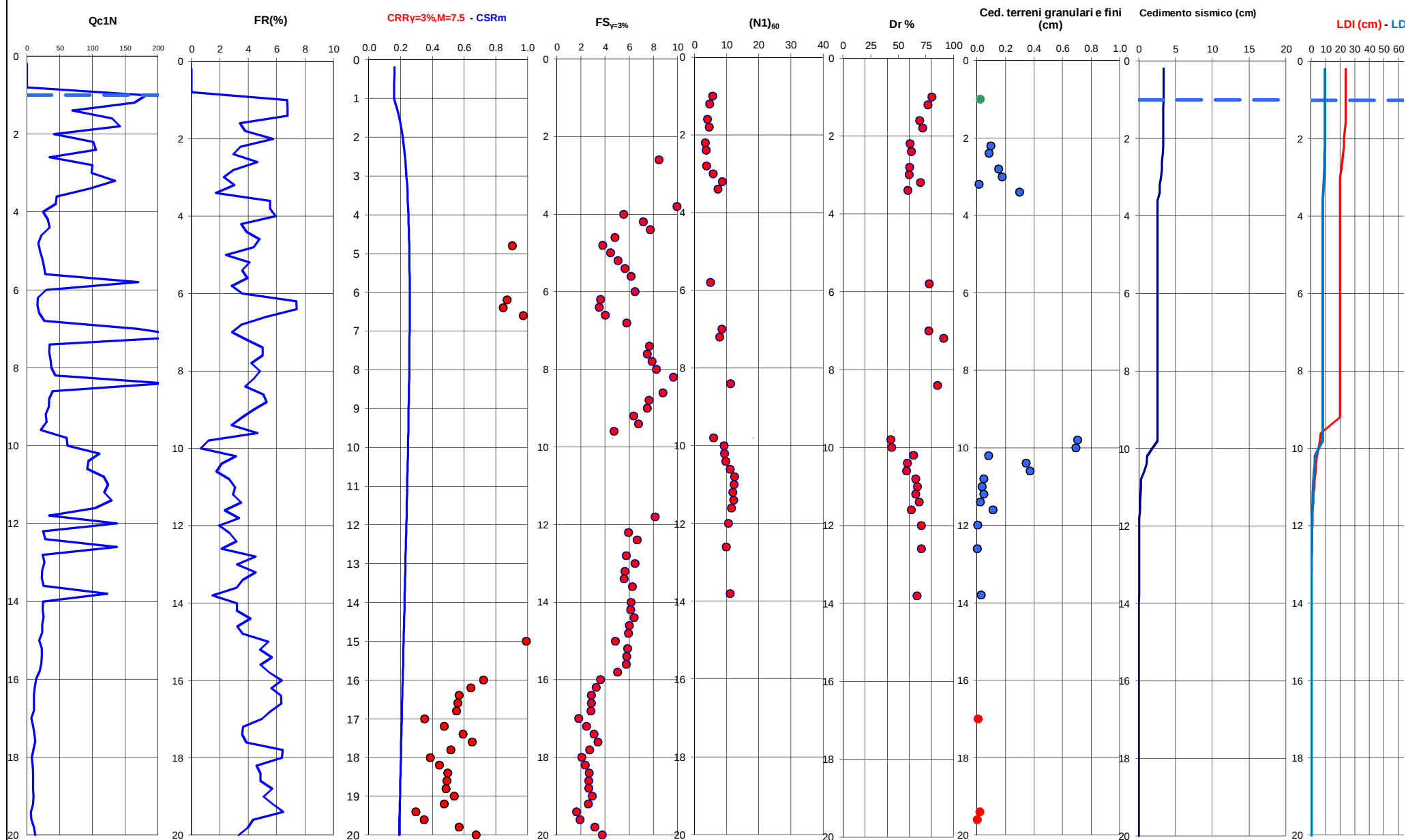
Come risulta dai diagrammi inseriti alla pagina successiva, nella tabella seguente vengono riassunti i valori dell'indice di spostamento laterale (LDI) e dello spostamento laterale (LD) per le prove eseguite.

Prova	LDI (cm)	LD (cm)
P1	22.76	9.10
P2	23.81	9.52
P3	10.74	4.30

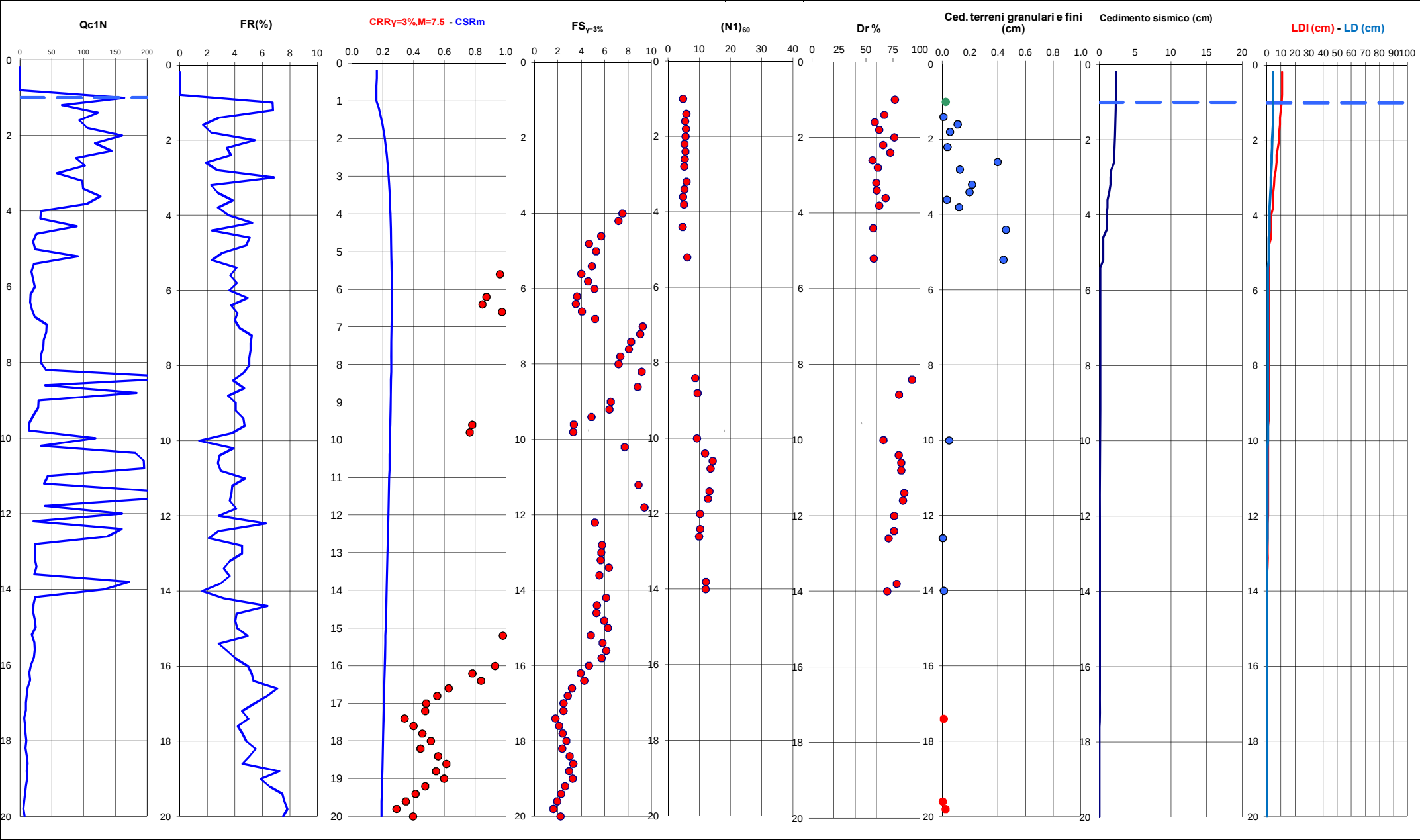
Informazioni generali			Informazioni falda e terremoto		Informazioni e Risultati analisi					
Località	VIA MONTE BIANCO, MASSA F.SE - FINALE EMILIA		Profondità falda da pdc (m) = 1.00		Cedimento terreni granulari saturi (Zhang et al, 2002)		3.58			
Coord GB	/				Cedimento terreni fini saturi (Robertson, 2009)		0.04			
Prova	Prova nr. 1				Cedimento terreni granulari non saturi (Krinitzsky et al., 1993)		0.00			
data	09/07/2013					Cedimento totale (cm)		3.62		
							Lateral displacement Index (LDI) (cm) =	22.76	LD (cm) =	9.10



