

COMUNE DI

CARPI (MO)

PROGETTO

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA PER LA COSTRUZIONE E L'ESERCIZIO DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO, DENOMINATO "CASCINETTO", AVENTE POTENZA NOMINALE DI 18,97 MW_p, POTENZA IN IMMISSIONE RICHIESTA 17,40 MW, E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA RETE ELETTRICA NAZIONALE



ELABORATO

RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

LIV. PROG.	TIPO DOC.	COD. CART.	CODICE PROGETTO	CODICE ELABORATO	DATA	SCALA
PFTE	REL	AU_09:ASS_VIA_09	ITOMY171	ITOMY171.PFTE_09_GEOL_RGS	12/23	---

REVISIONI

REV	DATA	AUTORE	DESCRIZIONE	VERIFICATO	APPROVATO
01	12/23	GN	Relazione Geologica e Sismica	GN	ILIOS

PROGETTAZIONE

ILIOS

ILIOS S.r.l.

Via Montenapoleone 8, 20121, Milano (MI)
T: +39 080 8937976 - E: info@iliositalia.com
C.F. e P.IVA 12427580969

GRUPPO DI LAVORO

ECOGIS

studio geologico associati

Gianluca Nascimbene
Giuseppe Zuffada



SPAZIO RISERVATO AGLI ENTI

(TIMBRO E FIRMA PER BENESTARE)

RICHIEDENTE



sonnedix

Sonnedit Leonardo S.r.l.

Corso Buenos Aires n.54, 20124, Milano (MI), Italy
C.F.:12857360965

E: sxleonardo.pec@maildoc.it

ECOGIS

studio geologico associato

Gianluca Nascimbene
Giuseppe Zuffada

Sede legale e Uffici :
Via A. Moro, 5
27028 S. Martino Siccomario (PV)
Tel. 0382/1750334 - Fax 0382/1752557
Email : ecogis@ecogis.it
P.Iva/C.F. 02300900186



REGIONE: Emilia Romagna

PROVINCIA: Bologna

COMUNE: Carpi

LOCALITA': Cascinetto

**PROGETTO RELATIVO ALLA COSTRUZIONE
ED ESERCIZIO DI UN IMPIANTO SITO
NEL TERRITORIO DI CARPI (MO), IN
LOCALITÀ FOSSOLI, DENOMINATO
"CASCINETTO" AVENTE POTENZA
MODULI PARI A 18,97 MWp**



A CURA DI:

Dott. Geol.
GIANLUCA NASCIMBENE

*Iscritto all'Ordine dei
Geologi della Lombardia
N° 1076*



**RELAZIONE
GEOLOGICA-SISMICA**

DATA:
Novembre 2023

COMMITTENTE:

ILIOS SRL

1. PREMESSA	2
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	4
2.1 Aspetti geografici e geolitologici	4
2.2 Caratteri litologici e litostratigrafici locali.....	6
2.3 Aspetti idrografici e idrogeologici	10
3. DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA LOCALE	18
3.1 Misura della Vs30 tramite la tecnica "MASW"	21
3.1.1 Analisi dei risultati – MASW 1.....	24
3.1.2. Altri parametri	31
3.2.1 Analisi dei risultati – MASW 2.....	32
3.1.2. Altri parametri	39
3.1.3 Parametri sismici – suolo C.....	39
4. ANALISI DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DI I LIVELLO	43
5. SECONDO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO	45
5.1 Amplificazione stratigrafica.....	45
5.2 Amplificazione topografica	52
6. FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE	53
7. INDAGINI GEOGNOSTICHE	59
8. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA	63
9. SCAVI	67
10. TERRE E ROCCE DA SCAVO	68
11. CONCLUSIONI	71

Allegati : Report prove penetrometriche

1. PREMESSA

La presente relazione è stata redatta ai sensi delle NTC 2018, a supporto del Progetto relativo alla costruzione ed esercizio di un impianto sito nel territorio di Carpi (MO), in località Fossoli, denominato "CASCINETTO" avente potenza moduli pari a 18,97 MWp, , ed illustra i risultati delle indagini geologico – tecniche e sismiche che hanno permesso di valutare il comportamento geomeccanico dei terreni di fondazione dei manufatti in progetto.

Le indagini sono state finalizzate a :

- illustrare i principali lineamenti geomorfologici della zona, gli eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto e/o potenziali;
- definire le locali condizioni litologiche, la presenza di acque sotterranee e valutare le proprietà fisico - meccaniche dei terreni indagati,;
- suggerire eventuali opere di salvaguardia al fine di assicurare la stabilità del complesso costruzione – terreno, tali da evitare gli impatti esercitati dalla edificazione in progetto.

Lo studio ha comportato un rilievo geomorfologico di dettaglio della zona interessata dal progetto e di un suo significativo intorno, per la caratterizzazione geologica dell'area e la realizzazione di sei prove penetrometriche statiche con punta meccanica (CPT), direttamente nell'area di interesse per una classificazione geotecnica dei litotipi interessanti i terreni di fondazione e la realizzazione di due indagini sismiche lineare tramite MASW, al fine di definire la categoria di sottosuolo da un punto di vista sismico .

