

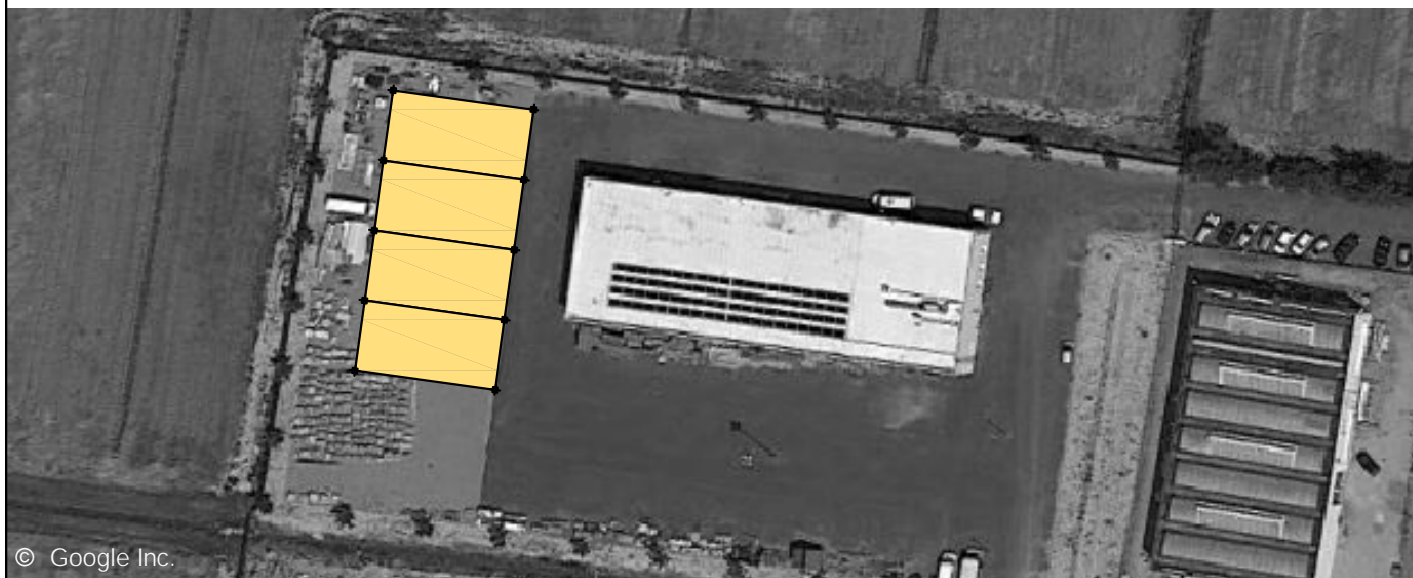
COMMISSARIO DELEGATO

EMERGENZA SISMA REGIONE EMILIA-ROMAGNA AI SENSI DELL'ART.1 COMMA 2 DEL D.L. N. 74/2012

STRUTTURA TECNICA COMMISSARIO DELEGATO

REGIONE EMILIA-ROMAGNA
REALIZZAZIONE DEL NUOVO MAGAZZINO DI
RICOVERO MEZZI A FINALE EMILIA (MO)

PROGETTO PRELIMINARE



COMMITTENTE

Comune di Finale Emilia (MO)

R.U.P.

Ing. Mauro Monti

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Arch. Rita Bencivenni
Ing. Nico Boschetti
Arch. Riccardo Castaldini
Ing. Saverio Colella

PROGETTISTA

Arch. Alfiero Moretti

ELABORATO:

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

Bologna, Marzo 2016

TAVOLA:

2

SCALA:

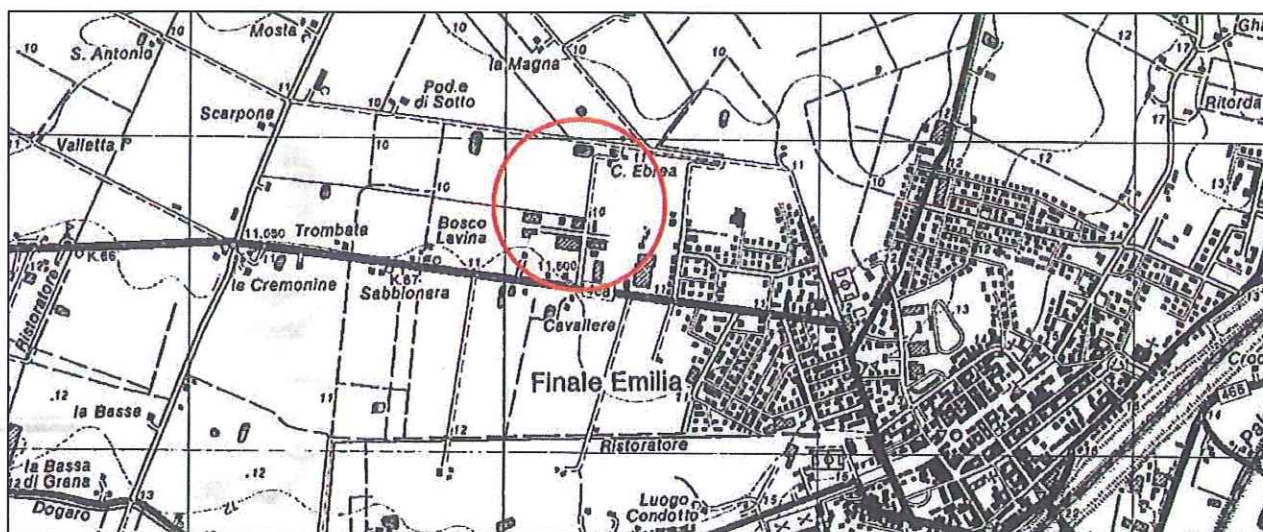
-

COMUNE DI FINALE EMILIA
PROVINCIA DI MODENA

COSTRUZIONE DI NUOVO
MAGAZZINO COMUNALE

COMMITTENTE: COMUNE DI FINALE EMILIA

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA E SISMICA



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



DICEMBRE 2012

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

V.le Caduti in Guerra 1

41121 Modena

Tel: 059-226540 - Fax: 059-4398943

Cell. 335-7053511 - E-mail: maccafe@tin.it

Modena 06/12/2012

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA
E SISMICA**PROGETTO:** Progetto per la costruzione del nuovo magazzino comunale**REGIONE:** Emilia Romagna**PROVINCIA:** Modena**COMUNE:** Finale Emilia**LOCALITA':** Capoluogo**UBICAZIONE:** Via F.lli Rosselli**IDENTIFICAZIONE CATASTALE:** Foglio 88, mappale 590**COMMITTENTE:** Comune di Finale Emilia**RIFERIMENTO NORMATIVO:** D.M. 11/03/88 N. 47 - Circ. Min. Infr. 617/2009
D.M. 14/01/2008**RELAZIONE REDATTA AD USO:** Pratica edilizia

. PREMESSA

Su incarico dell'Amministrazione Comunale di Finale Emilia, si è provveduto alla stesura della presente relazione geologico-geotecnica e sismica inerente il progetto per la costruzione del nuovo magazzino comunale, su un'area attualmente agricola, ubicata in fondo a via F.lli Rosselli, nella zona ovest del centro abitato di Finale Emilia, considerato che il magazzino esistente, in seguito ai recenti sisma del 20 e 29 maggio u.s., che hanno colpito tale zona, hanno subito gravi danni e quindi è inagibile.

Lo studio è stato condotto nel rispetto delle normative vigenti in materia, D.M. 11.03.1988, con riferimento specifico agli aspetti sismici, recentemente introdotti dal D.M. 14/09/2005, come sostituito dal D.M. 14/01/2008, entrato definitivamente in vigore dal 1 luglio 2009.

Per l'adempimento delle specifiche in esso contenute è stato eseguito in data 03/12/2012 un sopralluogo sull'area al fine di verificarne l'idoneità geologica e geomorfologica.

Scopo dello studio, in questa fase progettuale, è stato, oltre quello di definire il quadro geologico generale, soprattutto quello di verificare le caratteristiche litostratigrafiche, geotecniche e sismiche dei terreni che saranno interessati dalla nuova costruzione, in modo da permettere ai tecnici progettisti, che saranno incaricati, una corretta scelta fondazionale ed un altrettanto corretto dimensionamento delle fondazioni stesse, in relazione soprattutto alle interazioni che saranno indotte dall'intervento edilizio in progetto.

Per la caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica dei terreni di sottofondazione, durante il sopralluogo, sono state eseguite due prove penetrometriche statiche, spinte sino alla profondità massima di 20 m dall'attuale piano di campagna; le prove effettuate sono state poi confrontate con altre prove eseguite in zona, in occasione di precedenti interventi edilizi, rilevando una sostanziale omogeneità della situazione.

Al fine poi di classificare da un punto di vista sismico i terreni presenti, durante il sopralluogo, si è effettuata un'apposita indagine geofisica, consistita nella esecuzione di una linea sismica MASW, la quale ha permesso di determinare la V_{S30} , velocità delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità, e quindi la categoria di suolo di fondazione interessato dai futuri interventi edilizi, mediante la quale si sono ricavati i relativi fattori di amplificazione stratigrafica.

La relazione si articola nel seguente modo:

- A) INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E AMBIENTALE

- A1) INQUADRAMENTO GEOGRAFICO
- A2) INQUADRAMENTO GEOLOGICO

- B) CARATTERIZZAZIONE AREA D'INTERVENTO

- B1) DESCRIZIONE DEL PROGETTO
- B2) INDAGINE GEOGNOSTICA E MODELLO GEOLOGICO
- B3) CLASSIFICAZIONE SISMICA
- B4) CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

- C) CONCLUSIONI

ALLEGATI

A) INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E AMBIENTALE

. A1) INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area esaminata, sulla quale è in progetto la realizzazione del nuovo magazzino comunale, si colloca nella zona ovest del centro abitato di Finale Emilia, più precisamente ubicata in fondo alla via F.lli Rosselli, nei pressi della zona industriale esistente; trattasi di un'area attualmente agricola, posta nella fascia di bassa pianura modenese ad una quota media di circa 10-11 metri sul livello del mare.

Cartograficamente l'area è compresa nella Tavola in scala 1:25.000 della C.T.R. n. 184SE denominata "Finale Emilia" (Allegato 1) e nell'Elemento sempre della C.T.R. in scala 1:5.000 n.184164 denominato "Finale Emilia ovest" (Allegato 2).

Catastalmente l'area è identificata nel Foglio 88, mappale 590 (Allegato 6) del catasto urbano del Comune di Finale Emilia (Mo).

.A2) INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area in studio appartiene alla bassa pianura modenese, collocandosi da un punto di vista geologico nella parte centro-meridionale del grande bacino subsidente plio-quadernario Padano.

In particolare si colloca in quella zona caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali riferibili sia al fiume Panaro, che scorre poco a est dell'area in esame, sia al fiume Po, che in epoche passate scorreva da queste parti (Figura 1).

Litologicamente i terreni presenti sono rappresentati prevalentemente da sequenze superficiali di limi e argille, e relativi termini intermedi, che sormontano, con variabili spessori strati più grossolani, costituiti da sabbie e sabbie limose, sedi di acquiferi importanti sia verticalmente che arealmente.

Nell'area in esame risultano presenti superficialmente terreni sabbiosi ed argillosi della Piana alluvionale, come indicato nella Carta geologica della RER riportata in allegato 3, come confermato dalle prove penetrometriche eseguite, che evidenziano una sequenza dominante fine, argillosa e limosa, per poi rilevare, in profondità tra i 10-17 m, terreni più grossolani, rappresentati da sabbie e sabbie limose.

In generale vi è da notare che i terreni più grossolani, prevalentemente sabbiosi, corrispondono in generale alle zone topograficamente più rilevate e rappresentano paleoalvei dei fiumi principali Po, Panaro, o di altri corsi minori mentre quelli argillosi sono riferibili a zone di valle. Lo spessore dei materiali alluvionali è di diverse centinaia di metri, tendente ad aumentare man mano che si procede verso nord.

Tali terreni, di età compresa tra il Pleistocene medio e superiore e l'Olocene, appoggiano su di un substrato, affiorante a Sud verso il margine collinare, costituito da formazioni marine impermeabili di natura argillosa di età plio-pleistocenica media, le quali per motivi strutturali vengono rapidamente ribassate a Nord dell'allineamento Sassuolo-Maranello-Vignola e ricoperte appunto dalle alluvioni della conoide fluviale.

La fase continentale di riempimento è stata infatti preceduta da una fase marina nel pliocene superiore-pleistocene inferiore, quando l'intera Pianura Padana era ancora sommersa e costituiva un grande golfo del mare Adriatico, nel quale si raccoglievano e si depositavano i sedimenti provenienti dall'erosione delle catene alpina e appenninica.

La copertura alluvionale di spessore pari ad alcune centinaia di metri, di età pleistocenica ed olocenica, poggia su un substrato marino costituito da terreni argillosi, argillo-sabbiosi e marnosi di età miocenica e plio-pleistocenica.

La conoscenza dei terreni presenti e delle strutture che l'interessano, è nota dalle prospezioni effettuate dopo gli anni '50 per la ricerca di idrocarburi e dai pozzi per lo sfruttamento di questi ultimi (AGIP 1959, ENI 1969).