Informazioni generali			Informazioni falda e terremoto		Informazioni e Risultati analisi				
Località	VIA MONTE BIANCO, MASSA F.SE - FINALE EMILIA		Profondità falda da pdc (m) = 1.00 M _w : 6.2 a _{max} (g): 0.246	Cedimento terreni granulari saturi (Zhang et al, 2002)		3.32			
Coord GB	/			Cedimento terreni fini saturi (Robertson, 2009)		0.03			
Prova	Prova nr.	2		Cedimento terreni granulari non saturi (Krinitzsky et al., 1993)		0.02			
data	09/07/2013								
				Cedimento totale (cm)		3.38			
				Lateral displacement Index (LDI) (cm) = 23.81		LD (cm) = 9.52			



Informazioni generali			Informazioni falda e terremoto			Informazioni e Risultati analisi					
Località	VIA MONTE BIANCO, MASSA F.SE - FINALE EMILIA			Cedimento terreni granulari saturi (Zhang et al, 2002)				●	2.25		
Coord GB /				Cedimento terreni fini saturi (Robertson, 2009)				●	0.03		
Prova	Prova nr.	3	Profondità falda da pdc (m) = 1.00			Cedimento terreni granulari non saturi (Krinitzsky et al., 1993)				●	0.02
data	09/07/2013		M _w : 6.2			Cedimento totale (cm)			2.30		
			a _{max} (g): 0.246								
						Lateral displacement Index (LDI) (cm) = 10.74			LD (cm) = 4.30		



All. 5: REPORT INDAGINE GEOFISICA

COMMITTENZA					
Dott. Geol. Anna Vaccari Piazza Matteotti, 13 41121 MODENA					
TIPOLOGIA DELL'INTERVENTO					
RILIEVO SISMICO A RIFRAZIONE PER LA DETERMINAZIONE DELLA CLASSE DEI TERRENI DI FONDAZIONE AI SENSI DEL DM 14/01/2008					
OGGETTO DELL'ELABORATO					
RELAZIONE DI INDAGINE GEOFISICA TRAMITE TECNICA M.A.S.W.					
LOCALIZZAZIONE					
ITALIA					
REGIONE EMILIA ROMAGNA					
PROVINCIA DI MODENA					
COMUNE DI FINALE EMILIA					
LOC. MASSA FINALESE - VIA MONTE BIANCO					
CODIFICA GENERALE ELABORATO					
CODICE INTERNO	LOTTO	SETTORE DI ATTIVITA'	AREA DI PROGETTAZIONE	TIPO DOCUMENTO	N. ELABORATO
3254	0	C	A	REL	1
VERSIONE		DATA		OGGETTO	
0		10/07/2013		1° EMISSIONE	
DATI PROGETTISTA			PROPRIETA'		
Dott. Geol. Giorgio Masotti Via di Mezzo, 90 41058 Vignola (MO) – Italy 					

INDICE

1	PREMESSA	3
2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	3
3	NORMATIVA D.M. 14/01/2008	5
4	INDAGINI GEOFISICHE DI TIPO SISMICO A RIFRAZIONE	6
5	ELABORAZIONE ONDE SISMICHE – VS – METODO M.A.S.W.....	7
6	NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (D.M. 14.01.2008).....	12

INDICE DEGLI ALLEGATI

FIGURA 1: ESTRATTO DI CARTA TOPOGRAFICA R.E.R. N. 184-SE "FINALE EMILIA" - SCALA 1:25.000	3
FIGURA 2: ESTRATTO DI CARTA TECNICA REGIONALE N. 184150 "RIVARA" - SCALA 1:10.000.....	4
FIGURA 3: ESTRATTO DI CARTA TECNICA REGIONALE N. 184151 "CANALETTO" - SCALA 1:5.000	4
FIGURA 4: UBICAZIONE BASE SISMICA A RIFRAZIONE	6
FIGURA 5: DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA.....	7
FIGURA 6: ANDAMENTO TRACCE SISMICHE RILEVATE	8
FIGURA 7: ANDAMENTO DELL'ANALISI SPETTRALE.....	9
FIGURA 8: TABELLA RIPORTANTE I VALORI DELLA CURVA DI DISPERSIONE	9
FIGURA 9: ANDAMENTO DELLA CURVA DI DISPERSIONE	10
FIGURA 10: ANDAMENTO DELLA CURVA OTTENUTA CON IL PROCESSO DI INVERSIONE.....	10
FIGURA 11: ANDAMENTO IN PROFONDITA' DELLA VELOCITA' DELLE ONDE DI TAGLIO	11
FIGURA 12: ANDAMENTO DELLA FUNZIONE DI TRASFERIMENTO	11
FIGURA 13: ANDAMENTO DEL FATTORE DI DISADATTAMENTO.....	11
FIGURA 14: TABELLA DELLA VELOCITA' DELLE ONDE DI TAGLIO E CARATTERISTICHE DEGLI STRATI IN PROFONDITA'.....	12

---/---

1 PREMESSA

Su incarico della **Dott. Geol. Anna Vaccari** con sede legale a Modena – Piazza G. Matteotti 13, il sottoscritto:

- **Dott. Giorgio Masotti**, Geologo libero professionista, regolarmente iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Emilia Romagna con il numero 588 – Sez. A, in qualità di consulente tecnico della ditta **Geo-Xpert Italia** – Servizi – Tecnologie e Ambiente snc, con sede in Vignola (MO) – Via di Mezzo, 90,

ha provveduto alla stesura della presente relazione, finalizzata all'elaborazione delle indagini geofisiche effettuate con il metodo sismico a rifrazione ai fini della determinazione della caratterizzazione sismica del terreno di fondazione ai sensi del testo unitario "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14.01.2008).