Tale indagine è stata suffragata inoltre, da una ricerca bibliografica per la consultazione di studi pregressi e da un confronto con indagini geognostiche condotte in aree limitrofe.

Per l'inquadramento territoriale ed urbanistico dell'area oggetto di variante si è fatto esplicito riferimento ai seguenti strumenti di pianificazione vigenti:

- Piano strutturale comunale Comune di Carpi;
- Studio di Microzonazione Sismica di Secondo Livello 'adeguamento degli studi di microzonazione sismica (MS) e l'elaborazione delle analisi della Condizione Limite per l'Emergenza (CLE) ai sensi della Legge 77/2009.

Inoltre si è fatto riferimento alla seguente normativa nazionale di riferimento:

- ✓ **D.M.LL.PP. 11/03/88** 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.
- ✓ **D.M. 9 Gennaio 1996** Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi
- ✓ **D.M.16 Gennaio 1996** Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- ✓ **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003** 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. n. 105 del 8.05.2003)
- ✓ **Ordinanza n. 3316 del 2 ottobre 2003** Modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003
- ✓ **OPCM 3 maggio 2005** Ulteriori modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche” (Ordinanza n. 3431)–(G.U.n.107del10 maggio2005–Suppl.Ord.n. 85)
- ✓ **D.M. 14 gennaio 2008** Nuove norme tecniche per le costruzioni 2008
- ✓ **D.M. 17 gennaio 2018** Norme tecniche per le costruzioni
- ✓ **Eurocodice 7** Progettazione geotecnica
- ✓ **Eurocodice 8** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- ✓ Gli indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica (**Atti DGR n. 630 del 29 aprile 2019, DGR n.2193 del 21 dicembre 2015**)

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

2.1 Aspetti geografici e geolitologici

L'area oggetto d'indagine si trova nella zona nord del comprensorio comunale di Carpi, ad una quota topografica di circa 20,0 m s.l.m. in un'area da un punto di vista geomorfologico completamente pianeggiante., ricadendo nel Foglio 74 denominato "Reggio Emilia" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000.



Fig.1 – Ubicazione dell'area - immagine satellitare



Fig.2 – Ubicazione sulla CTR dell'Emilia Romagna

L'area in esame appartiene alla Pianura Padana costituita da una sequenza deposizionale compresa tra la catena appenninica a sud e quella alpina a nord, che forma un'ampia e profonda depressione di sedimenti di età Mesozoica, Terziaria e Quaternaria.

La storia deformativa, a carattere essenzialmente compressivo, congiuntamente alle variazioni climatiche che si sono susseguite, ha contribuito a definire l'architettura dei depositi marini e continentali di riempimento del Bacino Padano.

Nello specifico, il comparto territoriale in analisi è legato allo sviluppo della catena appenninica, costituita da una struttura a falde caratterizzata dalla sovrapposizione di elementi paleogeografici più interni su elementi più esterni. Infatti, l'attuale conformazione del Bacino Padano è riconducibile alle spinte compressive le quali, a partire dal Miocene sup. hanno interessato l'Appennino settentrionale e l'antistante substrato padano. L'avanzamento delle falde appenniniche ha determinato sprofondamenti flessurali nell'antistante avampaese padano ed il formarsi di un bacino subsidente con lo sviluppo dell'avanfossa padano adriatica.

A seguito dell'abbassamento del livello del mare, avvenuto durante il Messiniano, e la conseguente crisi di salinità, a partire dal Pliocene si verifica una generale trasgressione marina con la conseguente deposizione di importanti orizzonti pelitici e, nelle zone più profonde, di sequenze torbiditiche.

Il riempimento progressivo del Bacino Padano prosegue nel Pleistocene, con l'inizio di un nuovo ciclo sedimentario costituito da successioni marine via via meno profonde [Quaternario marino, Qm]. Infine, a partire dal Pleistocene medio si verifica il passaggio da un ambiente marino ad uno continentale, costituito

da depositi clastici messi in posto dalle alluvioni dei fiumi alpino-appenninici e dal Po [Quaternario Continentale, Qc]. Si riscontra, infatti, la truncatura al tetto dei depositi marini ed il conseguente contatto erosivo con depositi sabbioso-ghiaiosi alluvionali del Pleistocene medio-superiore.

In tale complesso la base delle formazioni plioceniche si rinviene tra 200 (Novi MO – Mirandola) e 6.000/8000 m di profondità (Soliera - Nonantola – S. Giovanni in Persiceto) e lo spessore medio delle formazioni quaternarie è circa di 1.000/1200 m.

All'interno di queste ultime la base del Sintema Emiliano Romagnolo Superiore (SERS) si pone a profondità variabili tra – 150/ - 200 m da p.c.

La disamina dei profili sismici realizzati da AGIP ha permesso di riconoscere nel sottosuolo la presenza di archi di accavallamento legati all'evoluzione del bacino di avanfossa padano – adriatico generato in seguito alla collisione e subduzione di crosta continentale. Dette strutture, presentanti orientazione generale NO – SE nel settore occidentale ed O – E in quello orientale, sono costituite da pieghe anticlinaliche e thrusts, separate da sinclinali, e guidano la migrazione progressiva verso nord – est dell'avanfossa plio- pleistocenica. Nello specifico, l'area in esame, da un punto di vista strutturale, si colloca in corrispondenza della sinclinale sottesa tra la Dorsale Ferrarese, a nord, e la "Zona delle Pieghe pedeappenniniche" (emiliano - romagnole), a sud. L'area compresa tra i suddetti archi di pieghe costituisce un ampio bacino, fortemente subsidente, denominato Bacino di Carpi-Cento, che si estende dal suddetto Capoluogo sino a Cento di Ferrara.