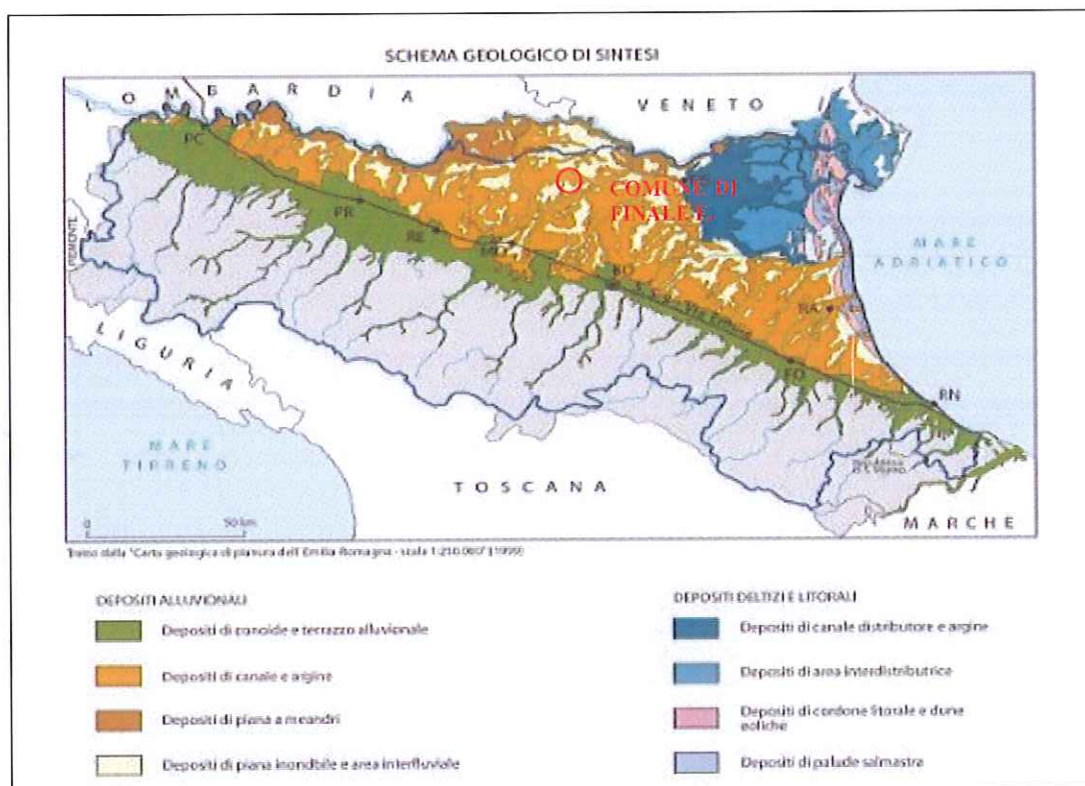


Figura 1: Schema geologico di sintesi della pianura emiliano-romagnola.

Il substrato, costituito da terreni marini, forma immediatamente a nord del territorio una particolare struttura positiva (anticlinale) che determina un inarcamento dei terreni (per piegamento) del substrato stesso verso l'alto, formando pertanto una specie di "collina sepolta". Questa struttura, nota con il nome di "Dorsale Ferrarese", continua verso W a Novi e Reggiolo, verso E a Ferrara e le Valli di Comacchio.

Tale struttura tettonica condiziona fortemente la copertura alluvionale di questo settore della pianura padana in cui si registrano spessori dei depositi variabili da meno di 100 metri in corrispondenza della dorsale, a oltre 300 metri presso il limite territoriale Sud, con dislocazioni (faglie) che anche attualmente hanno interessato la copertura alluvionale stessa (Gasperi e Pellegrini, 1968). Anche lo spessore della successione plio-pleistocenica, cioè dei sedimenti che si sono depositati negli ultimi 5 milioni di anni, risulta abbastanza variabile: da oltre 5.000 m nella zona più meridionale esso si riduce in corrispondenza della cerniera della dorsale ferrarese, fino a meno di 1.000 metri.

I movimenti ad essa connessi e tuttora attivi, che hanno originato i recenti sisma del 20 e 29 maggio, hanno condizionato in epoche passate la configurazione della rete idrografica naturale: ad esempio il Fiume Po passava sino ad epoche geologiche molto recenti (e forse storiche o preistoriche) nella bassa modenese fino anche a Soliera, tanto che alcuni percorsi sono ancora riconoscibili sulle fotografie aeree.

Nello specifico il territorio del comune di Finale Emilia appartiene alla regione delle Pieghe Padane contraddistinte da una successione di sinclinali ed anticlinali con vergenza appenninica fagliate e sovrascorse sul fianco nord. Queste strutture tettoniche sono ulteriormente suddivise nelle sottoregioni delle Pieghe Romagnole, Emiliane, e Ferraresi; quest'ultime rappresentano

l'elemento strutturale più complesso, con andamento circa EW dal ferrarese a Camurana – Novi e direzione SW-NE da Novi a Bagnolo in Piano, per poi approfondirsi gradualmente verso NO. Nel sottosuolo dell'area di Finale Emilia – S.Felice sul Panaro si rinviene l'ala settentrionale dell'anticlinale Ferrarese, che poco a ovest raggiunge una delle massime culminazioni assiali con quote del tetto del quaternario marino a -100 /-200 m dal piano campagna.

I movimenti tettonici che hanno interessato la regione delle pieghe pedeappenniniche risultano essersi verificati anche in tempi recenti, denunciando un'attività neotettonica confermata anche dalle migrazioni verso ovest dei fiumi che hanno attraversato l'area.

Morfologicamente l'area d'intervento si presenta pianeggiante, tale da permettere uno sviluppo edilizio del progetto proposto senza particolari problemi; l'area, attualmente agricola, si colloca in una zona piana, a ovest del centro abitato, caratterizzata da bassissime differenze di quota, per la quale non si ravvisano particolari problematiche.

La morfologia dell'area, tipica della fascia di bassa pianura modenese risulta interessata solo localmente, a larga scala, da dossi e avvallamenti, che testimoniano le antiche divagazioni dei corsi d'acqua; l'andamento risulta quasi perfettamente pianeggiante con pendenze molto basse verso N-NE, nell'ordine del 1-2 per mille con quote medie di 10-11 m s.l.m.

Da un punto di vista idrogeologico è presente una falda freatica superficiale, contenuta nei livelli granulometricamente più grossolani, come rilevato durante l'esecuzione dei sondaggi penetrometrici. Nello specifico dei terreni indagati si rileva la presenza di strati più grossolani, sabbiosi e sabbio-limosi, che contengono una falda in pressione, modesta con bassi valori di trasmissività e comunque non intercomunicanti con le falde più profonde.

Tale falda presenta livelli statici che mediamente si attestano a modesta profondità dal piano campagna mediamente compresi tra 2-4 metri.

Nello specifico si è misurato il livello all'interno dei fori di prova rilevando una profondità di 3,60 m dal piano campagna.

In relazioni alle probabili escursioni di tale livello, alimentato direttamente per infiltrazione superficiale, non si esclude, che esso possa interagire, in modo discontinuo, con le fondazioni dell'edificio in progetto.

In ogni caso, dato le caratteristiche litologiche-stratigrafiche prima descritte, si esclude che detta falda freatica possa risultare in comunicazione diretta con le sottostanti falde acquifere profonde; tale falda trova oggi scarsa utilizzazione in relazione alla sua pessima qualità, sia dal punto di vista biologico che chimico, venendo usata più che altro per innaffiare e comunque in nessun caso si fa uso idropotabile.

Nell'area in esame il drenaggio superficiale è assicurato dalla capillare presenza della rete fognaria urbana e più in generale, fuori dal centro abitato, dal sistema di fossi di campagna, che, con andamento SW-NE, creano complessivamente buone condizioni di deflusso delle acque.

In zona si rileva la presenza immediatamente a est dell'area del fiume Panaro e più in generale di altri fossi cavi minori anonimi.

Nello specifico del lotto in esame, pur presentandosi ribassato rispetto al piano stradale, non si sono riscontrati problemi di ristagno idrico delle acque di precipitazione, non rilevando forme depresse o chiuse che rendono difficoltoso il drenaggio superficiale, che potrebbero provocare un peggioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni presenti.

In relazione alle quote altimetriche dell'area con quelle idrometriche del fiume Panaro, la zona sarebbe da ritenere, in prima analisi, esondabile; si ritiene però tale evento molto improbabile sia per i lavori di sistemazione e potenziamento degli argini effettuati negli ultimi anni, sia per la presenza a monte, in località S.Anna, delle casse di espansione.

Anche in relazione all'idrografia minore, non si rilevano elementi di criticità.

. B) CARATTERIZZAZIONE AREA D'INTERVENTO

.B1) DESCRIZIONE DEL PROGETTO

L'intervento in progetto consiste nella costruzione del nuovo magazzino comunale, da posizionare all'interno dell'area individuata dall'Amministrazione, in fondo a via F.lli Rosselli, nella zona a ovest del centro abitato di Finale Emilia, tenuto conto che in seguito ai sisma del 20 e 29 maggio, che hanno colpito tale zona, il magazzino esistente non è più agibile, a causa dei danni subiti.

L'area individuata si colloca in una zona agricola, a ridosso dell'area urbana già ampiamente edificata, per la quale non si riscontrano problematiche particolari.

In allegato 5 è riportata la planimetria dell'area d'intervento con relativa ubicazione delle due prove penetrometriche eseguite e della linea sismica.

. B2) INDAGINE GEOGNOSTICA E MODELLO GEOLOGICO

Prove Penetrometriche

In data 03/12/2012 si è provveduto ad eseguire un'indagine geognostica sull'area in oggetto, al fine di valutare le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni che saranno interessati dall'intervento in progetto.

L'indagine è stata sviluppata mediante l'esecuzione di due prove penetrometriche, che in relazione alle presumibili caratteristiche granulometriche dei terreni del primo sottosuolo, sono state effettuate con infissione statica; i dati delle prove sono stati successivamente confrontati con quelli di altre prove, eseguite in zone adiacenti a quella in esame, in occasione di altri e precedenti interventi edilizi, rilevando una sostanziale omogeneità.

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

Le prove che hanno raggiunto una profondità massima di 20 m dal p.d.c., sono state eseguite in campagna utilizzando un penetrometro statico olandese Gouda da 10 tonnellate, automontato, impiegando per la perforazione una punta "Friction Jacket Cone" avente un'area di 10 cm² e un angolo alla punta di 60 gradi.

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

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

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

Le prove sono state spinte sino alla profondità di 20 m dal piano campagna, ritenuta più che sufficiente per l'edificio in progetto, anche in riferimento alla individuazione di eventuali strati liquefacibili.

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

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

Successione stratigrafica

L'elaborazione delle prove penetrometriche eseguite e la correlazione delle stesse con altre indagini eseguite in zone circostanti, ha permesso di ricostruire il modello geologico del primo sottosuolo dell'area in esame. In generale si rileva una dominante sequenza fine, argillosa e argillo limosa, fino ai 20 m indagati, con intercalazioni di uno strato più grossolano, sabbioso e sabbio limoso, tra le profondità di circa 10-17 metri.

Nello specifico dei terreni indagati si evidenzia la presenza delle seguenti unità litotecniche:

Unità A da 0 m a 6,8/7,2 m

La prima unità è costituita da litologie fini **argillose e argillose limose**, a media consistenza e compattezza, tendente a diminuire con la profondità.

Unità B da 6,8/7,2 m a 10,2/11,4 m

La seconda unità è costituita sempre da terreni fini, formati da **argille e argille limose**, a scarsa compattezza e consistenza, caratterizzati da bassa umidità.

Unità C da 10,2/11,4 m a 16,6/17,6 m

La terza unità è costituita da terreni grossolani, formati da **sabbie e sabbie limose**, scarsamente addensati, saturi d'acqua.

Unità D da 16,6/17,6 m a 20 m

La quarta unità è costituita di nuovo da terreni fini, formati da **argille**, mediamente compatti e a buona consistenza.

Situazione idrogeologica locale

I terreni riscontrati all'interno dell'area in esame, dal punto di vista idrogeologico, sono classificabili come depositi alluvionali di origine fluviale, da poco permeabili a mediamente permeabili. Nell'area in esame si riscontra una falda freatica superficiale, la cui profondità, misurata alla fine dell'esecuzione delle prove penetrometriche, risultava pari a 3,60 m dal piano campagna.

Linea sismica

In data 03/12/2012 si è provveduto ad eseguire un'indagine geofisica, tramite uno stendimento MASW, sull'area in oggetto (Allegato 5), al fine di valutare le caratteristiche sismiche dei terreni che saranno interessati dall'intervento in progetto.

La MASW (Multichannel Analysis of Seismic Waves) è una metodologia di indagine geofisica che consente l'individuazione di frequenza, ampiezza, lunghezza d'onda e velocità di propagazione delle onde sismiche superficiali (principalmente onde di Rayleigh) generate artificialmente. L'analisi delle onde superficiali permette la determinazione delle velocità delle onde di taglio verticali (Vs) nei terreni al di sotto dello stendimento sismico.

L'indagine è realizzata disponendo lungo una linea retta, a intervalli regolari, una serie di geofoni collegati ad un sismografo. Una fonte puntuale di energia, quale mazza battente su piastra metallica o cannoncino sismico, produce treni d'onda che attraversano il terreno con percorsi, velocità e frequenze variabili. Il passaggio del treno d'onda sollecita la massa inerziale presente nel geofono, l'impulso così prodotto viene convertito in segnale elettrico e acquisito dal sismografo. Il risultato è un sismogramma che contiene molteplici informazioni quali tempo di arrivo ai geofoni rispetto all'istante di energizzazione, frequenze e relative ampiezze dei treni d'onda.

La successiva elaborazione consente di ottenere un diagramma 1D (profondità/velocità onde di taglio) tramite modellizzazione ed elaborazione matematica con algoritmi capaci di minimizzare le differenze tra i modelli elaborati e i dati di partenza.

Il diagramma, riferibile al centro della linea sismica, rappresenta un valor medio della sezione di terreno interessata all'indagine di lunghezza circa corrispondente a quella della linea sismica e profondità variabile principalmente in funzione delle caratteristiche dei materiali attraversati e della geometria dello stendimento. Il metodo MASW sfrutta le caratteristiche di propagazione delle onde di Rayleigh per ricavare le equivalenti velocità delle onde di taglio (Vs), essendo le onde di Rayleigh prodotte dall'interazione delle onde di taglio verticali e delle onde di volume (Vp). Le onde di Rayleigh (Fig. 2) si propagano secondo fronti d'onda cilindrici, producendo un movimento ellittico delle particelle durante il transito.