L'area interessata dall'indagine geofisica è ubicata a **Finale Emilia (MO)**, in **Loc. Massa Finalese - Via Monte Bianco**.

Allo scopo di determinare le caratteristiche litologiche e stratigrafiche dei terreni presenti, è stata condotta un'indagine diretta in sito, di tipo sismico a rifrazione, eseguita in data **09/07/2013**, con determinazione sperimentale mediante inversione (Metodo MASW) del valore di $V_{s,30}$.

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Geograficamente l'area in esame risulta compresa all'interno della seguente documentazione cartografica:

Cartografia Regionale

- Carta Topografica R.E.R. nr. 184-SE denominata "FINALE EMILIA" – scala 1:25.000;
- Sezione R.E.R. nr. 184150 denominata "RIVARA" – scala 1:10.000;
- Elemento R.E.R. nr. 184151 denominato "CANALETTO" – scala 1:5.000.

Figura 1: ESTRATTO DI CARTA TOPOGRAFICA R.E.R. N. 184-SE "FINALE EMILIA" - SCALA 1:25.000

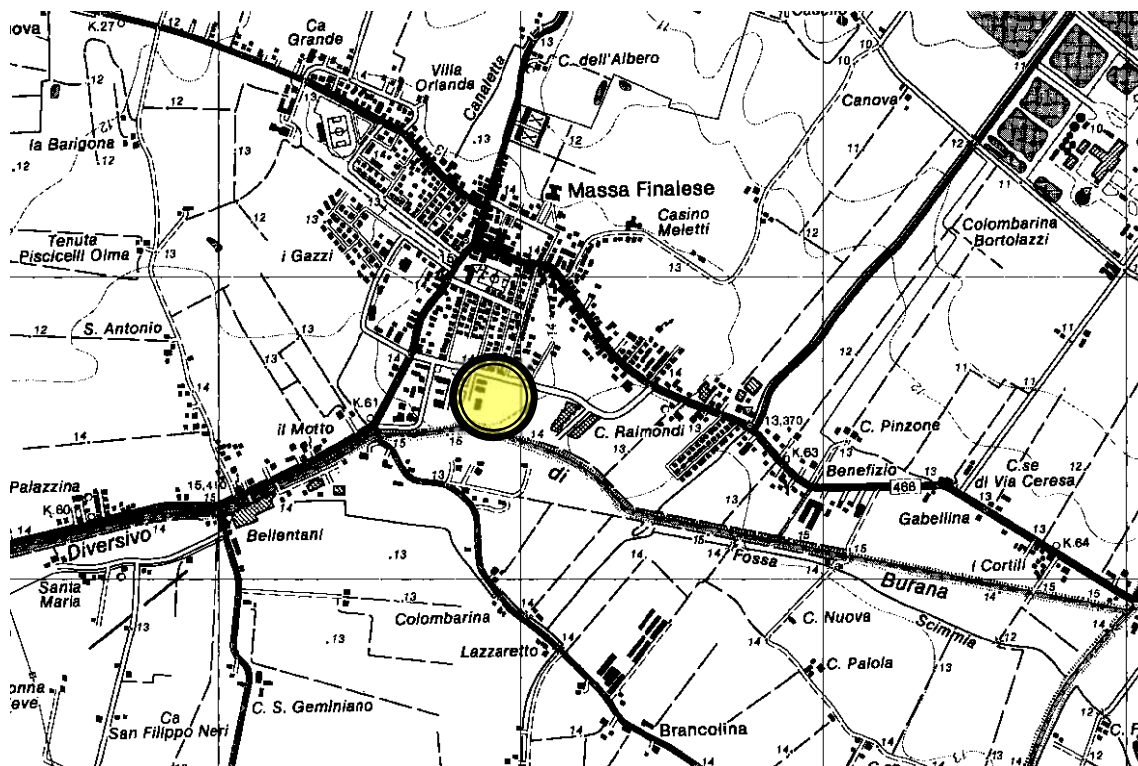


Figura 2: ESTRATTO DI CARTA TECNICA REGIONALE N. 184150 "RIVARA" - SCALA 1:10.000

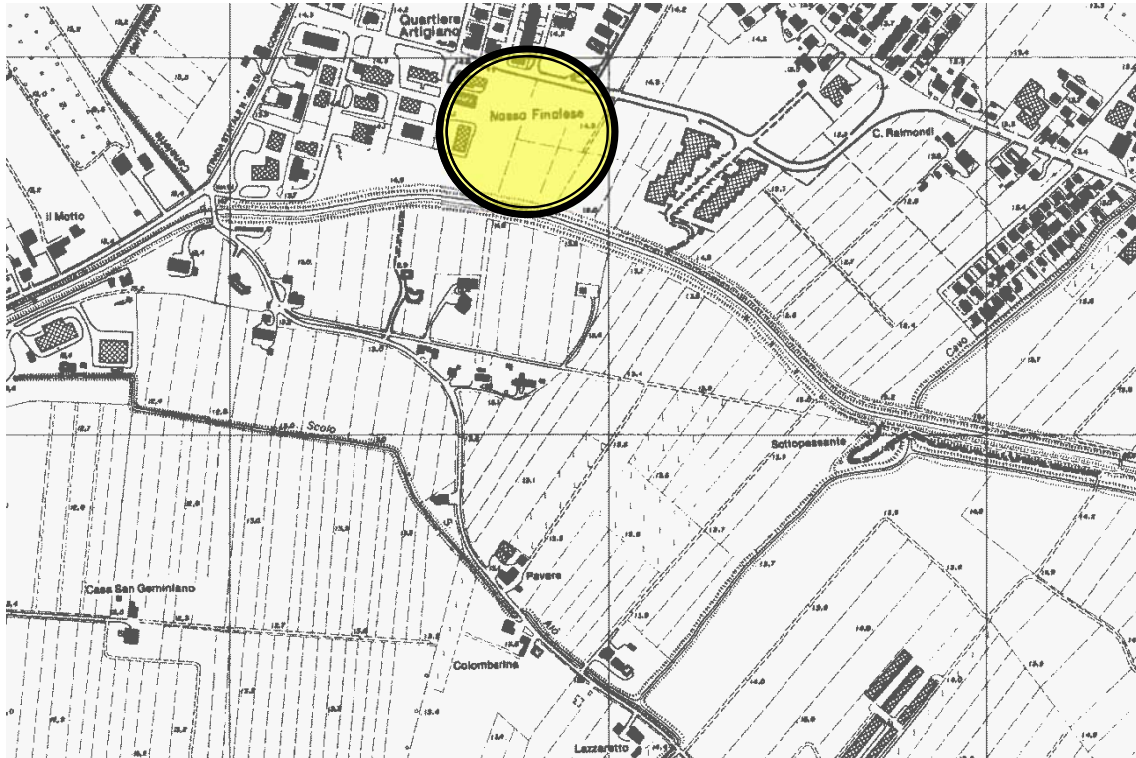
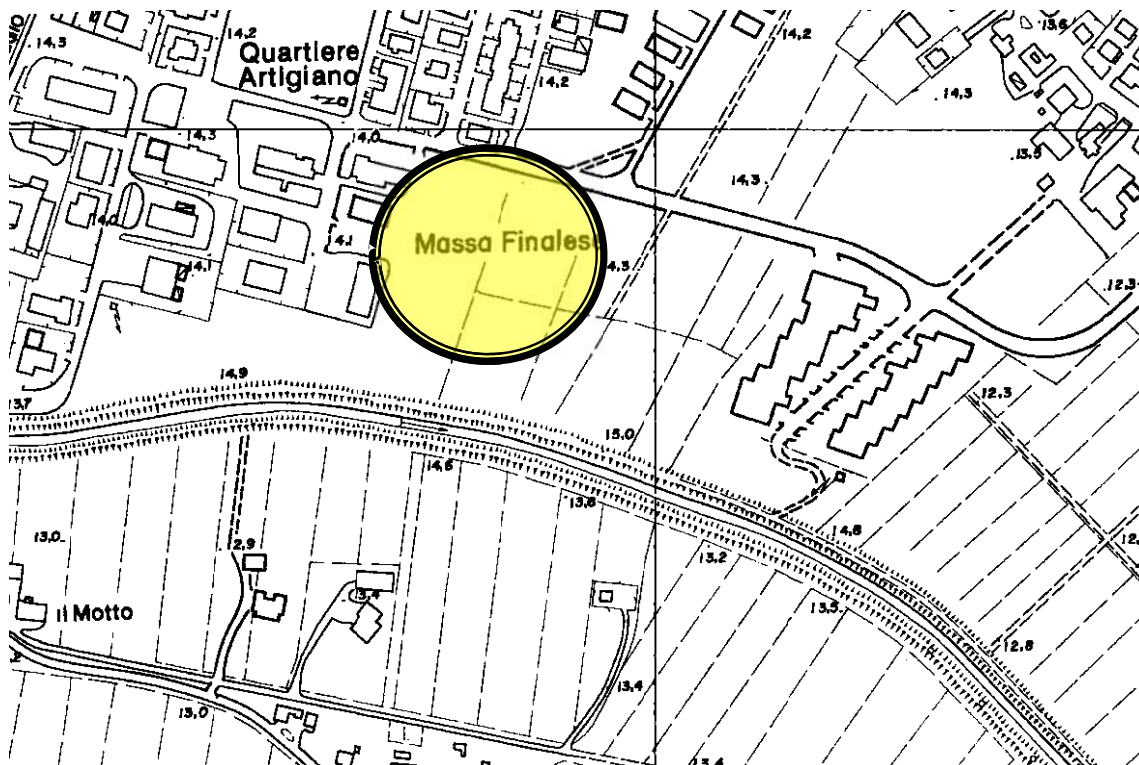


Figura 3: ESTRATTO DI CARTA TECNICA REGIONALE N. 184151 "CANALETTO" - SCALA 1:5.000



3 NORMATIVA D.M. 14/01/2008

Il D.M. 14.01.2008 prevede una classificazione dei terreni in base alla loro condizione topografica che deve essere considerata nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Il D.M. del 14.01.2008 prescrive che le azioni sismiche su ciascuna struttura sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_r , ricavato moltiplicando la vita nominale dell'opera V_N per il coefficiente d'uso C_U , definito al variare della classe d'uso dell'opera stessa.

La presente normativa stabilisce che gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. Gli stati limite di esercizio sono lo Stato Limite di Operatività (SLO) e lo Stato Limite di Danno (SLD), mentre gli stati limite ultimi sono lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e lo Stato Limite di Collasso (SLC).

Il D.M. 14.01.2008 stabilisce che ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulle categorie di sottosuolo di riferimento e sulle condizioni topografiche del sito.