Le Pieghe Ferraresi costituiscono l'arco più esterno della struttura che forma il sistema di saldatura tra le pieghe appenniniche ed il blocco alpino; si osserva, quindi una risalita pronunciata del substrato Mesozoico e, di conseguenza, una riduzione dello spessore dei sedimenti terziari – quaternari.

2.2 Caratteri litologici e litostratigrafici locali

L'area in esame ricade in una zona di pianura costituita esclusivamente da alluvioni recenti ed attuali; la pianura emiliana risulta infatti caratterizzata da depositi alluvionali di origine continentale che si impilano sulle successioni marine, affioranti nelle aree collinari e pedeappenniniche, ove si mostrano dislocate in profondità da un sistema di faglie, a direzione NO-SE e che si approfondiscono molto rapidamente raggiungendo profondità già di circa 300-400 m all'altezza..

In base alla Carta Geologica d'Italia alla scala 1.100.000 – Foglio 74 – "Reggio Emilia", l'area indagata ricade completamente all'interno dei citati depositi alluvionali dell'Alluvium Recente (a3) che si riferiscono a depositi continentali e costieri del quaternario posti villafranchiano. Tali depositi si presentano superficialmente prevalentemente argillosi, di colore nero e sono riconducibili a depositi palustri di recente bonifica.