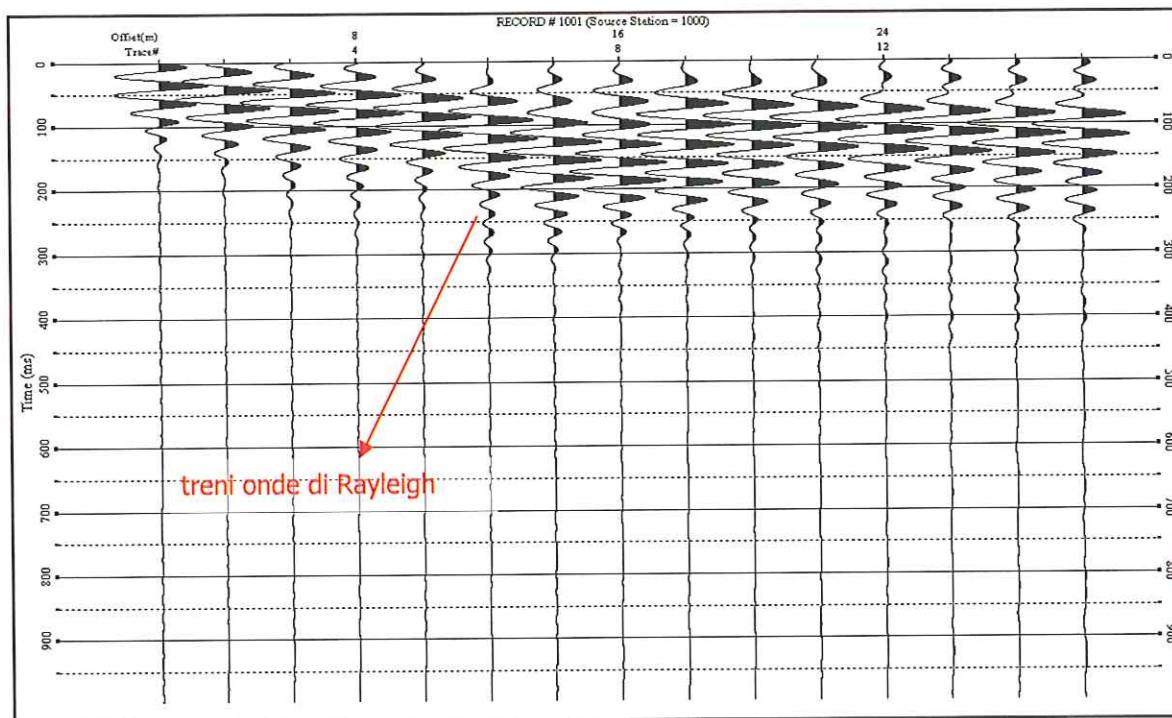


Figura 2: Sismogramma.

Con i metodi di energizzazione usuali i due terzi dell'energia prodotta viene trasportata dalle onde di Rayleigh a fronte di meno di un terzo suddiviso tra le rimanenti tipologie di onde. Inoltre le onde di Rayleigh sono meno sensibili delle onde P e S alla dispersione in funzione della distanza e con un'attenuazione geometrica inferiore.

Onde di Rayleigh ad alte frequenze e piccole lunghezze d'onda trasportano informazioni relative agli strati più superficiali mentre quelle a basse frequenze e lunghezze d'onda maggiori interessano anche gli strati più profondi.

In pratica il metodo MASW di tipo attivo opera in intervalli di frequenze comprese tra 5 e 70 Hz circa, permettendo di indagare una profondità massima variabile, in funzione delle caratteristiche dei terreni interessati, tra 30 e 50 metri.

La geometria della linea sismica ha influenza sui dati e quindi sul risultato finale, infatti la massima lunghezza d'onda acquisibile è circa corrispondente alla lunghezza dello stendimento; mentre la distanza tra i geofoni, solitamente compresa tra 1 e 3 metri, definisce la minima lunghezza d'onda individuabile evitando fenomeni di aliasing.

Nella campagna di indagine del lavoro in oggetto è stato eseguito uno stendimento di 24 geofoni, con spaziatura tra i geofoni di 1,5 metri per una lunghezza della linea sismica di 34,5 metri. L'energizzazione è stata eseguita a 2, 5 e 10 metri dal primo e dall'ultimo geofono. Per ridurre il rumore di fondo e migliorare la qualità complessiva dei sismogrammi sono stati sommati più tiri. Gli stendimenti sono stati ubicati in base alle indicazioni della committenza e all'obiettivo dell'indagine.

Il sito di indagine è collocato in area agricola adiacente ad area già urbanizzata, non caratterizzata da particolari fonti di rumore antropico in grado di interferire con il segnale sismico.

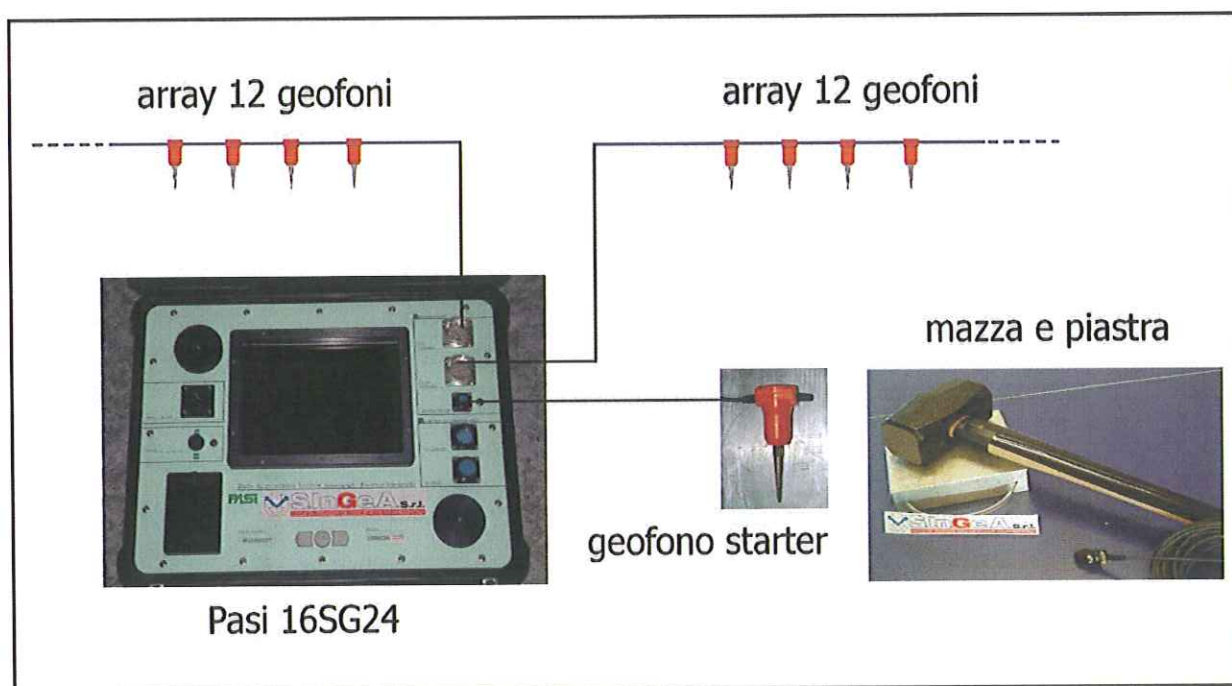


Figura 3: "PASI 16SG24" con due stringhe da 12 geofoni.

Strumentazione

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un simografo multicanale "PASI 16SG24", dotato di 24 geofoni verticali Oyo Geospace con frequenza propria di 4,5 Hz, collegati allo strumento tramite cavi elettrici schermati (Figura 3).

Lo strumento è in grado di gestire l'acquisizione simultanea su 24 canali e di rilevare l'istante di energizzazione (tempo zero) tramite geofono starter. È inoltre equipaggiato di software proprietario in grado di gestire tutte le operazioni di campagna attraverso le seguenti fasi:

- impostazione numero di canali e metodologia di indagine;
- impostazione frequenza e lunghezza di campionamento;
- selezione entità dell'amplificazione del segnale per ogni canale;
- impostazione filtri delle frequenze indesiderate;
- visualizzazione sismogramma con misura dei tempi di arrivo;
- esecuzione operazioni di somma e sottrazione di ulteriori sismogrammi;
- memorizzazione di tutti i dati relativi all'acquisizione.

Per l'energizzazione è stata utilizzata una mazza del peso di 8 kg e una piastra di battuta di alluminio.

Elaborazione

L'elaborazione è stata effettuata con un software dedicato (*SurfSeis 2 – Kansas Geological Survey*) in grado di gestire le fasi di preparazione, analisi, modellizzazione e restituzione finale.

La fase iniziale consiste nel filtraggio del segnale sismico per eliminare il "rumore" ed eventuali frequenze indesiderate. Il software permette di visualizzare il sismogramma nel dominio spazio-tempo e visualizzando i grafici frequenza-ampiezza anche per le singole tracce. Sono disponibili varie modalità di gestione del segnale, le cui principali sono i filtri "passa basso", "passa alto", "passa banda", "taglia banda", il "muting", l'ACG e i filtri tipo F-K ("fan cut", "fun pass", "horizontal e vertical cut").

La fase successiva consiste nel calcolo della curva di dispersione (Fig. 4), visualizzata tramite diagramma frequenza-numero d'onda con appropriata scala cromatica dell'ampiezza.

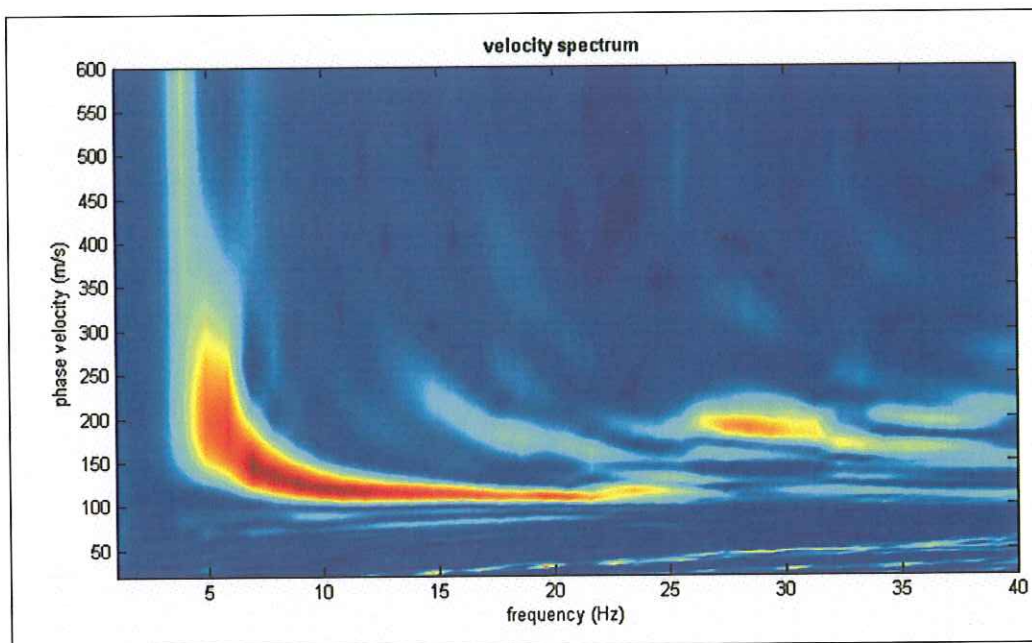


Figura 4: Diagramma della curva di dispersione.

Il diagramma permette di visualizzare anche l'intervallo di lunghezza d'onda acquisito e il rapporto segnale-disturbo, utile per valutare la qualità dei dati. Utilizzando la curva di dispersione si procede ad individuare la curva della velocità di fase apparente tramite metodo manuale o semi-automatico.

La fase di inversione prevede una modellizzazione monodimensionale che consente di determinare un profilo di velocità delle onde di taglio Vs in funzione della profondità. L'elaborazione avviene tramite l'applicazione di un procedimento calcolo e un algoritmo di inversione (Xia et al. 1999a), che gestisce i parametri velocità di taglio (Vs) e spessore degli strati. Altri parametri previsti dal modello sono il coefficiente di poisson e la velocità delle onde di volume (Vp) che, assieme a spessore degli sismostrati e relative Vs, possono venire modificati anche manualmente. Tramite interazioni successive si ottiene un modello geofisico in grado di far coincidere con la migliore approssimazione possibile (errore quadratico medio inferiore al 5-10%) la curva di dispersione elaborata nella fase precedente e quella modellizzata.

In conclusione viene restituito un diagramma (1D) delle velocità delle onde di taglio (Vs) in funzione della profondità, con relativa tabella, calcolo delle Vs30 e correlazione al tipo di terreno, come da normativa.

Va ricordato che il diagramma 1D mostra una suddivisione sismostratigrafica ricostruita sul differente comportamento sismico dei materiali investigati. È quindi possibile che variazioni di velocità non corrispondano necessariamente a passaggi litologici netti.

Determinazione delle categoria del suolo di fondazione

L'analisi delle onde di taglio (Vs) tramite metodo MASW, ha consentito di determinare gli spessori dei sismostrati e le relative velocità di taglio, come riportato in tabella e relativo diagramma (All. 7), permettendo di calcolare il valore Vs30 per la sezione indagata.

Profondità da p.c. (m)	Spessore (m)	Velocità onde S (m/sec)
-1,4	1,4	98
-8,7	7,3	128
-11,7	3,0	183
-18,7	7,0	230
-30,0	11,3	215

L'equazione utilizzata per la determinazione della velocità mediata Vs30, secondo normativa vigente, è la seguente:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,n} \frac{h_i}{v_i}}$$

dove hi è lo spessore dello strato esimo, espresso in metri; vi è la velocità delle onde s per lo strato esimo, espressa in metri al secondo. Il valore Vs30 è 176 m/sec.

Secondo normativa **la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la D:**

- Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).

. B3) CLASSIFICAZIONE SISMICA

L'Emilia-Romagna è interessata da una sismicità che può essere definita media relativamente alla sismicità nazionale, con terremoti storici di magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6 della scala Richter e intensità del IX-X grado della scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS), con ipocentri dei terremoti localizzati non solo nella crosta superiore, ma anche nel mantello. Il confronto tra dati geologici, morfologici e sismologici ha permesso l'individuazione delle principali strutture attive in Emilia-Romagna la cui sintesi è riportata in figura 5.