Ai fini dell'identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si essere effettua in base ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,30}$ entro i primi 30 m di profondità. Nei casi in cui tale determinazione non sia possibile, la classificazione può essere effettua in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (Standard Penetration Test) $N_{SPT,30}$ nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ nei terreni prevalentemente a grana fina.

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dall'espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [m/s]$$

la resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ è definita dall'espressione:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

la resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ è definita dall'espressione:

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}$$

dove h_i , $V_{s,i}$, $N_{SPT,i}$ e $c_{u,i}$ sono rispettivamente lo spessore, la velocità delle onde di taglio V_s , il numero di colpi N_{SPT} e la resistenza non drenata c_u nell' i -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità.

Le categorie di sottosuolo di riferimento sono:

Tipo A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
Tipo B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
Tipo C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
Tipo D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
Tipo E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D con spessore non superiore ai 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

La normativa prevede due categorie aggiuntive di sottosuolo per le quali è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensibilità possa comportare fenomeni di collasso del terreno:

S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30} < 100$ m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili a liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Per quanto riguarda le condizioni topografiche, per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

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

4 INDAGINI GEOFISICHE DI TIPO SISMICO A RIFRAZIONE

Al fine di determinare le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dalle opere di progetto è stata eseguita in data **09/07/2013**, **nr. 1 base sismica** a rifrazione con sistema di acquisizione a 24 canali.

Si riporta di seguito l'elaborazione condotta e le caratteristiche dello stendimento sismico effettuato.