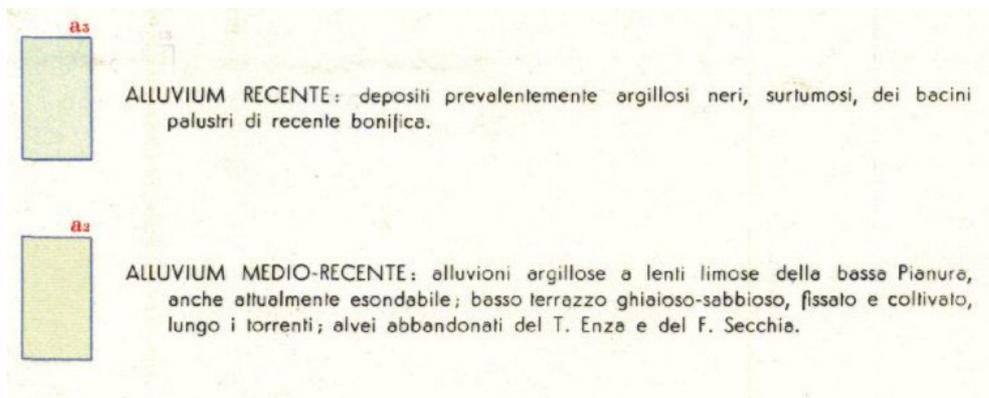
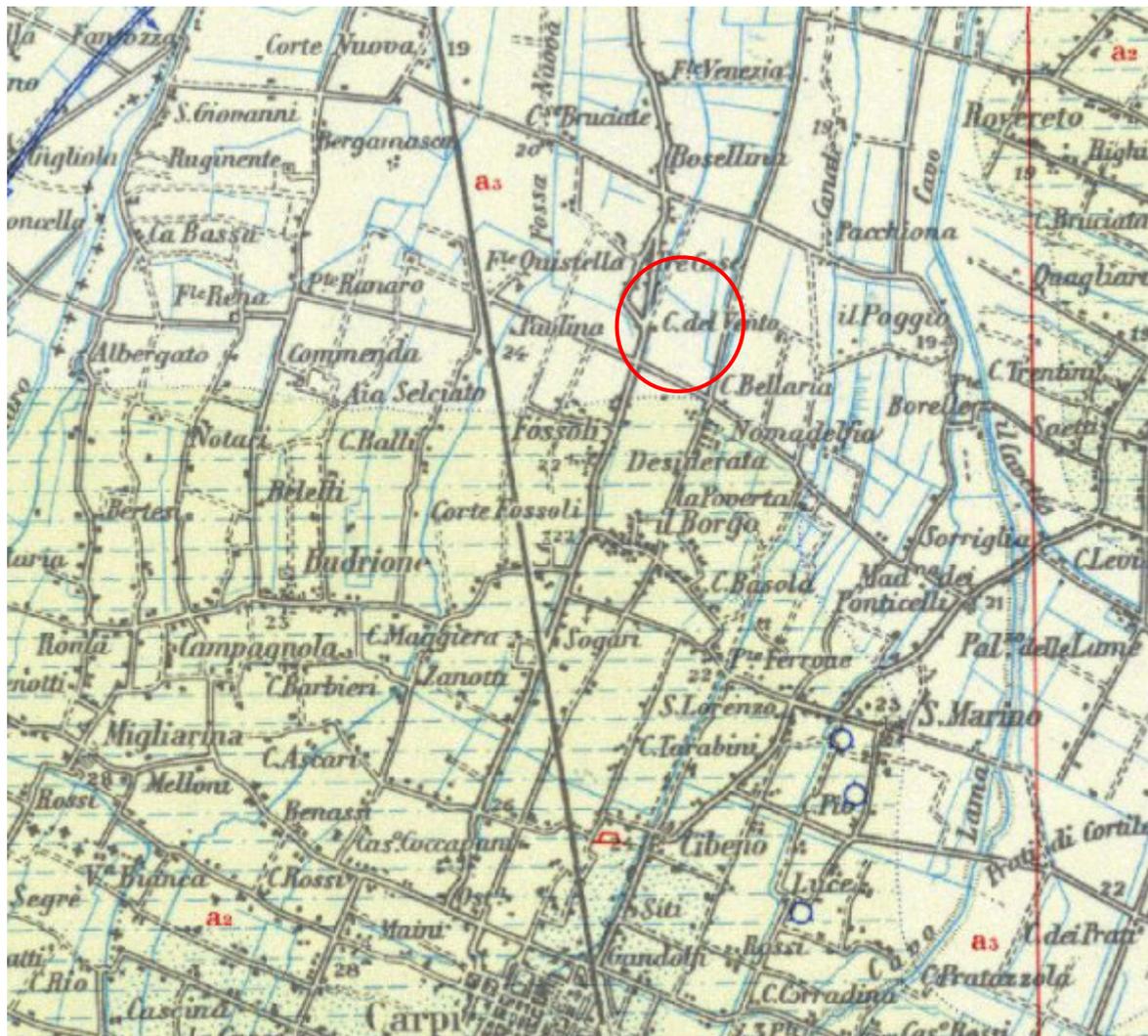
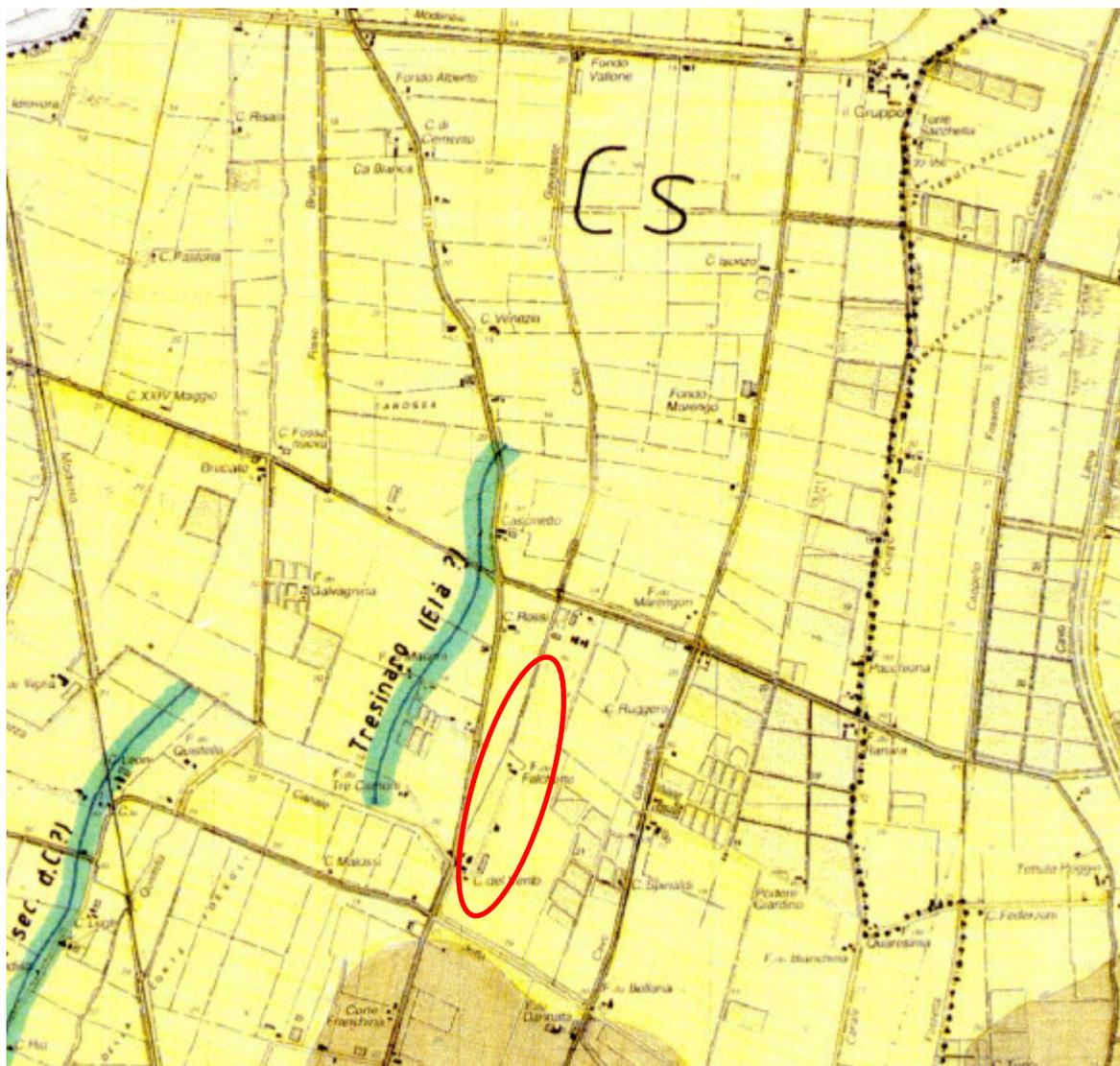
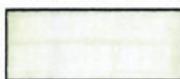