La porzione della bassa pianura modenese in cui ricade l'area in esame risulta caratterizzata da un'attività tettonica attiva, dovuta alla presenza nel sottosuolo di strutture geodinamiche note in bibliografia con il nome di dorsale ferrarese, come già spiegato nel capitolo dell'inquadramento geologico; tali strutture attive, sono caratterizzate da tutta una serie di pieghe e faglie, che hanno determinato il notevole innalzamento dei depositi marini e che interessano tutta la zona della bassa modenese, responsabili dei recenti terremoti del 20 e 29 maggio, che hanno interessato proprio tale zona, tra cui anche quella in oggetto, tanto da rendere inagibili l'esistente magazzino comunale; vi sono poi altre zone attive dal punto di vista tettonico, basti pensare alle località prossime all'area in esame, quali quelle che si collocano a sud a ridosso del margine appenninico, nella zona pedemontana, nella quale si riconoscono faglie attive, con blocchi in movimento relativo tra di loro, la catena appenninica in sollevamento e l'alta pianura in abbassamento, che hanno provocato lesioni allineate secondo l'andamento delle fratture.

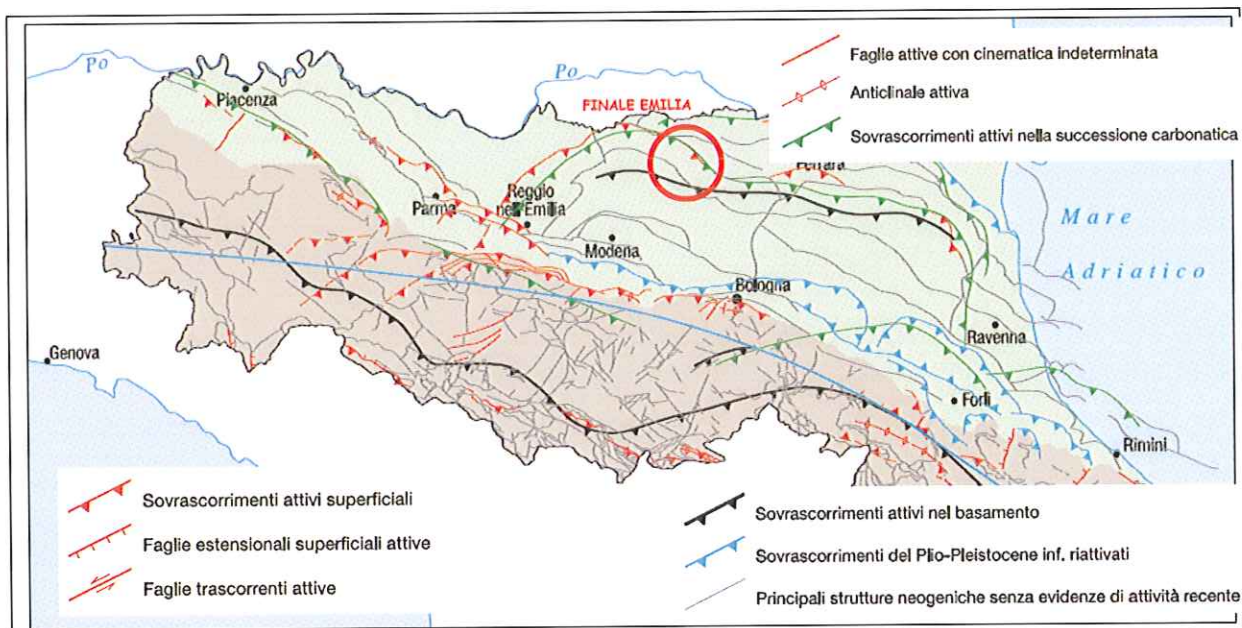


Figura 5 - Principali strutture tettoniche attive in Emilia-Romagna - tratto dalle Note Illustrative alla Carta Sismotettonica a scala 1:250.000 della Regione Emilia-Romagna.

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; dagli stessi emerge anche che le strutture attive e recenti si collegano in profondità con strutture compressive profonde che interessano la successione carbonatica e il basamento (si vedano le linee rosse di figura 6, rappresentanti sovrascorrimenti attivi nel post Pleistocene Medio).

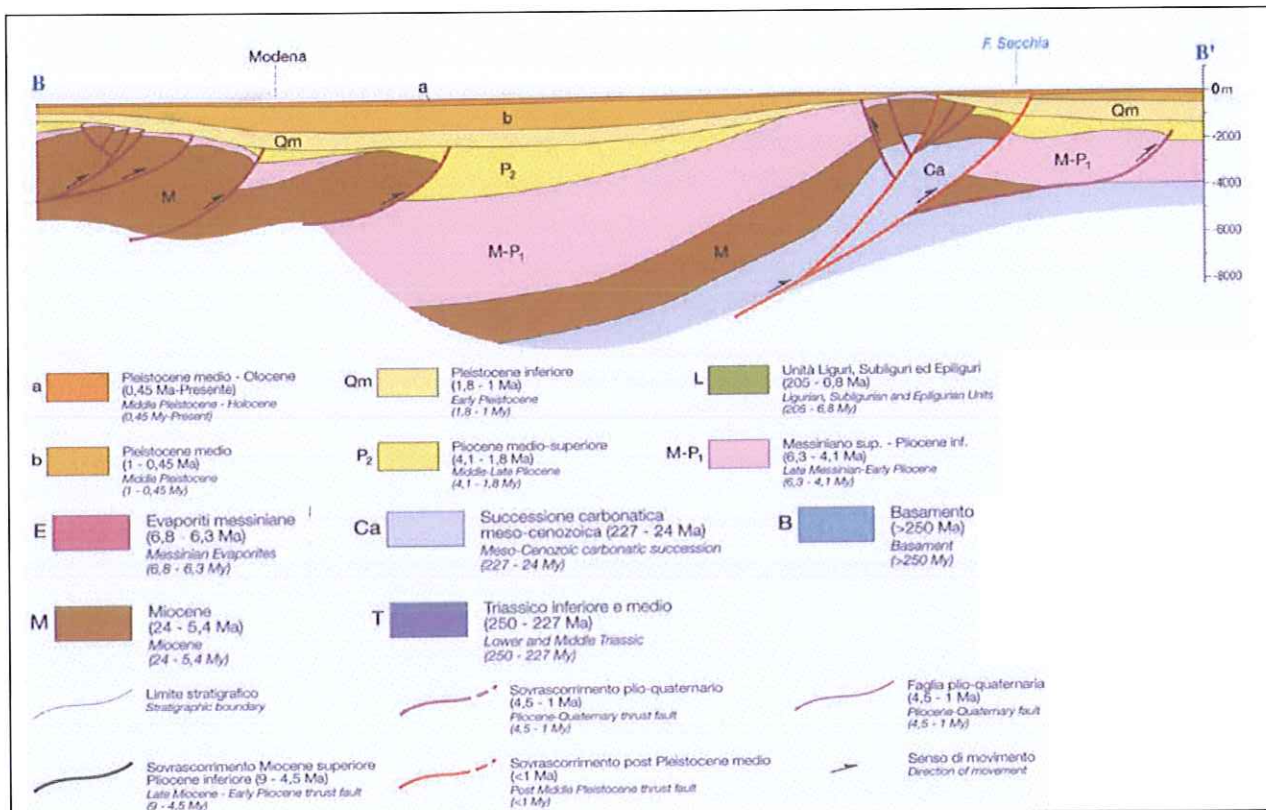


Figura 6 - Interpretazione geologica del profilo sismico del sistema anticlinale-sinclinale esistente tra Modena e Carpi (da: Note Illustrative alla Carta Sismotettonica a scala 1:250.000 della Regione Emilia-Romagna)

È proprio in corrispondenza di tali strutture attive riportate in figura 6 che si sono sviluppati i recenti eventi sismici che hanno interessato il territorio della bassa pianura emiliana nell'ultima decade di maggio 2012: come si vede in figura 7, gli ipocentri dei terremoti del 20 (max. $M_L = 5.9$) e 29 (max. $M_L = 5.8$) maggio 2012 si concentrano proprio in corrispondenza delle suddette strutture attive, a profondità di 6,3 e 10,2 km.

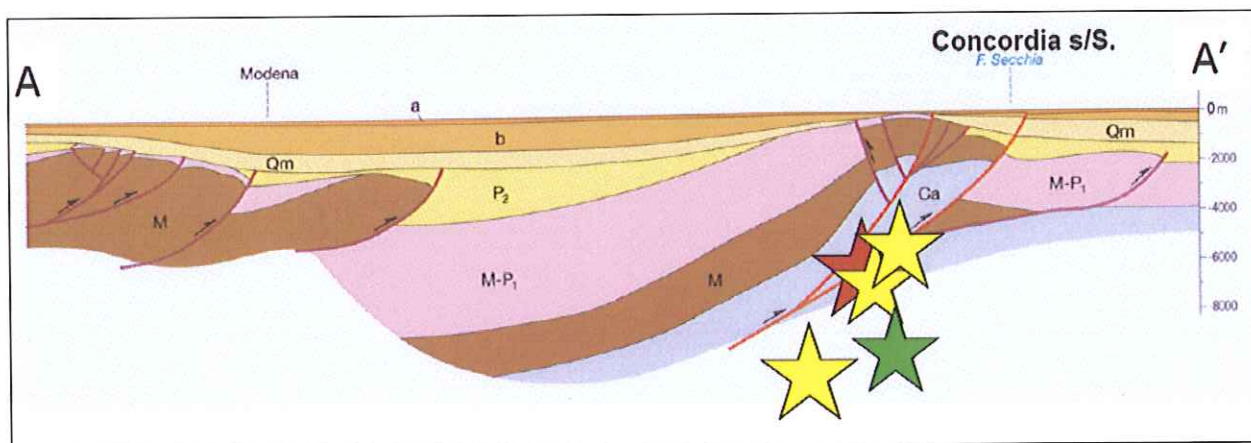


Figura 7 - Sezione geologica di Figura 6, con proiezione degli ipocentri di $M_L > 5$. La dimensione delle stelle è proporzionale alla magnitudo. Stella rossa: terremoti del 20 maggio 2012; stelle gialle: terremoti del 29 maggio 2012; stelle verdi: terremoti del 3 giugno 2012. (Fonte: L. Martelli (2012) - "The 2012 May 20 earthquake in the Emilia Plain. The geologic point of view - presentazione).

Chiaramente, il quadro della sismicità storica, alla luce dei recenti eventi sismici che hanno interessato il territorio della bassa pianura modenese, viene sostanzialmente modificato, come si vede in figura 8: compaiono epicentri di magnitudo compresa tra 4 e 6 che si allineano su di una linea con direzione O-E, interessando due Sorgenti Sismogenetiche Composite (CSS) individuate dal Database of Individual Seismogenetic Sources (DISS) dell'INGV¹: la ITCS051 "Novi-Poggio Renatico" e la ITCS050 "Poggio Rusco-Migliarino".

In particolare, l'epicentro del sisma più intenso del 20 maggio 2012 ricade all'interno della Sorgente Sismogenetica Individuale (ISS) "ITIS 107 – Mirandola", circa 5 km ad ovest del centro di San Felice s/P: 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 2012, confermando le interpretazioni geometriche del database dell'INGV.

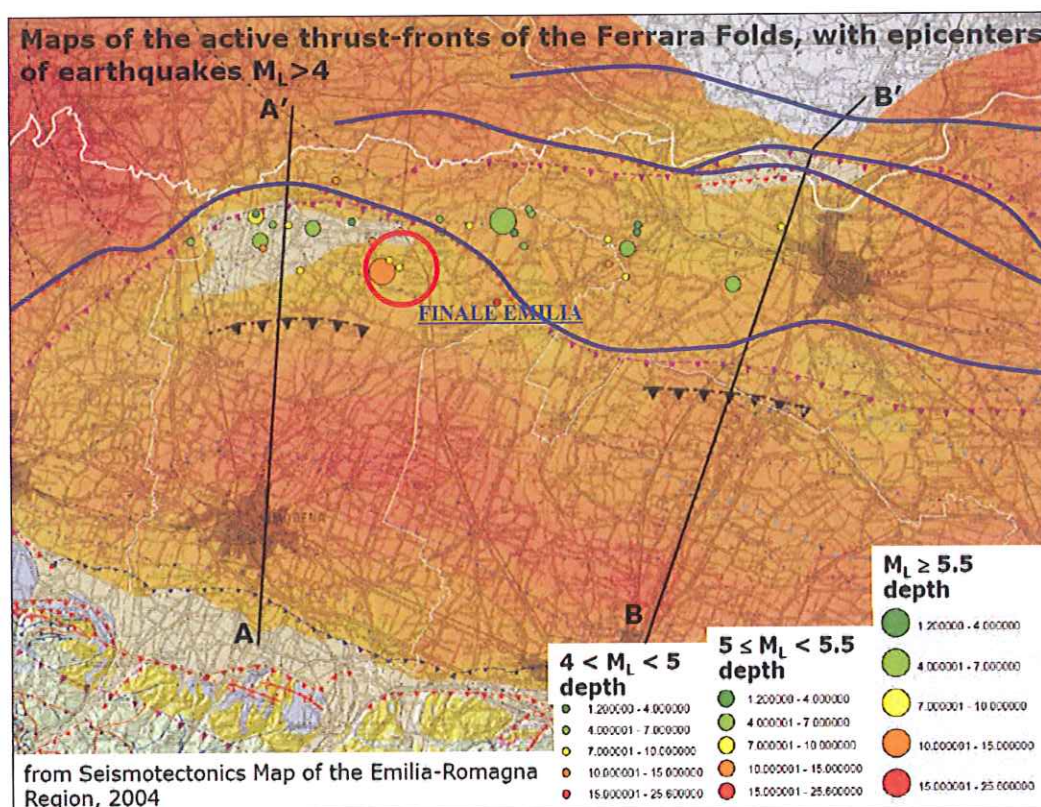


Figura 8 – Ubicazione degli epicentri dei recenti eventi sismici del maggio 2012.

(Fonte: L. Martelli (2012) – “The 2012 May 20 earthquake in the Emilia Plain. The geologic point of view – presentazione). (Il cerchio rosso individua, a grandi linee, l'ubicazione del territorio comunale di Finale Emilia.