Figura 4: UBICAZIONE BASE SISMICA A RIFRAZIONE

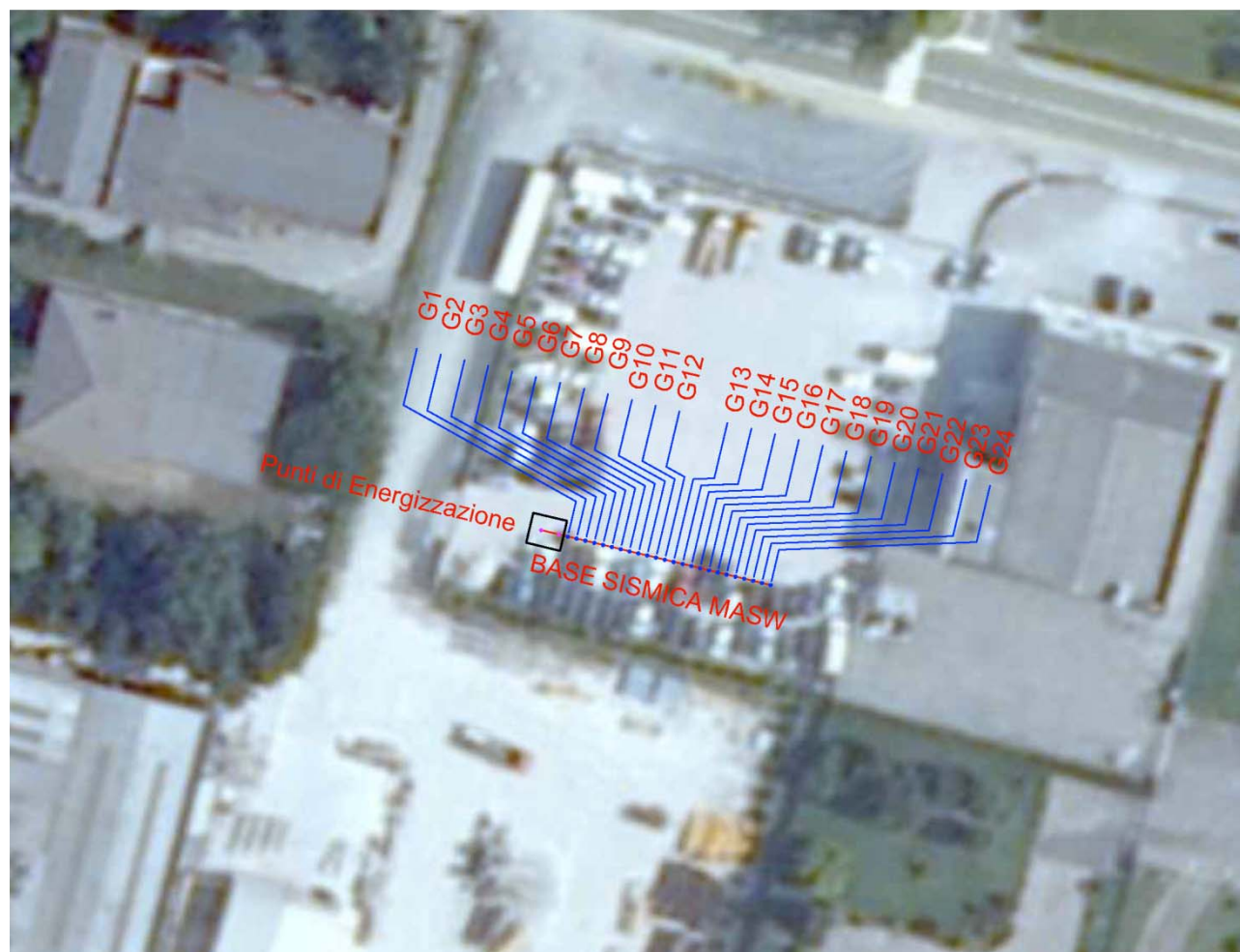


Figura 5: DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



5 ELABORAZIONE ONDE SISMICHE – Vs – METODO M.A.S.W.

La determinazione della velocità delle onde sismiche di taglio (V_s) è stata effettuata mediante elaborazione con il metodo MASW, allo scopo di determinare la categoria sismica del terreno (A, B, C, D, E, S1, S2) secondo quanto indicato dalla Nuova Normativa Sismica (Ordinanza P.C.M. 2003 e s.m.i.) e dagli Eurocodici 7 e 8.

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio $f-k$ è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

Con riferimento al modello geotecnico sintetico determinato con le indagini in sito, è stata tracciata una curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times v$$

In seguito i parametri del modello geotecnico preliminare si sono apportate le modifiche necessarie al fine di ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale. Questa fase definita come processo di inversione consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi caratterizzati da valori di rigidità differente.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

L'elaborazione ha riguardato l'intero campionamento della registrazione avente durata 1024 mS e una frequenza di campionamento di 500 microS, per la quale si è tenuta in considerazione la traccia sismica rilevata a seguito dell'energizzazione effettuata mediante mazza battente a ml. 3,00 dal **geofono n. 1** in posizione di sparo **estremo SINISTRO** rispetto alla base sismica, con uno stendimento avente un interasse geofonico pari a **1,0 ml**.