Fig.3 : Estratto Carta Geologica d'Italia 1:100.000 – Foglio n. 74 – Reggione Emilia

Dall'osservazione della carta litologica allegata al PSC di Carpi è possibile osservare come i terreni di copertura dell'area siano contraddistinti dalla presenza di limi argillosi che, come vedremo successivamente nel dettaglio, si può spingere fino a 30 m di profondità.

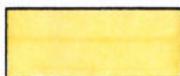


UNITA' GEOMORFOLOGICHE



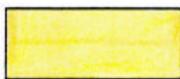
Unità degli Argini Naturali del Reticolo Idrografico Principale

alternanze di strati di spessore decimetrico a tessitura moderatamente grossolana, passanti lateralmente e intercalate con strati a tessitura moderatamente fine, localmente corpi canalizzati a tessitura grossolana. Al tetto suoli a diverso grado di evoluzione.



Unità delle Coperture Alluvionali

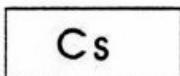
alternanze di strati di spessore decimetrico a tessitura moderatamente fine intercalate con strati decimetrici a tessitura moderatamente grossolana. Al tetto suoli a diverso grado di evoluzione.



Unità delle Valli

depositi a tessitura fine non stratificati, localmente intercalazioni di lamine da millimetriche a centimetriche a tessitura moderatamente fine e materiali organici parzialmente decomposti. Al tetto suoli a diverso grado di evoluzione.

UNITA' STRATIGRAFICHE



Case Secchia (- linea di separazione fra unità)

depositi a basso grado di alterazione inferiore al metro, al tetto suoli calcarei o parzialmente decarbonatati (inceptisuoli). Età Moderna-Medioevo.

Fig.5 : Estratto Carta delle Unità Geomorfolgiche

A livello comunale la successione dei depositi quaternari affioranti è rappresentata dagli orizzonti di seguito descritti, dall'alto in basso in senso stratigrafico.

Con riferimento ai risultati delle indagini disponibili e alle tracce delle sezioni riportate di seguito, sono stati ricostruiti i profili litostratigrafici del terreno ed individuate le unità litotecniche descritte nel seguito.

In particolare si individuano:

- UNITÀ R (da p.c. fino a 1.0 m di profondità): Suolo agrario limoso argilloso, sovraconsolidato per essiccamento;
- UNITÀ 1A (da 1.0 m a 18.0÷19.0 m circa da p.c.): Argille, argille limose e limi argillosi a bassa consistenza. All'interno dell'unità si rinvencono localmente intercalazioni limoso-sabbiose discontinue;
- UNITÀ 1B (da 18.0÷19.0 m a 33.5 m circa da p.c.): Argille, argille limose e limi argillosi mediamente consistenti. All'interno dell'unità si rinvencono sporadiche e discontinue intercalazioni limose e sabbiose;
- UNITÀ 2 (a quote varie): Limi sabbiosi e sabbie limose, da debolmente argillosi ad argillosi, in lenti isolate e discontinue all'interno dell'unità 1);
- UNITÀ 3 (oltre i 33.5 m di profondità): Sabbie e sabbie limose mediamente addensate.

2.3 Aspetti idrografici e idrogeologici

Il territorio comunale di Carpi dal punto di vista idraulico fa parte del Consorzio di Bonifica Parmigiana – Moglia - Secchia. Lo scolo delle acque superficiali è garantito da numerosi cavi e scoline facenti parte, soprattutto nella parte meridionale di tale territorio, della rete di scolo delle acque alte ed in parte di quella delle acque basse. A quest'ultimo gruppo appartengono canali che drenano le ampie zone depresse di bonifica presenti a nord della direttrice Budrione – Fossoli - S. Marino.

La maggior parte delle acque sotterranee sfruttabili, della Regione Emilia-Romagna, risiede nei depositi marini e continentali, di età plio-pleistocenica, che costituiscono il riempimento del Bacino Perisuturale Padano, legato all'orogenesi dell'Appennino Settentrionale .

Le Unità Stratigrafiche del sottosuolo sud-padano possono essere saturate da acque dolci, salmastre e salate. Nel loro insieme esse costituiscono il Bacino Idrogeologico della Pianura Emiliano-Romagnola (BIPER).