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

A tale proposito l'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e s.m.i., “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, ha stabilito la nuova classificazione sismica di tutto il territorio nazionale, e disciplinato la progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad

¹ DISS Working Group (2010). Database of Individual Seismogenetic Sources (DISS), Version 3.1.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. <http://diss.rm.ingv.it/diss/>, © INGV 2010 - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - All rights reserved.

azioni sismiche, nonché la valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento e miglioramento su edifici esistenti soggetti al medesimo tipo di azioni.

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

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

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

I valori di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono:

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

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

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

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

Per ciascuno dei nodi della griglia vengono forniti, per 9 valori del periodo di ritorno (da 30 anni a 2.475 anni), i valori dei parametri di pericolosità sismica di base, utili per la progettazione e cioè i valori di a_g (accelerazione orizzontale massima del terreno espressa in $g/10$), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale adimensionale) e T^*c (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale espresso in secondi) necessari per la definizione dell'azione sismica, una volta definito per

l'intervento in progetto, ai sensi sempre delle NTC2008, il tipo e la classe (ad esempio, per l'edificio in progetto, tipo 2 e classe II).

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

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

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

A -	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s30} > 800$ m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B -	<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_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$ nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa nei terreni a grana fine).
C -	<i>Depositati 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_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa, $70 < c_u < 250$ kPa nei terreni a grana fine).
D -	<i>Depositati 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 $V_{s30} < 180$ m/s (ovvero $N_{SPT} < 15$ nei terreni a grana grossa, $c_u < 70$ kPa nei terreni a grana fine).
E -	<i>Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali</i> , con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s.

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

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

Nelle definizioni precedenti V_{s30} è la velocità media di propagazione entro i primi 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Per i terreni in oggetto, nell'area sulla quale è previsto l'intervento in progetto, tenuto conto dell'indagine effettuata, si definisce una **categoria di suolo di fondazione di tipo D**, con una velocità V_s pari a **176 m/sec**.

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

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

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

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

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

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

Le NTC 2008 di cui al DM 14/01/2008 prevedono anche un coefficiente di amplificazione topografica che tiene conto della particolare ubicazione del sito, in relazione alla sua configurazione morfologica.

Vengono previste 4 categorie topografiche, a secondo della configurazione geometrica del sito, alle quali è associato un coefficiente di amplificazione S_T che varia da 1 a 1.4, come riportato nella tabella seguente.

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

Per quanto concerne la topografia del sito, siamo nella categoria T1, caratterizzata da una superficie pianeggiante con inclinazione media inferiore o uguale a 15° , alla quale è associata un valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1.

Ciò detto, sulla base della collocazione del sito in oggetto, corrispondente al punto sul quale sono in progetto le opere previste, si ottengono i relativi parametri di pericolosità sismica, come riportato di seguito.

Sito in esame

latitudine: 44,840301
longitudine: 11,278176
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1ID: 15175	Lat: 44,8636	Lon: 11,2343	Distanza: 4318,791
Sito 2ID: 15176	Lat: 44,8649	Lon: 11,3048	Distanza: 3445,432
Sito 3ID: 15398	Lat: 44,8149	Lon: 11,3066	Distanza: 3603,918
Sito 4ID: 15397	Lat: 44,8136	Lon: 11,2362	Distanza: 4448,681

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50 anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,039 g
Fo: 2,564
Tc*: 0,252 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,051 g
Fo: 2,475
Tc*: 0,268 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,148 g
Fo: 2,588
Tc*: 0,270 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,200 g
Fo: 2,537
Tc*: 0,277 [s]

Coefficienti Sismici**SLO:**

Ss: 1,800
Cc: 2,490
St: 1,000
Kh: 0,014
Kv: 0,007
Amax: 0,682
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,800
Cc: 2,410
St: 1,000
Kh: 0,018
Kv: 0,009
Amax: 0,893
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,800
Cc: 2,410
St: 1,000
Kh: 0,064
Kv: 0,032
Amax: 2,621
Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,640
Cc: 2,380
St: 1,000
Kh: 0,079
Kv: 0,039
Amax: 3,217
Beta: 0,240

Dove Kh e Kv sono i coefficienti sismici, orizzontale e verticale, per il sito in esame, calcolati, nei diversi stati limite, mediante il coefficiente di riduzione sismica Beta (funzione della categoria di suolo).

Noti i parametri di pericolosità sismica si possono calcolare gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche di progetto per il sito in esame, ai sensi del D.M. 14/01/2008.

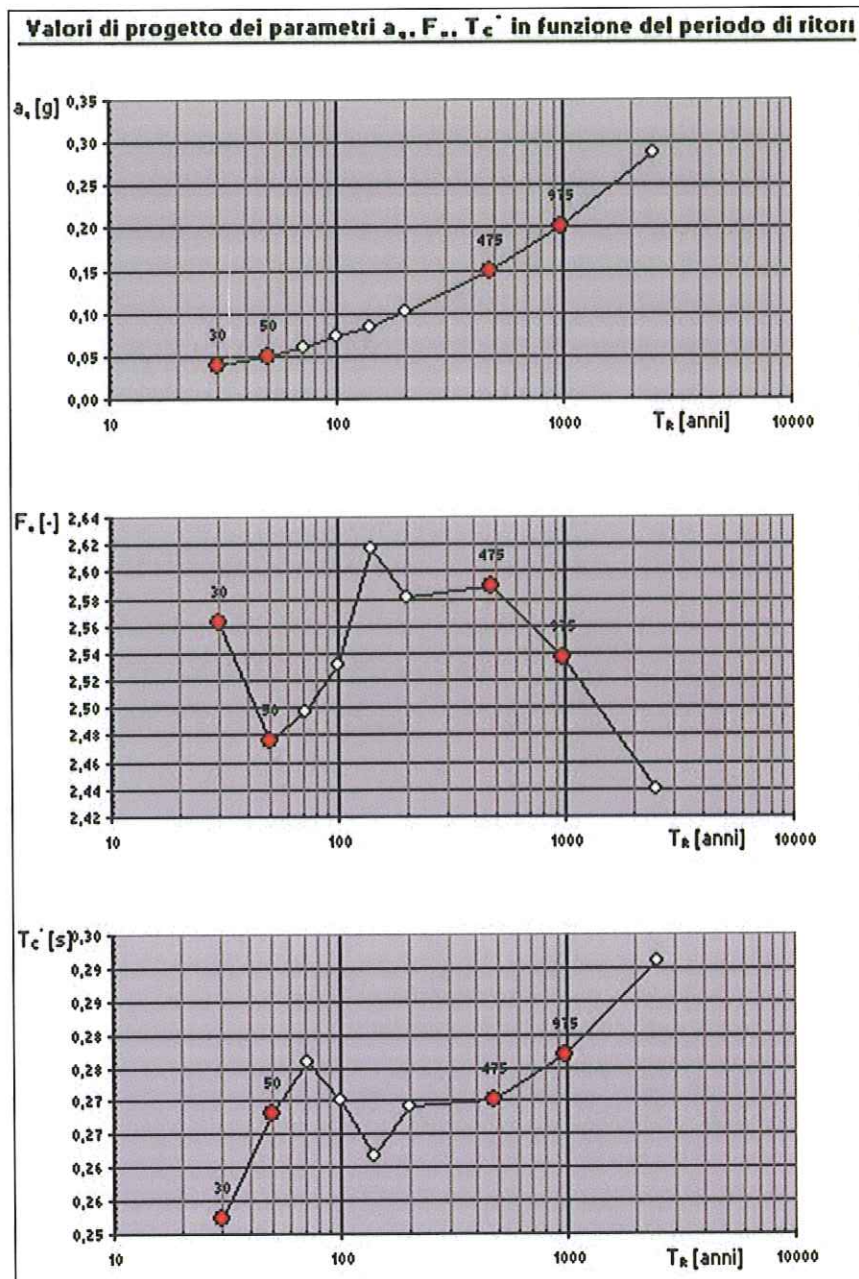


Figura 9 – Valori di progetto dei parametri sismici in funzione del tempo di ritorno.

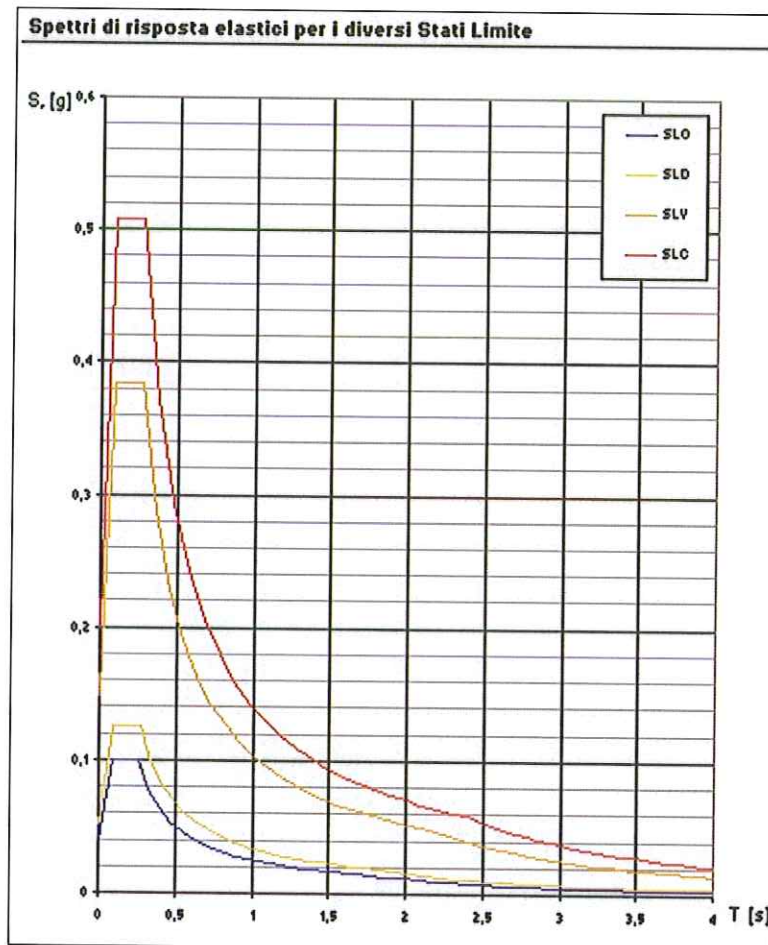


Figura 10 – Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite.

Verifica della suscettibilità alla liquefazione

Nella nuova normativa, inerente gli aspetti sismici, di cui al D.M. 14/01/2008, è richiesto di effettuare la verifica a liquefazione nel caso in cui siano presenti, nei primi 20 m di profondità del sottosuolo indagato, terreni granulari saturi (sabbie e sabbie limose) predisposti al fenomeno della liquefazione in caso di sisma.

Per liquefazione si intende un processo di accumulazione della pressione del fluido interstiziale che causa in un terreno incoerente (sabbie e sabbie limose) saturo (sotto falda) una diminuzione della resistenza al taglio a seguito dello scuotimento sismico, potendo dar luogo a delle deformazioni permanenti significative.

Il meccanismo della liquefazione dipende sia dalle caratteristiche del sisma (magnitudo, durata, distanza epicentrale ecc.) che da quelle locali del terreno (granulometria, saturazione, densità relativa, stato tensionale, ecc).

Nello specifico dell'area in esame, tenuto conto della presenza di strati sabbiosi saturi nei primi 20 m di profondità, come rilevato nelle prove eseguite, è stata valutata la suscettività alla liquefazione da prove CPT, mediante un programma di calcolo automatico che applica la correlazione di Robertson Wride (1997).

L'area in esame appartiene alla Zona Sismogenetica n° 912 denominata "Dorsale Ferrarese" che rappresenta la zona più esterna della fascia in compressione dell'arco appenninico settentrionale, come riportato nella figura 11 seguente.

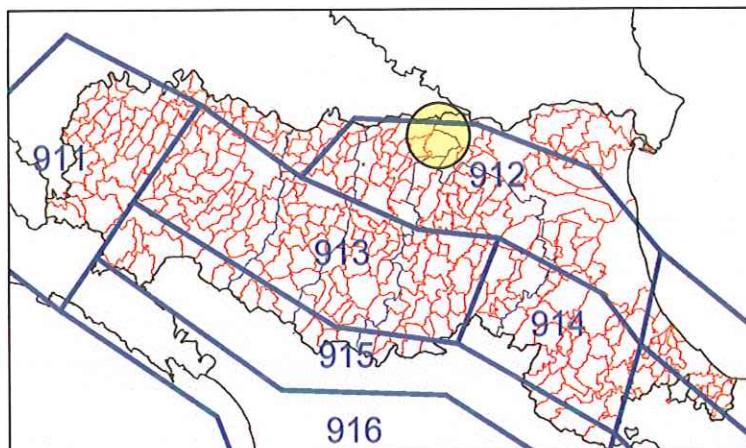


Figura 11 – Zone sismogenetiche Emilia Romagna.

Tale zona, come dalle rilevazioni dell'INGV (marzo 2004), almeno fino ai recenti eventi del maggio 2012, era caratterizzata da una magnitudo massima registrata di 4.6 Md, con una profondità efficace di 7 km, come riportato nella tabella seguente che evidenzia come sia elevato il numero di eventi con basse magnitudo che contribuiscono alla dissipazione delle energie tettoniche che si accumulano nelle strutture compressive della dorsale.

Zona	Numero eventi Md>2	Numero eventi Md>2.5	Numero eventi Md>3.0	Magnitudo massima Md	Classe di profondità (km)	Profondità efficace (km)
912	180	141	54	4.6	5-8	7

- Dettagli eventi nella zona simogenetica 912-

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

In considerazione degli eventi sismici che hanno colpito l'area in esame nel maggio/giugno 2012 e delle prime indicazioni fornite dall'INGV, per le verifiche alla liquefazione si è fatto cautelativamente riferimento ad un valore di magnitudo massima attesa pari a 6.20.

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

Sostanzialmente si evidenzia una componente limo-argillosa predominante sino a profondità variabili da circa 10 m (Prova P2) a circa 14 m (Prova P1), seguita da livelli prevalentemente sabbiosi rilevati fino alla profondità di 20 m dal p.d.c..

La verifica della suscettibilità alla liquefazione è stata eseguita pertanto considerando i risultati, sino alla profondità di 20 m dal p.d.c. delle indagini penetrometriche eseguite (P1, P2 e P3).