N. tracce	24
Durata acquisizione [ms]	1024.0
Interdistanza geofoni [m]	1.0
Periodo di campionamento [ms]	0.50

Figura 6: ANDAMENTO TRACCE SISMICHE RILEVATE

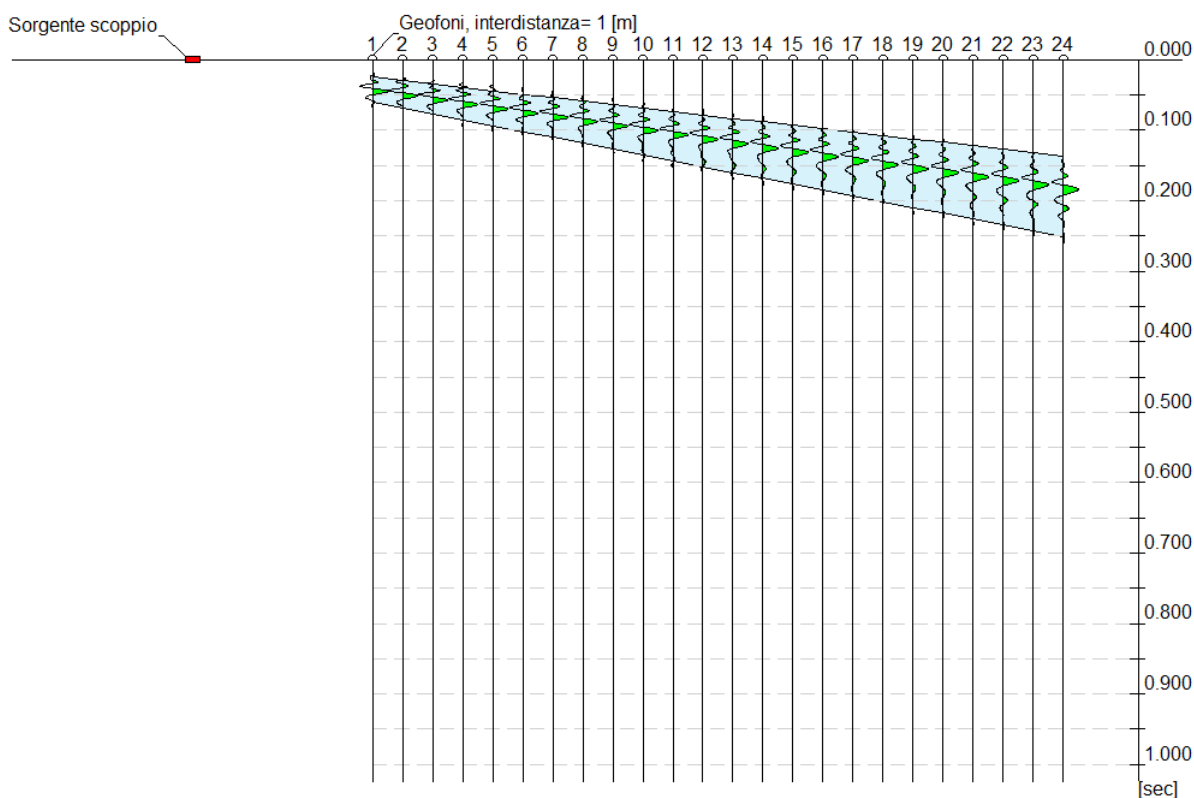


Figura 7: ANDAMENTO DELL'ANALISI SPETTRALE

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1

Spettro Velocità di fase - Frequenze

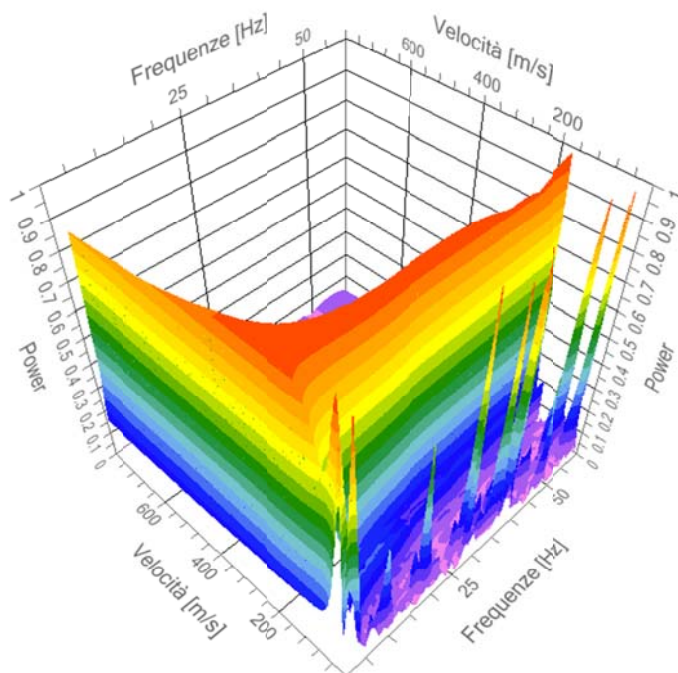


Figura 8: TABELLA RIPORTANTE I VALORI DELLA CURVA DI DISPERSIONE

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	4.8	210.5	0
2	7.6	192.2	0
3	10.3	179.9	0
4	13.0	172.3	0
5	15.8	168.3	0
6	18.5	166.7	0
7	21.2	166.6	0
8	24.0	166.9	0
9	26.7	167.3	0
10	29.5	167.5	0
11	32.2	167.4	0
12	34.9	167.1	0
13	37.7	166.5	0
14	40.4	165.3	0
15	43.1	164.3	0
16	45.9	163.8	0
17	48.6	163.8	0
18	51.3	164.3	0
19	54.1	165.0	0
20	56.8	165.6	0

Figura 9: ANDAMENTO DELLA CURVA DI DISPERSIONE

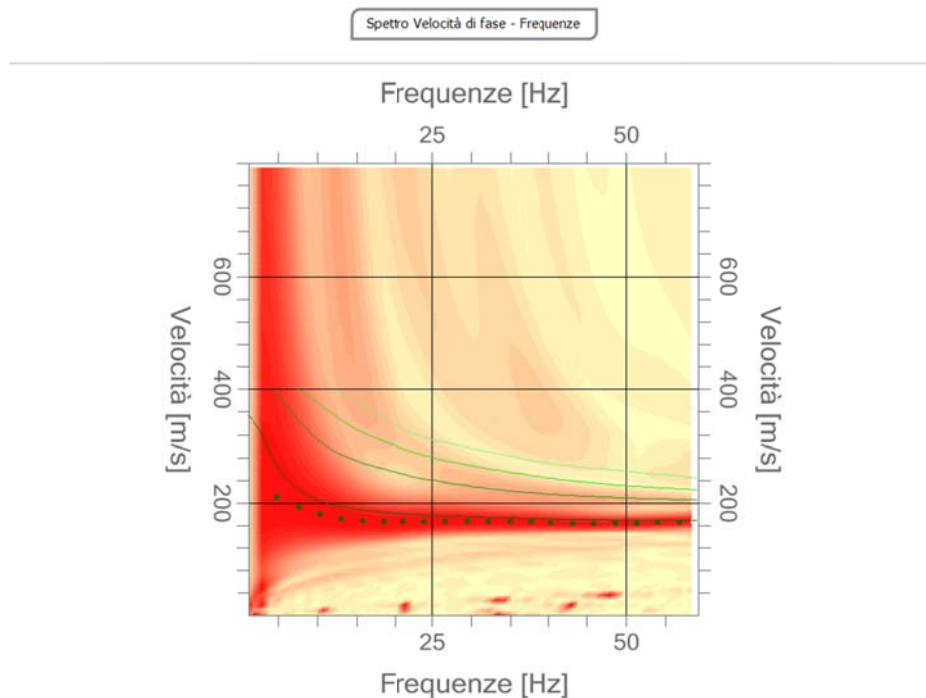


Figura 10: ANDAMENTO DELLA CURVA OTTENUTA CON IL PROCESSO DI INVERSIONE

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	2.40	2.40	1850.0	0.3	No	331.7	177.3
2	6.40	4.00	1850.0	0.4	Si	374.7	180.0
3	9.60	3.20	1850.0	0.4	Si	444.2	181.3
4	11.20	1.60	1900.0	0.3	Si	447.7	239.3
5	16.00	4.80	1900.0	0.4	Si	510.4	245.2
6	19.80	3.80	1900.0	0.4	Si	553.3	225.9
7	26.80	7.00	1950.0	0.4	Si	479.1	230.1
8	30.36	3.56	1950.0	0.4	Si	585.9	239.2
9	38.21	7.85	2000.0	0.4	Si	543.3	261.0
10	oo	oo	2000.0	0.3	Si	642.0	343.2