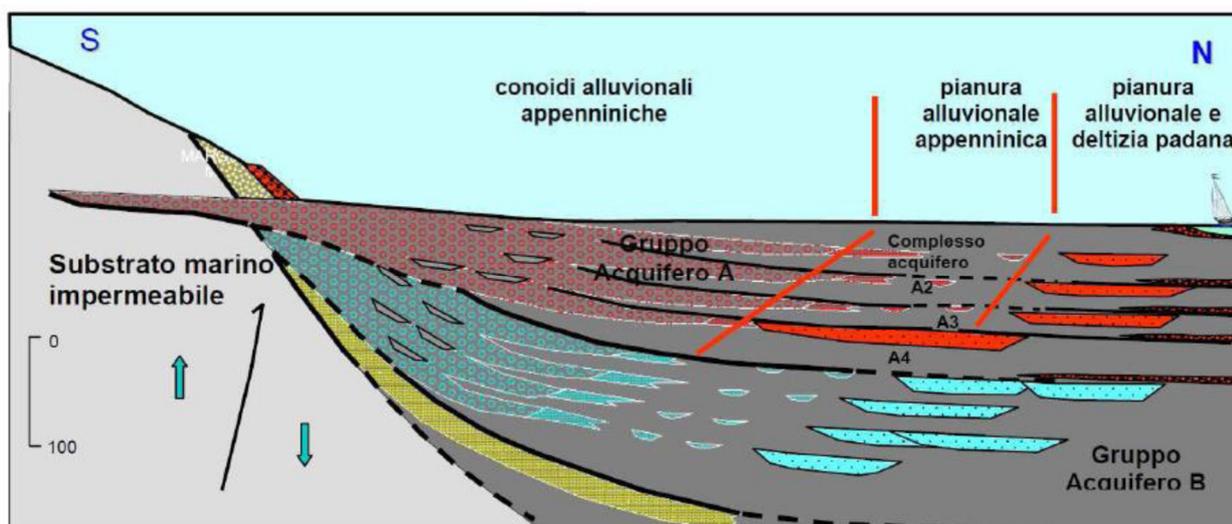


Fig. 6 – Schema che descrive, in sezione, le diverse origini dei corpi acquiferi emiliano-romagnoli: le conoidi e gli apparati fluviali appenninici, gli apparati fluvio-deltizi del Po

Dallo Studio edito nel 1998, dalla Giunta Regionale sulle "Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna" viene illustrato, il quadro idrostratigrafico regionale. Le Unità Idrostratigrafiche Sequenziali (UIS), ovvero una particolare sottoclasse di Unità Idrostratigrafiche che sono definite come un corpo geologico, di notevole estensione areale, che costituisce un dominio nello spazio fisico in cui ha sede un sistema ideologico ragionevolmente distinto, sono tre ed informalmente definite GRUPPO ACQUIFERO A, B e C, a loro volta suddivise in tredici UIS, gerarchicamente inferiori, denominate Complessi Acquiferi. La differenziazione gerarchica si basa sul volume complessivo di acquiferi utili in ciascuna Unità, spessore ed estensione areale del livello acquifero o impermeabile di ciascuna Unità.

All'interno del Gruppo Acquifero A, sono stati individuati cinque UIS principali, denominate Complessi Acquiferi: rispettivamente dal basso verso l'alto Complesso Acquifero A4, A3, A2, A1 e l'acquifero freatico A0

NUOVA STRATIGRAFIA FISICA DEL PLEISTOCENE EMILIANO-ROMAGNOLO							
Unità di sottosuolo		Unità affioranti			ETA' (milioni di anni)	SCALA CROMOSTRATIGRAFICA (milioni di anni)	
Gruppi Acquiferi	Complessi acquiferi						
A	A0		SUPERSISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE	AES8	~0.12	PLEISTOCENE SUPERIORE - OLOCENE
	A1	POST TETTONICO			AES7		
	A2	POST TETTONICO			AES3/6		
	A3	SIN TETTONICO			AES2 /5		
	A4	POST TETTONICO			AES1 /4		
B		SIN TETTONICO	SUPERSISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO INFERIORE		~0.45	PLEISTOCENE MEDIO
		POST TETTONICO					
C		SIN TETTONICO	SUPERSISTEMA QUATERNARIO MARINO	QUATERNARIO MARINO 2'		~0.80	0.94
		POST TETTONICO		SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 2'			
		SIN TETTONICO		ASISTEMA DI COSTANZZANA			
		POST TETTONICO		SISTEMA DEL TORRENTE STIRONE			
							1.72 PLIOCENE SUPERIORE

Fig 7– Inquadramento geologico-stratigrafico regionale dei depositi quaternari, rivisto e aggiornato

Questi Complessi Acquiferi rappresentano, a scala regionale, Unità Idrostratigrafiche Sequenziali di rango gerarchico inferiore, rispetto ai Gruppi Acquiferi. Visto, inoltre, il maggior dettaglio stratigrafico raggiunto in questo lavoro, rispetto al RIS (1998), è stato possibile suddividere i Complessi Acquiferi A1 e A2, rispettivamente in A1-I/A1-II e A2-I/A2-II che rappresentano delle UIS alla scala locale (Provincia di Ferrara). In particolare si è notato come i Complessi Acquiferi A1-II e A2-II presentino una estensione e uno spessore dei depositi poroso-permeabili (sabbie) molto inferiore rispetto ai Complessi Acquiferi A1-I e A2-I.

L'area in esame, come visto in precedenza, ricade all'interno dell'unità geomorfologica delle valli, caratterizzata da depositi prevalenti a tessitura fine, con sottili livelli a tessitura moderatamente grossolana.