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

La falda è stata considerata alla profondità di 2.2 m dal p.d.c. come direttamente verificato nei fori dei sondaggi penetrometrici effettuati.

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 nei capitoli precedenti, 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 0.262 g. 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 di Seed e Idriss, 1971 riportata di seguito:

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

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 riportata di seguito (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) può essere ricavato per via iterativa dalla seguente espressione (Boulanger e Idriss, 2004):

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

Tale coefficiente non deve superare il valore di 1.7.

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):

$$CRR = 0.883 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{se } (q_{c1N})_{cs} < 50$$

$$CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{se } (q_{c1N})_{cs} > 50$$

Nelle equazioni sopra riportate appare il valore $(q_{c1N})_{cs}$.

Infatti, 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 1° 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_{cIN}
- 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_{cIN}
- 5) se dal ricalcolo del punto 4 $I_C > 2,6$ si utilizzerà come q_{cIN} il valore di $2q_c$.

Nel caso in esame sono stati considerati, come sabbie pulite, i depositi sabbiosi rilevati a partire dalla profondità di circa 16.5 m.

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 mentre se $F_L < 1$ 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: basso se $0 < I_L \leq 5$; elevato se $5 < I_L \leq 15$; estremamente elevato se $I_L > 15$.

Come riportato nella tabella seguente si sono ottenuti valori bassi dell'indice di potenziale di liquefazione I_L con il rischio di liquefazione che può essere considerato basso e quindi accettabile.

Prova	Indice di potenziale liquefazione I_L	Rischio di liquefazione
P1	2.98	basso
P2	2.66	basso

. B4) CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica dei terreni del primo sottosuolo è stata eseguita mediante l'elaborazione delle due prove penetrometriche statiche eseguite sull'area, sulla quale è prevista la costruzione del nuovo magazzino comunale, spinte sino alla profondità massima di 20 metri dal piano campagna e ubicate come da allegato 5.

Le prove sono poi state confrontate con altre prove effettuate nelle vicinanze dell'area in esame in occasione di altri e precedenti interventi edilizi.

La parametrizzazione delle unità litotecniche del sottosuolo è stata realizzata attraverso le correlazioni proposte in letteratura, con riferimento alle unità litostratigrafiche prima descritte.

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

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

Da un punto di vista geotecnico, le prove effettuate hanno evidenziato la presenza di terreni con buone caratteristiche di resistenza.

Si conferma la grossa differenziazione tra i primi strati di terreni fini rispetto ai valori espressi dallo strato più grossolano sottostante, che si rinviene a partire da circa 10 m e fino a circa 17 m di profondità; in sintesi si rileva un primo strato prevalentemente fine, costituito da argille limose, fino a circa 7 m di profondità, normalconsolidato, con valori di R_p medi, resistenza alla punta in termini statici, compresi tra 15-16 Kg/cmq. Procedendo in profondità e fino a circa 10/11 m, si ritrovano terreni leggermente più fini, costituiti da argille e argille limose, in corrispondenza dei quali si rileva un ribasso dei valori di resistenza, con medie di 10-14 Kg/cmq, del tutto tipici di queste zone.

Quindi da qui fino a circa 17 m si ritrovano terreni più grossolani, costituiti da sabbie e sabbie limose, caratterizzate da un generale aumento dei valori di R_p con valori di resistenza che si innalzano a medie comprese tra 54 e 73 Kg/cmq. Procedendo in profondità, fino ai 20 m indagati con le prove, tornano a comparire terreni fini argillosi con valori medi di R_p che si attestano sui 25-26 Kg/cmq.

Sulla base dei dati ottenuti dalle indagini geognostiche, si ritiene idonea per le strutture in progetto l'adozione di fondazioni superficiali, il cui piano di posa dovrà essere collocato ad una profondità non inferiore a 0,8 m dal p.d.c. attuale in modo tale da consentire di fatto il superamento del terreno superficiale più alterato e in parte di riporto, compreso direttamente nella zona soggetta alle variazioni di umidità e temperatura.

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

Utilizzare una portanza maggiore, che risulterebbe, a prima vista, essere giustificata dalla bontà dello strato più superficiale, potrebbe portare all'insorgere di cedimenti notevoli negli strati più compressibili sottostanti, con problemi alle strutture.

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

Parametri geotecnici

Prova P1

Strato	Prof.	Rpm	Cu	C'	ϕ	Mo	γ	Dr	v	w	Tipo
1	0 – 7,20	16	0,7	0,3	/	60	1,9	/	0,45	2	Argille limose
2	7,20 – 11,40	10	0,52	0,21	/	47	1,9	/	0,45	1,5	Argille limose
3	11,40 – 17,60	54	/	/	26	154	1,8	50	0,38	4	Sabbie limose
4	17,60 – 20	25	0,92	0,39	/	84	1,9	/	0,42	2,5	Argille

Prova P2

Strato	Prof.	Rpm	Cu	C'	ϕ	Mo	γ	Dr	v	w	Tipo
1	0 – 6,80	15	0,68	0,28	/	59	1,9	/	0,45	2	Argille limose
2	6,80 – 10,20	14	0,66	0,25	/	57	1,9	/	0,45	2	Argille limose
3	10,20 – 16,60	73	/	/	29	201	1,8	50	0,38	5	Sabbie limose
4	16,60 – 20	26	0,93	0,39	/	85	1,9	/	0,42	2,5	Argille

Dove:

Strato: Numero progressivo strato
 Prof: Profondità base strato (m)
 Rpm: Resistenza alla punta media (Kg/cm²)
 Cu: Coesione non drenata (Kg/cm²)
 C': Coesione efficace (Kg/cm²)
 w: Coefficiente di Winkler (Kg/cm³)

Mo: Modulo Edometrico (Kg/cm²)
 γ : Peso unità di volume (t/m³)
 Dr: Densità relativa (%)
 ϕ : Angolo di resistenza al taglio (°)
 v: Coefficiente di Poisson
 Tipo: Litologia strato

.C) CONCLUSIONI

La presente relazione tratta dei caratteri geologici, geomorfologici, sismici e geotecnici di un'area posta in via F.lli Rosselli, nella zona ovest del centro abitato di Finale Emilia, sulla quale è in progetto la costruzione del nuovo magazzino comunale, tenuto conto che con gli ultimi eventi sismici del 20 e 29 maggio, che hanno colpito tale zona, quello esistente è inagibile. Sulla base delle indagini eseguite, considerazioni ed ipotesi svolte si dichiara *la fattibilità dell'intervento in progetto ritenendo del tutto idonea l'area in esame.*

Si è infatti verificata la mancanza di controindicazioni da un punto di vista geologico, geotecnico, idrologico, idrogeologico e sismico.

Dallo studio eseguito è emerso che l'area si colloca in una zona pianeggiante che permette uno sviluppo edilizio senza particolari problemi, con presenza di terreni alluvionali caratterizzati da buone caratteristiche geomeccaniche.

La caratterizzazione geologica e geotecnica del terreno di sottofondazione è stata ottenuta attraverso l'esecuzione di due prove penetrometriche statiche spinte sino alla profondità massima di 20 m dal piano campagna attuale.

Tali dati hanno consentito di definire il modello geologico e geotecnico del terreno del primo sottosuolo, sulla base del quale eseguire le successive verifiche.

Si ritiene idoneo l'utilizzo di fondazioni superficiali, che dovranno attestarsi ad almeno 0,8 m di profondità dall'attuale piano campagna. A titolo indicativo, sulla base delle prove eseguite, si è stimata per i terreni in esame una portanza massima, in termini di tensioni ammissibili, pari a 1,1 Kg/cmq; una volta noti i carichi agenti ai sensi delle norme vigenti si dovranno comunque eseguire le verifiche agli stati limite (NTC2008).

L'area presenta un livello di falda freatica alla profondità di circa 3,60 m dal piano campagna, che può interagire con le strutture in progetto.

Dal punto di vista sismico si dovrà fare riferimento come zonizzazione per il comune di Finale Emilia, alla zona 3: Si è classificata l'area in esame definendo i parametri di pericolosità sismica di base; quindi mediante apposita indagine geofisica Masw si è determinata la categoria di suolo di fondazione dei terreni presenti, risultata essere la categoria D, mediante la quale si sono inoltre determinati per l'area specifica i parametri di pericolosità sismica locale ai sensi delle norme vigenti, attraverso i relativi fattori di amplificazione stratigrafica e topografica.

In ogni modo, in fase esecutiva, occorrerà durante le operazioni di cantiere, l'assistenza dello scrivente per la verifica in corso d'opera delle condizioni geotecniche assunte in questa sede (punto b3 delle N.T. del D.M. 11/03/1988).