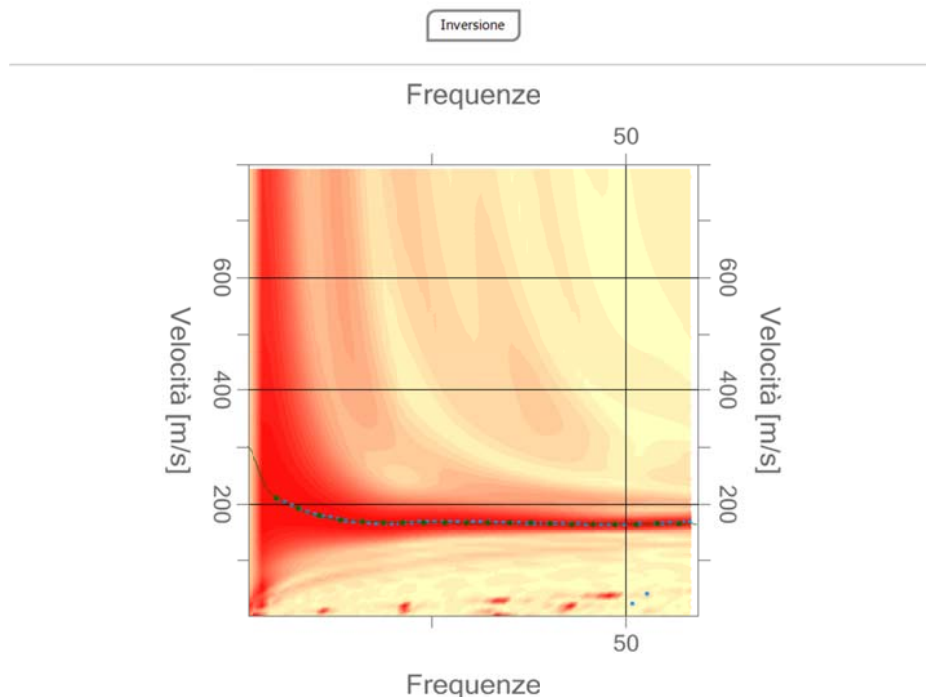


Figura 11: ANDAMENTO IN PROFONDITA' DELLA VELOCITA' DELLE ONDE DI TAGLIO

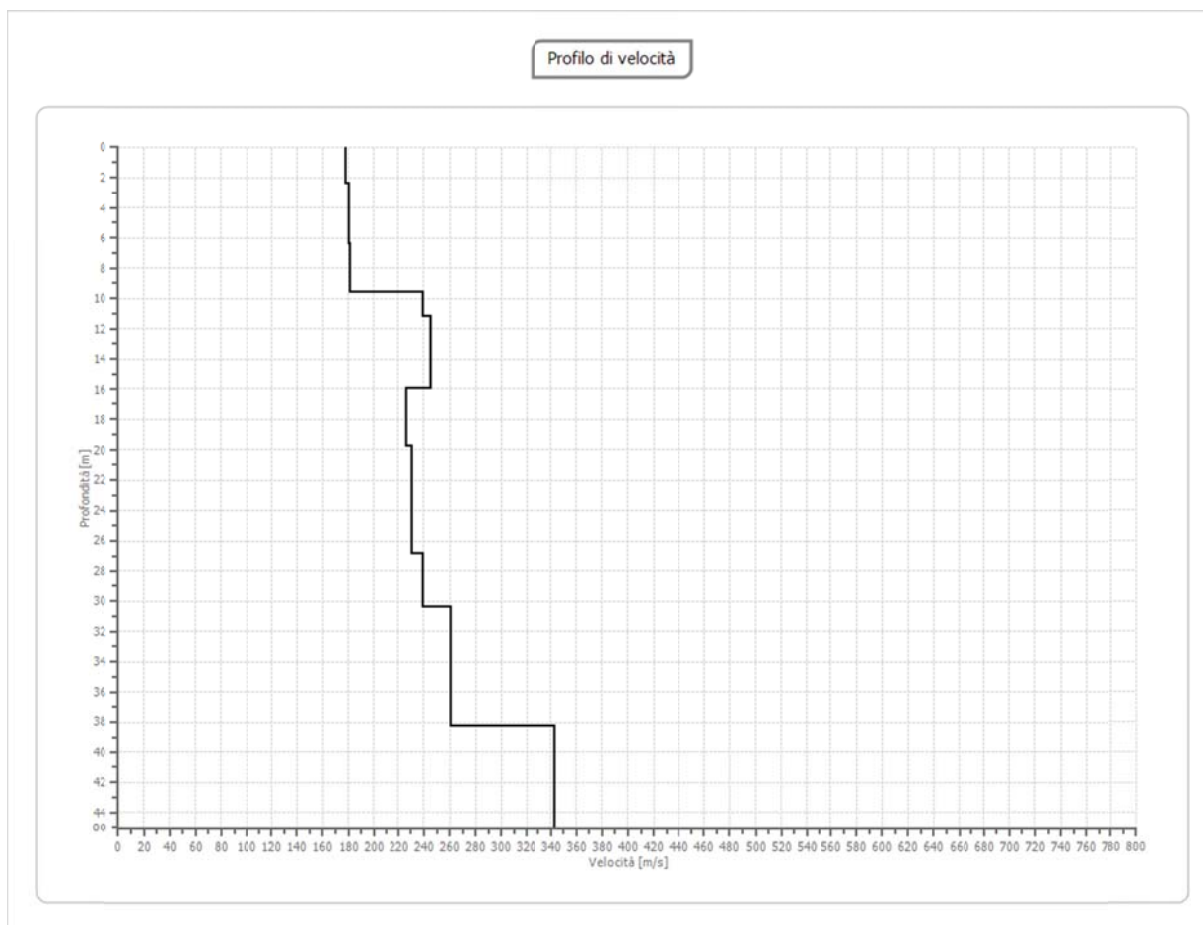


Figura 12: ANDAMENTO DELLA FUNZIONE DI TRASFERIMENTO

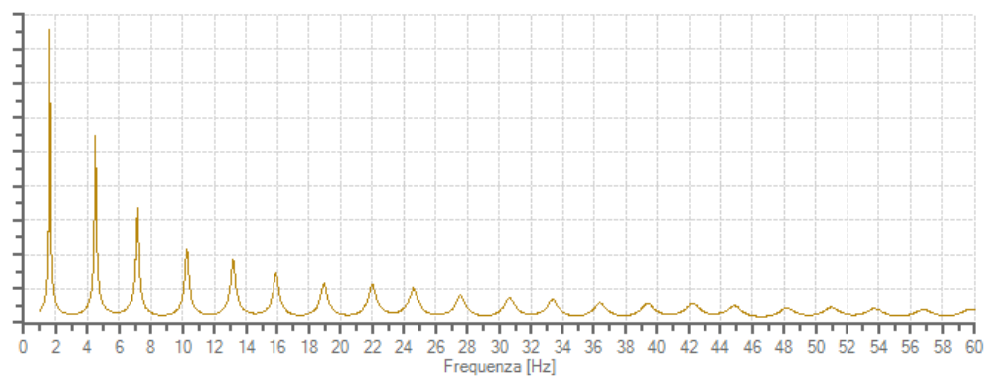
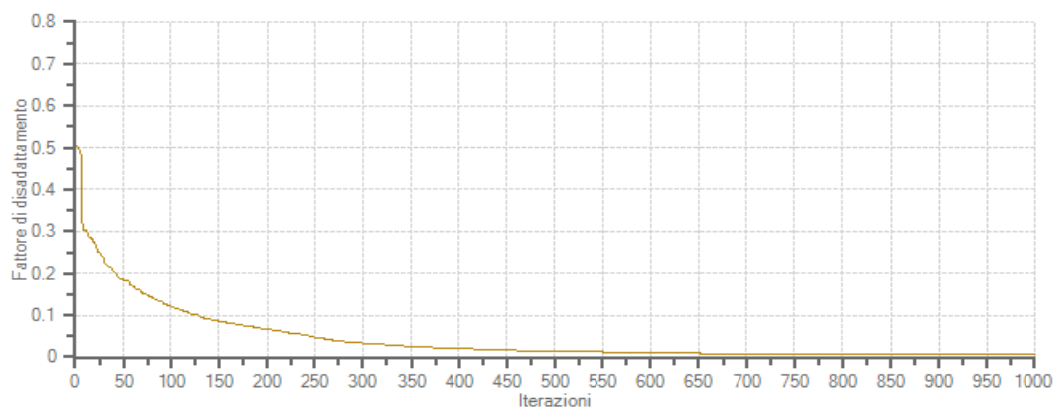


Figura 13: ANDAMENTO DEL FATTORE DI DISADATTAMENTO



Al termine della elaborazione si è riscontrata una convergenza dei valori (Errore dell'elaborazione) pari a **0,003%**, con un fattore di disadattamento della soluzione pari a **0,006**.

Figura 14: TABELLA DELLA VELOCITA' DELLE ONDE DI TAGLIO E CARATTERISTICHE DEGLI STRATI IN PROFONDITA'

G0: Modulo di deformazione al taglio (*);												
Ed: Modulo edometrico (*);		*) Valori validi per piccolissime deformazioni comprese nel tratto lineare elastico del legame costitutivo										
M0: Modulo di compressibilità volumetrica (*);		dei materiali (deformazioni tangenziali inferiori alla soglia elastica).										
Ey: Modulo di Young (*);												
N.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	densità [Kg/cm³]	Coefficiente di Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]	NSPT	Qc [kPa]
1	2.4	2.4	177.31	331.71	1800	0.3	56.59	198.06	122.61	147.13	N/A	415.2
2	6.4	4	179.98	374.66	1890	0.35	61.22	265.29	183.67	165.3	51	447.61
3	9.6	3.2	181.33	444.15	1900	0.4	62.47	374.82	291.53	174.92	28	464.68
4	11.2	1.6	239.29	447.67	1940	0.3	111.08	388.79	240.68	288.81	N/A	1872.8
5	16	4.8	245.2	510.43	1950	0.35	117.24	508.05	351.73	316.56	87	2117.32
6	19.8	3.8	225.88	553.29	1950	0.4	99.49	596.96	464.3	278.58	40	1401.73
7	26.8	7	230.14	479.08	1990	0.35	105.4	456.74	316.21	284.59	33	1539.77
8	30.36	3.56	239.18	585.86	2000	0.4	114.41	686.47	533.92	320.35	33	1868.51
9	38.21	7.85	260.99	543.29	2040	0.35	138.95	602.12	416.86	375.17	45	2896.85
10	∞	∞	343.17	642.01	2050	0.3	241.42	844.97	523.08	627.69	0	N/A

6 NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (D.M. 14.01.2008)

L'analisi dei risultati ottenuti dall'indagine MASW ha portato alla determinazione degli strati e delle velocità delle onde sismiche trasversali (V_s) fino a una profondità di circa **38,21 ml.** dal piano campagna.