L'area di studio, dal punto di vista idrogeologico, appartiene al sistema acquifero della media pianura modenese; quest'ultimo è caratterizzata da una situazione stratigrafica prevalentemente limo-argillosa nella quale i livelli acquiferi sono costituiti da lenti sabbiose che come spessore non superano mai il 10% del totale.

L'alimentazione di tali livelli è da ritenersi remota essendo il loro collegamento con la superficie pressoché annullato dalla litologia superficiale impermeabile.

La piezometria degli orizzonti acquiferi più profondi distribuiti entro i primi 30-40 m di profondità, evidenziano la presenza di una grande depressione incentrata sul capoluogo corrisponde alla zona ove sono ubicati i pozzi soggetti a maggior prelievo di acque dal sottosuolo, presenti sia nella zona industriale che nel capoluogo medesimo. Tale depressione presente nella superficie piezometrica deve interpretarsi pertanto come un "cono di depressione" avente un raggio di alcuni chilometri determinato da un prelievo continuativo da parte dei pozzi che estraggono acqua dal sottosuolo. Questo prelievo condiziona anche la forma della superficie piezometrica nella parte Nord del territorio, modificando il generale senso di flusso che competerebbe alla zona. Una conseguenza di un così elevato abbattimento permanente della falda, in una situazione litostratigrafica di assoluta prevalenza di materiali limo-argillosi compressibili, può determinare, a lungo termine, fenomeni di subsidenza, i quali peraltro potrebbero essere già in atto.

Per quanto riguarda infine la falda freatica superficiale, il livello freatico misurato nei fori dei sondaggi penetrometrici eseguiti ha mostrato come la profondità della falda freatica sia posta ad una profondità pari a circa 1.40-1.50 m dal p.c.



Fig 8b– Sovrapposizione dell'area di studio con il paleoalveo del Torrente Tresinaro

Nella seguente immagine viene riportata la carta della soggiacenza della falda dove si apprende che, a scala comunale, in corrispondenza dell'area di studio la falda dovrebbe attestarsi a meno di 2 m dal p.c..

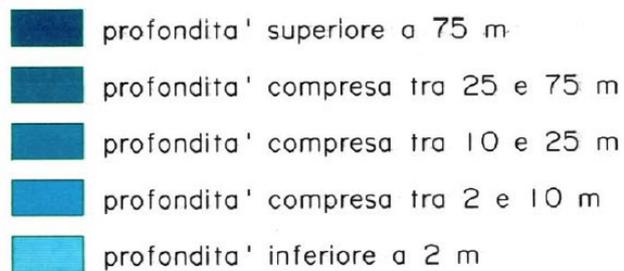
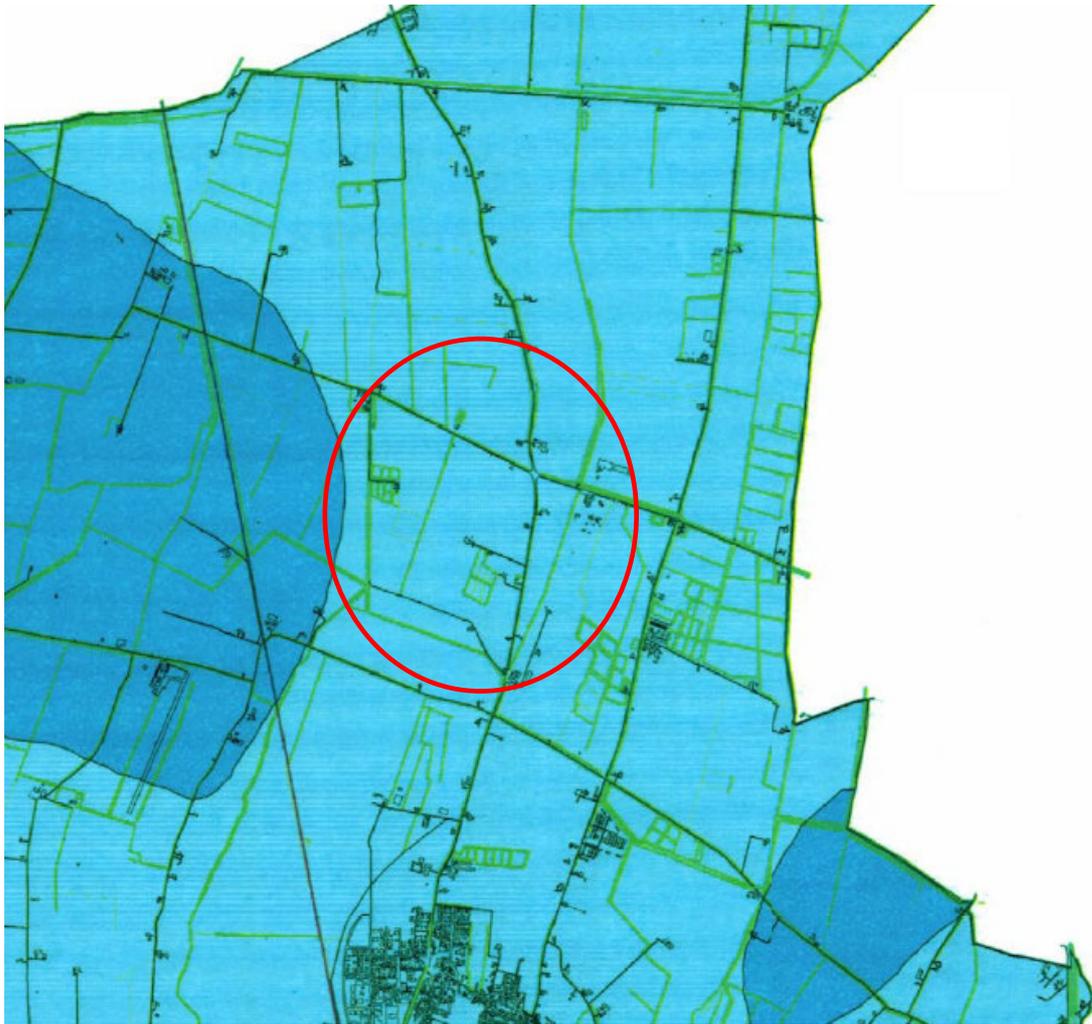