Modena, 06/12/2012

Il Tecnico

Dott. Geol. Alessandro Maccaferri



ALLEGATI

Allegato 1 – Inquadramento geografico

Allegato 2 – Ubicazione area d'interesse

Allegato 3 – Carta geologica RER

Allegato 4 – Carta della zonizzazione sismica

Allegato 5 – Ubicazione prove penetrometriche

Allegato 6 – Prove penetrometriche statiche

Allegato 7 – Elaborazione linea sismica masw

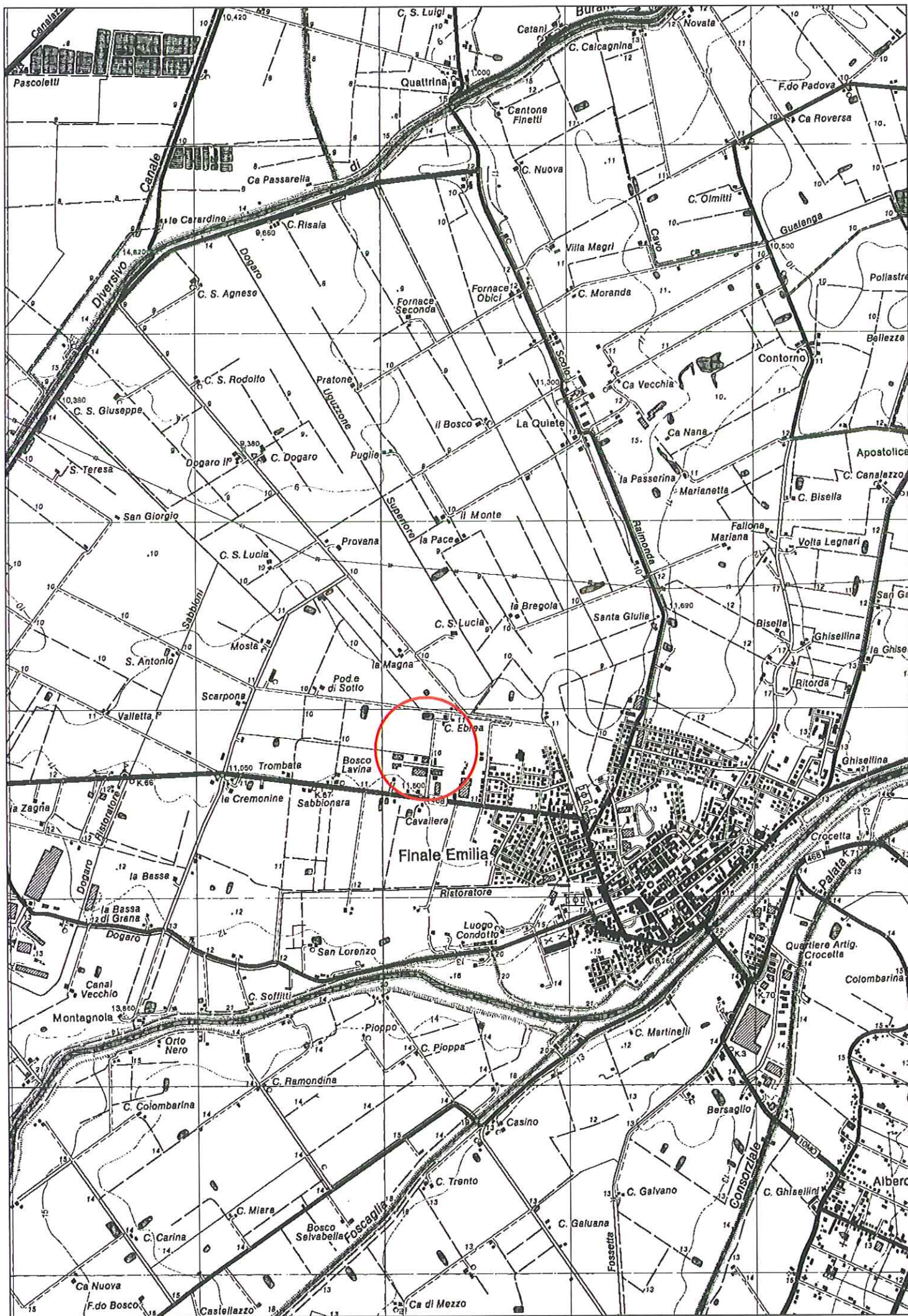
Inquadramento Geografico

**C.T.R. scala 1 : 25.000
Estratto Tavola 184SE "Finale Emilia"**



Ubicazione area in oggetto

ALLEGATO N. 1



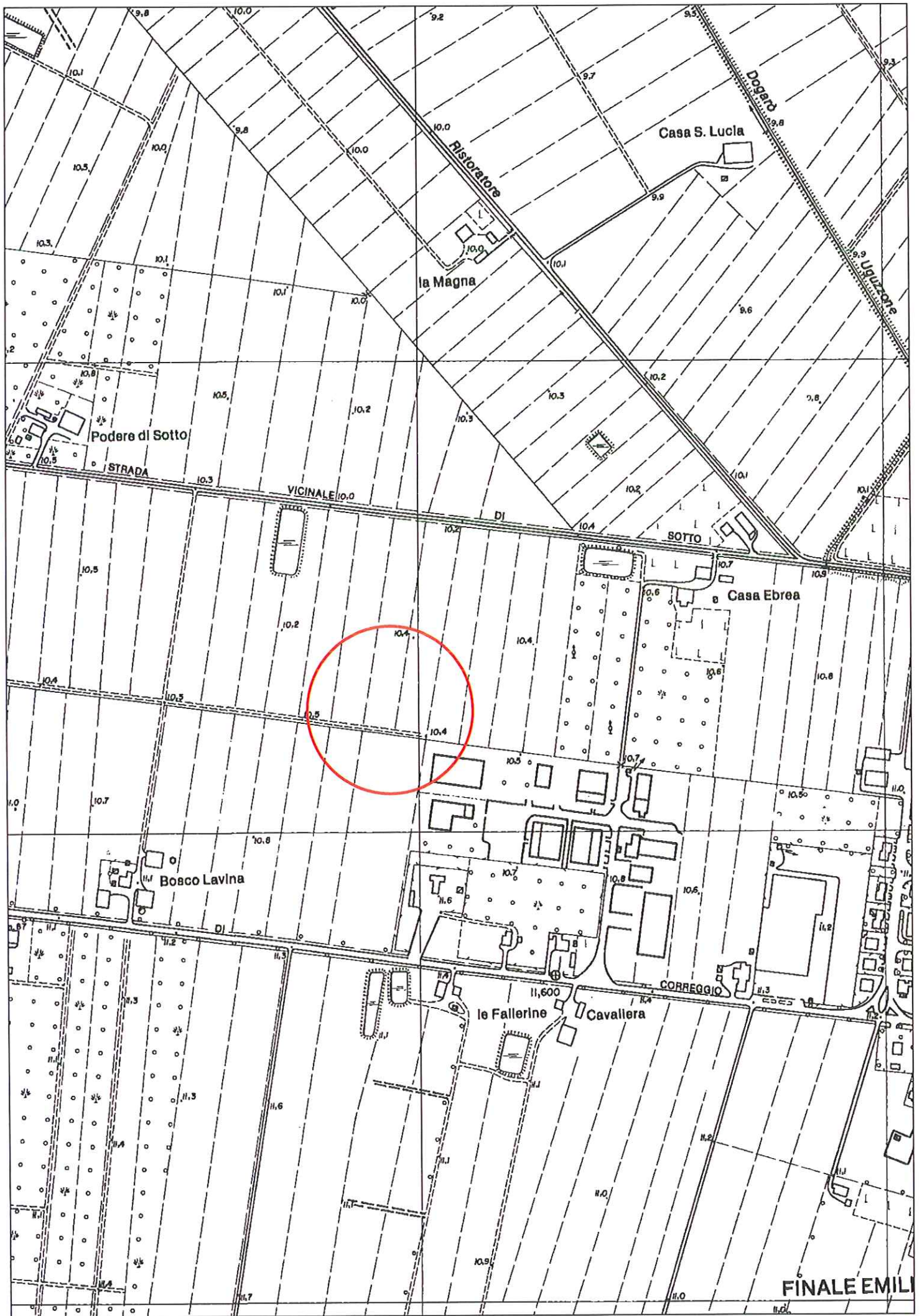
Ubicazione area in studio

**C.T.R. scala 1 : 5.000
Estratto Elemento 184164 "Finale Emilia ovest"**



Ubicazione area in oggetto

ALLEGATO N. 2

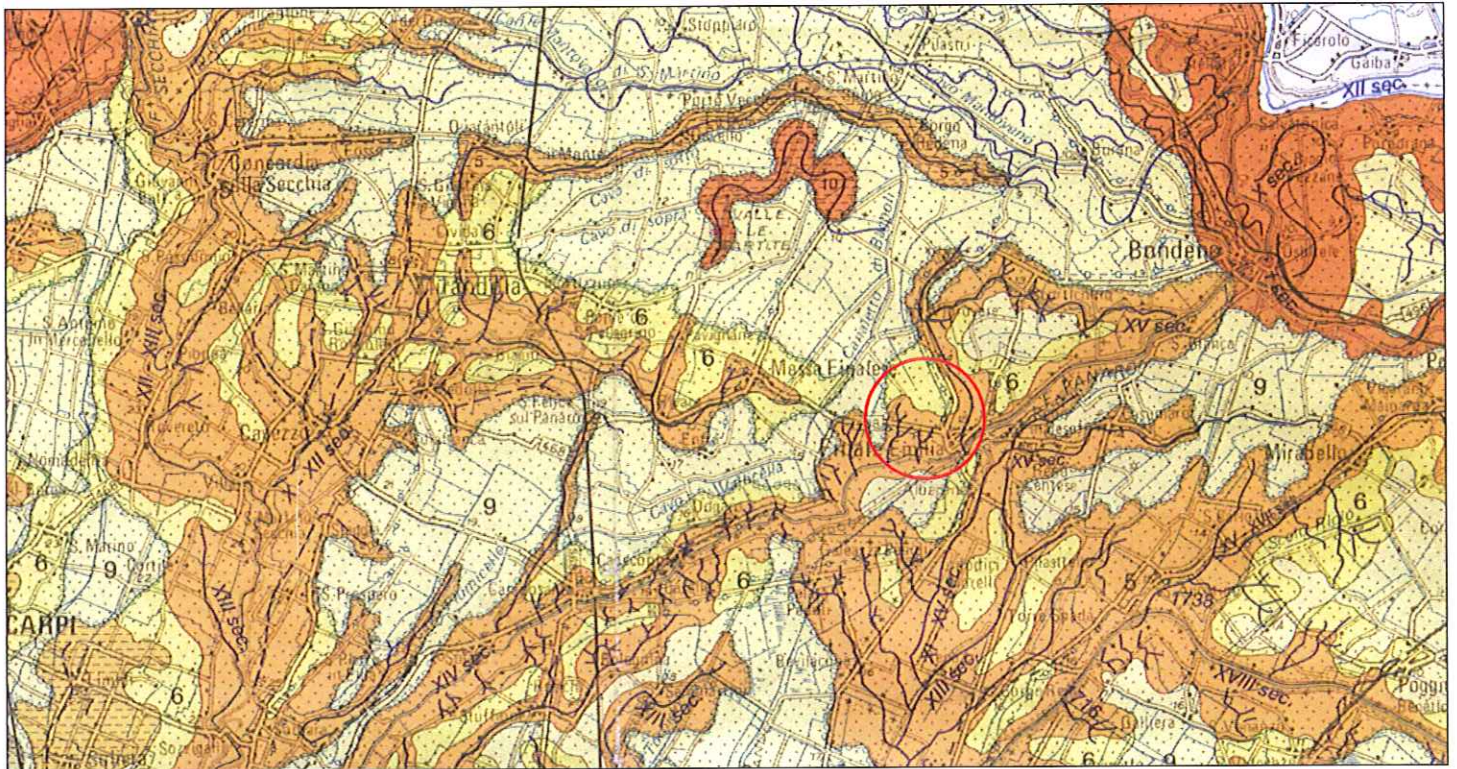


Carta geologica di pianura dell'Emilia Romagna
Scala 1 : 250.000



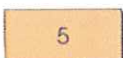
Ubicazione area in oggetto

ALLEGATO N. 3



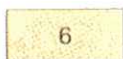
Legenda:

PIANA ALLUVIONALE ALLUVIAL PLAIN



5

Sabbie medie e fini in strati di spessore decimetrico passanti lateralmente ed intercalate a sabbie fini e finissime limose, subordinatamente limi argillosi; localmente sabbie medie e grossolane in corpi lenticolari e nastriformi. Depositi di canale e argine prossimale.
 Al tetto suoli a diverso grado di evoluzione.
Medium and fine sand in beds tens of centimetres thick, changing laterally and/or intercalated to fine and very fine silty sand, smaller amount of clayey silt; locally medium and coarse sand in lenticular, ribbon shaped bodies. Channel and proximal levee.
 At the top, soils with various degree of evolution.



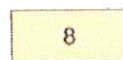
6

Limi sabbiosi, sabbie fini e finissime, argille limose e subordinatamente sabbie limoso-argillose intercalate in strati di spessore decimetrico. Depositi di argine distale.
 Al tetto suoli a diverso grado di evoluzione.
Sandy silt, fine and very fine sand, silty clay and smaller amounts of silty-clayey sand intercalated in beds tens of centimetres thick. Distal levee deposits.
 At the top, soils with various degree of evolution.



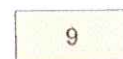
7

Sabbie medie e fini, limi e argille limose intercalati in strati di spessore decimetrico; localmente sabbie medie e grossolane in corpi lenticolari e nastriformi. Depositi di canale e argine indifferenziati.
 Al tetto suoli a diverso grado di evoluzione.
Medium and fine sand, silt and silty clay intercalated in beds tens of centimetres thick; locally medium and coarse sand in lenticular and ribbon shaped bodies. Channel and undifferentiated levee deposits.
 At the top soils with various degree of evolution.



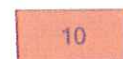
8

Limi argillosi e limi sabbiosi, subordinatamente sabbie fini e finissime, in strati di spessore decimetrico; localmente sabbie in corpi lenticolari e nastriformi. Depositi di canale e argine indifferenziati.
 Al tetto suoli a diverso grado di evoluzione.
Clayey silt and sandy silt, smaller amounts of fine and very fine sand, in beds tens of centimetres thick, locally sand in lenticular and ribbon-shaped bodies. Channel and undifferentiated levee deposits.
 At the top soils of various degree of evolution.



9

Argille limose, argille e limi argillosi laminati. localmente concentrazioni di materiali organici parzialmente decomposti. Area interfiuminale e depositi di palude.
Silty clay, clay and laminated clayey silt, locally concentrations of partially decomposed organic matter. Back-swamp deposits.



10

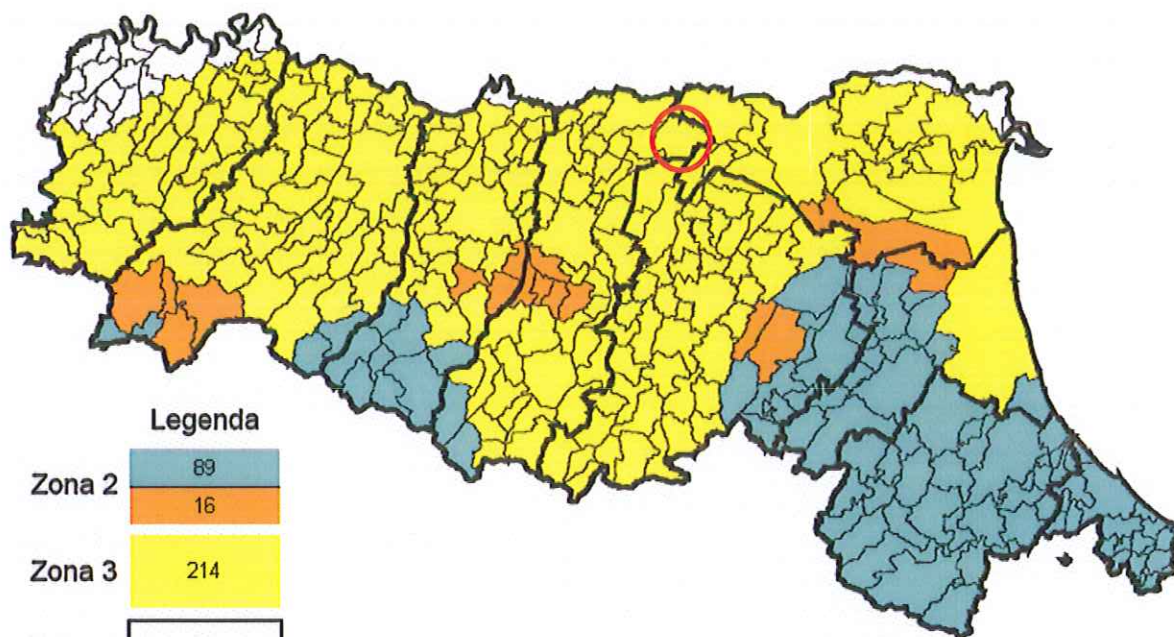
Sabbie medie e grossolane subordinatamente ghiaie e ghiaie sabbiose, limi e limi sabbiosi in strati di spessore decimetrico. Depositi di piana a meandri.
 Al tetto suoli a diverso grado di evoluzione.
Medium and coarse sand, to a lesser extent gravel and sandy gravel, smaller amounts of silt and sandy silt in bed tens of centimetres thick. Meander belt deposits.
 At the top, soils of various degree of evolution.