Ai sensi del DM 14.01.2008 (GU del 04.02.2008, n. 29 – S.O. n. 30), punto 3.2.2. "Categoria di suolo e condizioni topografiche", il valore della velocità media delle onde sismiche di taglio nei primi 30 metri ($V_{s,30}$) ottenuto mediante l'indagine M.A.S.W. è risultato pari a **213,8 m/s**, il quale, tenuto in considerazione l'errore derivante dall'elaborazione dei dati, risulta essere compreso tra **213,8** e **213,9 m/s** come evidenziato nella tabella di seguito allegata:

Velocità onde Vs da elaborazione MASW									
Strato	Base strato [m]	h_i [m]	$V_{s,i}$ [m/s]	$h_i / V_{s,i}$ [s]					
1	2.40	2.40	177.31	0.013536					
2	6.40	4.00	179.98	0.022225					
3	9.60	3.20	181.33	0.017647					
4	11.20	1.60	239.29	0.006686					
5	16.00	4.80	245.20	0.019576					
6	19.80	3.80	225.88	0.016823					
7	26.80	7.00	230.14	0.030416		$V_{s,30}$ calcolato		213.8	[m/s]
8	30.36	3.20	239.18	0.013379		Errore strumentale		0.003	[%]
9	38.21	0.00	260.99	0.000000		$V_{s,30}$ - Max		213.9	[m/s]
10	0.00	0.00	0.00	0.000000		$V_{s,30}$ - Min		213.8	[m/s]

In base al valore di $V_{s,30}$, considerato anche l'errore dell'elaborazione, il suolo di fondazione dell'area in esame può essere considerato di **tipo C**, "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)".

Sulla base dell'effettiva profondità di posa delle fondazioni si riporta di seguito la classificazione dei terreni in base alla normativa sismica vigente:

Categoria di sottosuolo alla quota di posa delle fondazioni				
Quota di posa delle fondazioni			V_{s,30} - Min	Categoria di Sottosuolo
Fondazioni posate ad una quota di	0.00	ml. da piano campagna	214	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	0.50	ml. da piano campagna	215	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	1.00	ml. da piano campagna	216	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	1.50	ml. da piano campagna	218	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	2.00	ml. da piano campagna	219	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	2.50	ml. da piano campagna	221	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	3.00	ml. da piano campagna	222	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	3.50	ml. da piano campagna	224	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	4.00	ml. da piano campagna	225	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	4.50	ml. da piano campagna	226	TIPO C
Fondazioni posate ad una quota di	5.00	ml. da piano campagna	228	TIPO C

Modena 10/07/2013

Dott. Geol. Giorgio Masotti