Carta della zonizzazione sismica



Comune di Finale Emilia

ALLEGATO N. 4



Legenda

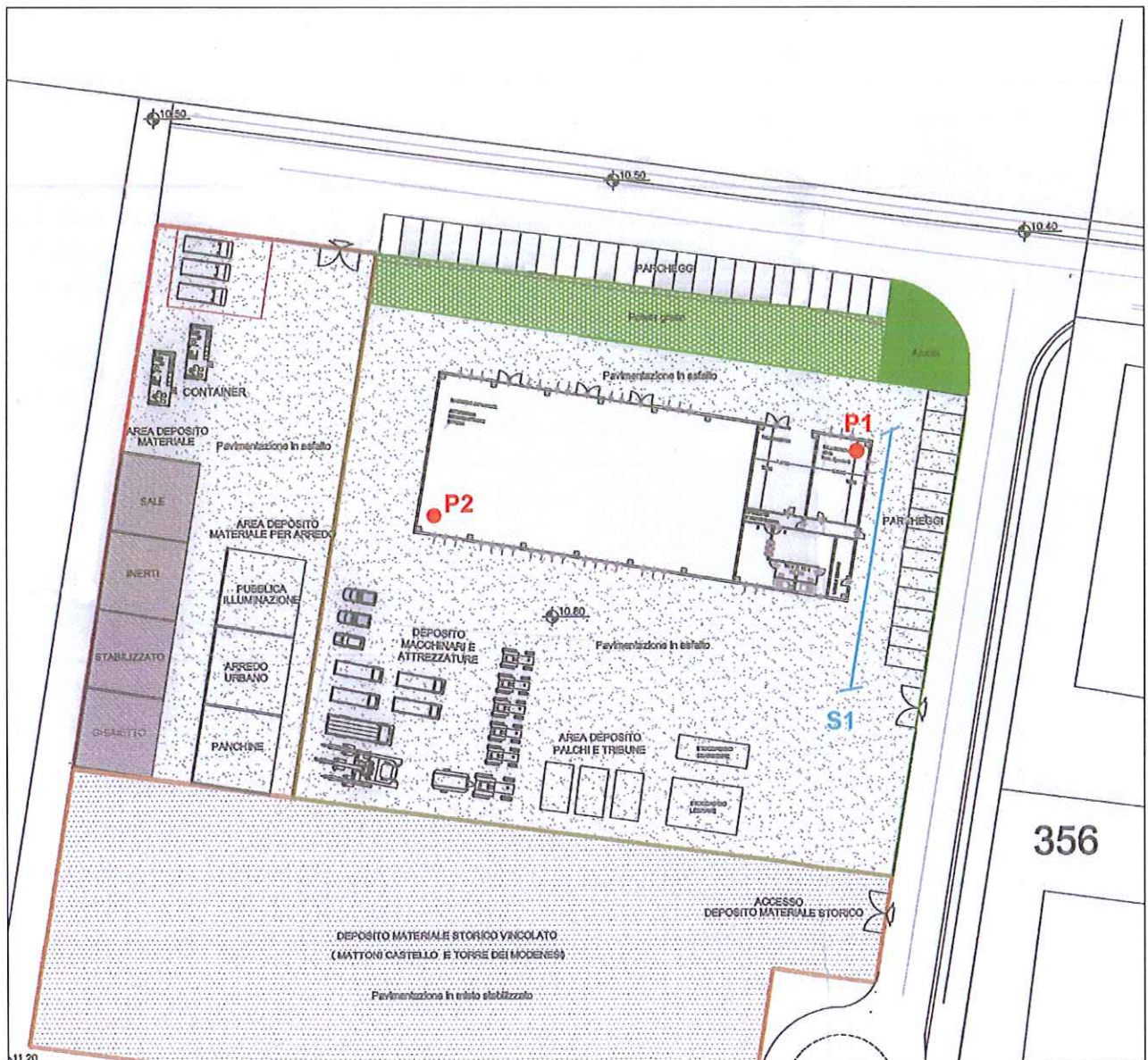
Zona 2	89
	16
Zona 3	214
Zona 4	22

n° comuni coinvolti

Planimetria con ubicazione prove penetrometriche

● **P1** Prova penetrometrica
|—| **S1** Stendimento sismico

ALLEGATO N. 5



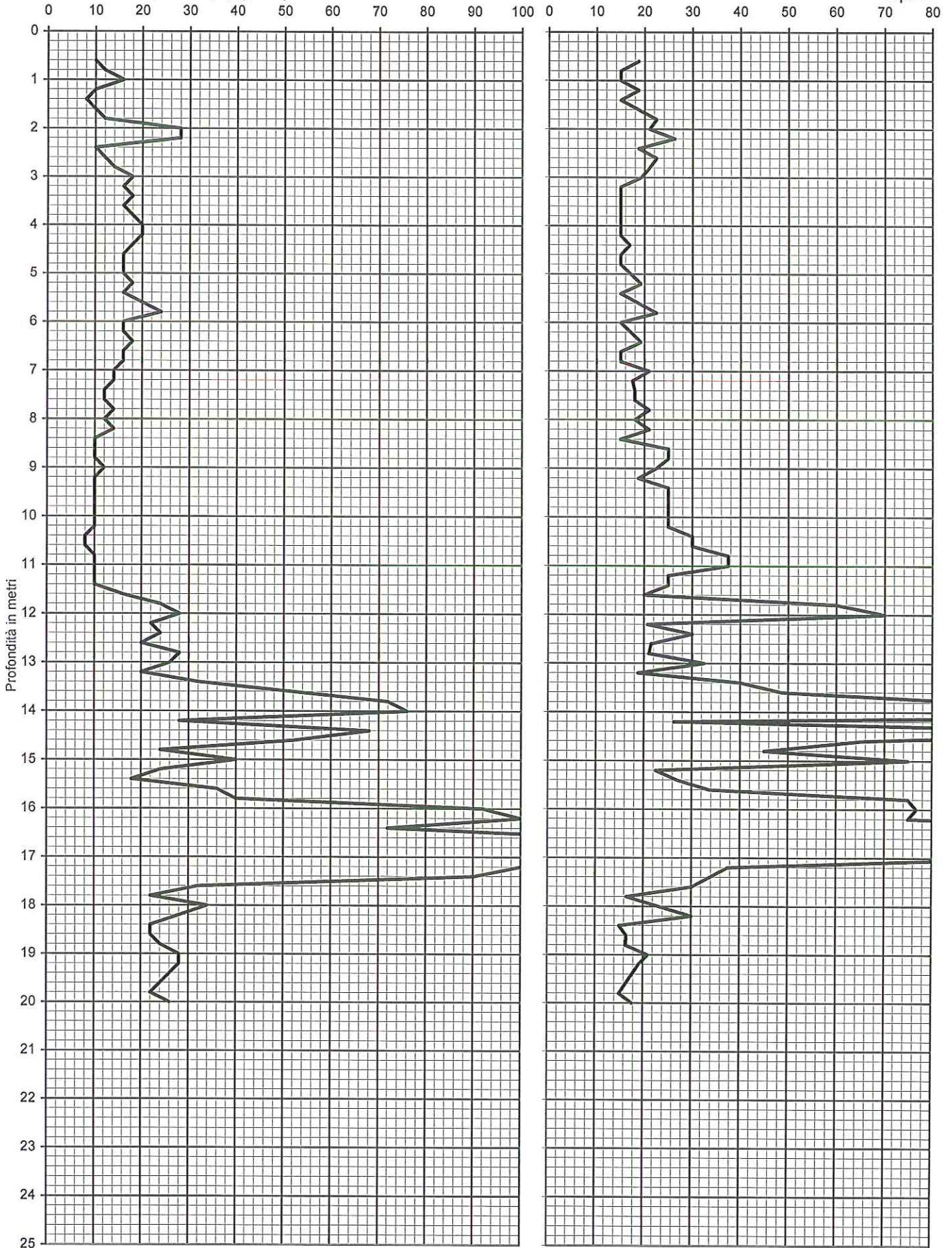
356

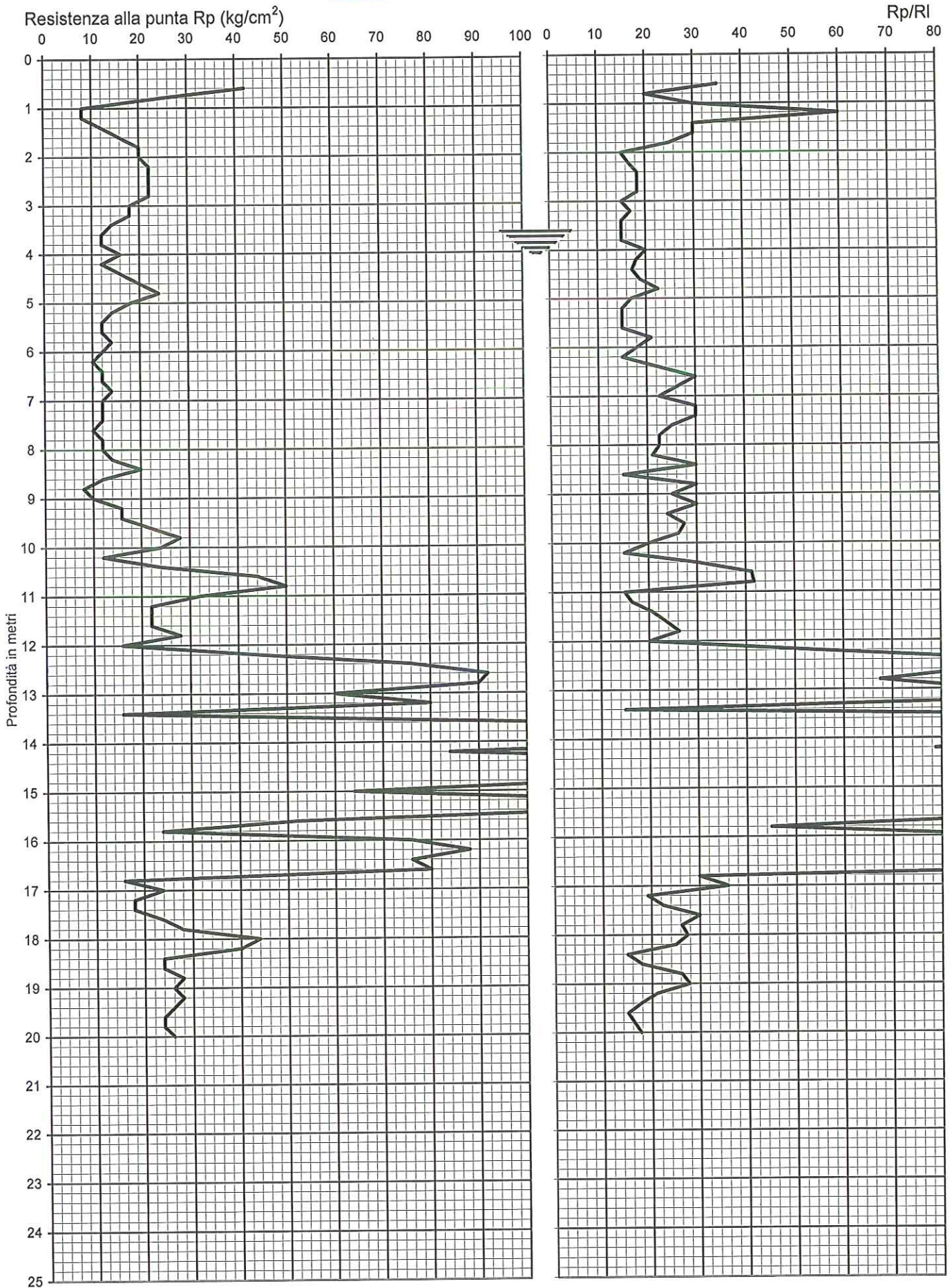
Prove penetrometriche

ALLEGATO N. 6

Resistenza alla punta Rp (kg/cm²)

Rp/Rl







Via AUSTRIA, 24 - 41100 MODENA

Telefono 059/313999
Telefax 059/454827



PROVA PENETROMETRICA STATICA
Penetrometro Gouda

Certificato n. : 798/12 Data emissione: 03/12/12

Committente : AMM.NE COMUNALE FINALE EMILIA
Località : DEPOSITO COMUNALE V. F.LLI ROSSELLI, FINALE E.
Prova numero : 1
Data : 03/12/2012
Operatore : DR. REBECCHI
Quota : P.C.



Via AUSTRIA, 24 - 41100 MODENA

Telefono 059/313999
Telefax 059/454827



PROVA PENETROMETRICA STATICA
Penetrometro Gouda

Certificato n. : **799/12** Data emissione: 03/12/12

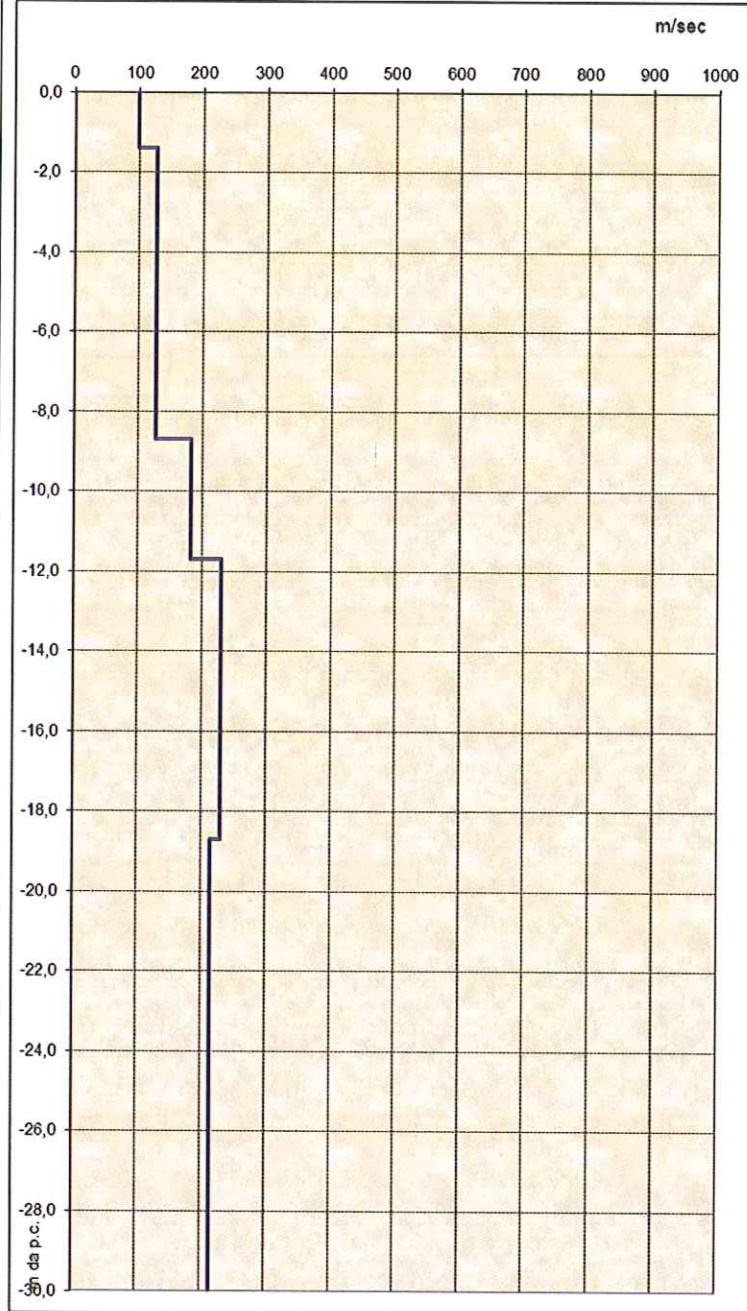
Committente : AMM.NE COMUNALE FINALE EMILIA
Località : DEPOSITO COMUNALE V. F.LLI ROSSELLI, FINALE E.
Prova numero : 2
Data : 03/12/2012
Operatore : DR. REBECCHI
Quota : P.C.

Elaborazione linea sismica MASW

ALLEGATO N. 7

INDAGINE SISMICA MASW

Profondità da p.c. (m)	Spessore (m)	Velocità onde S (m/sec)
-1,4	1,4	98
-8,7	7,3	128
-11,7	3,0	183
-18,7	7,0	230
-30,0	11,3	215



- Diagramma velocità Vs/profondità -

$V_{s30} = 176$ m/sec. Secondo normativa **la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la D:**
 D - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).