Fig 9– Estratto dalla Carta della soggiacenza

In particolare, durante l'indagine eseguita in sito (08 Novembre 2023) spinta fino alla profondità massima di 15 m (Cpt1) m, è stata rilevata la presenza della falda acquifera superficiale alla prof. di circa 1,40-1,50 m dal p.c. che ha confermato quanto riportato sul PSC Comunale.

Per quanto riguarda la del PGRA, consultata sul webgis del Geoportale Nazionale (<http://www.pcn.minambiente.it/>), è possibile osservare come l'area di studio sia interamente ricompresa all'interno dello scenario di bassa pericolosità idraulica (LPH), in riferimento alle aree a rischio alluvione individuate dal "Piano di Gestione Rischio Alluvioni nel bacino del Fiume Po (PGRA)".



Fig. 9b – Estratto dalla carta PAI-PGRA. Nel tondo l'area di studio

3. DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA LOCALE

La classificazione sismica del territorio nazionale, eseguita sulla base dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, prevede che tutta la Penisola sia classificata sismica, con diversi gradi di pericolosità.

In base a tale Ordinanza, aggiornata con la Deliberazione della Giunta Regionale n.1435 del 21 luglio 2003 e successivamente con la n.1164 del 23 luglio 2018, il Comune di Carpi ricade in classe sismica 3.

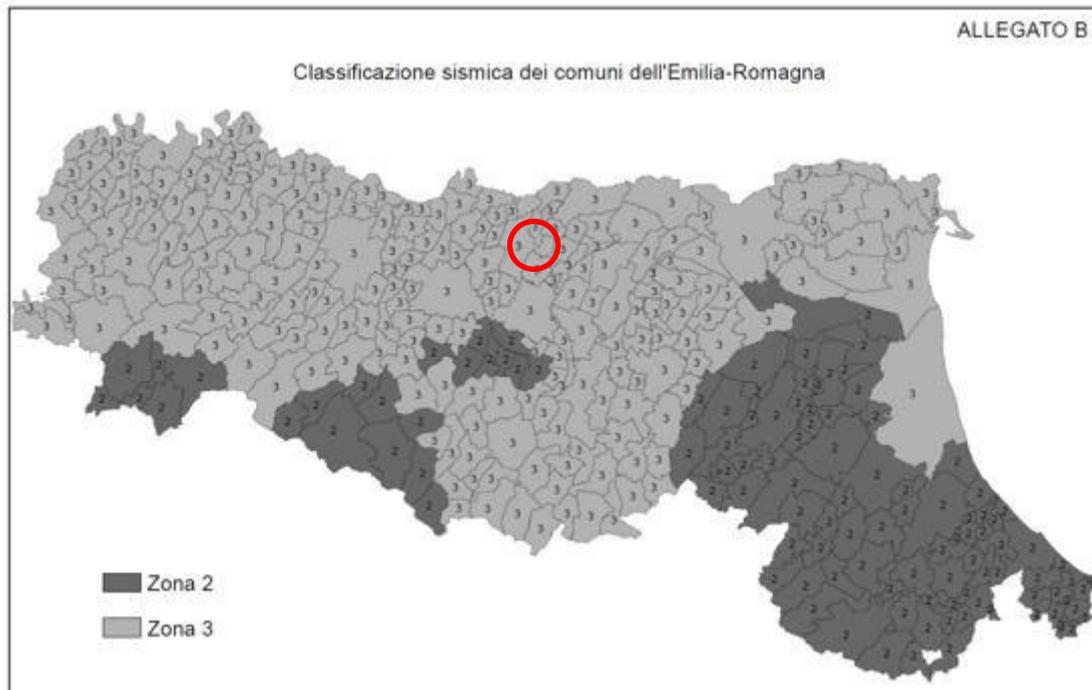


Fig.10– Nuova classificazione sismica dei comuni della regione Emilia-Romagna

L'Ordinanza PCM 3519 del 27/04/06 fornisce una revisione dei valori di a_g sul territorio nazionale ed inserisce il territorio di **CARPI** nella sottozona caratterizzata da valori di a_g compresi tra 0.150 e 0.175 (accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni).

La mappa dell'intensità sismica registrata durante il terremoto del 2012 individua valori di a_g compresi tra 0.15 e 0.20 al limite con l'area con valori 0.20 e 0.25.

MODELLO DI PERICOLOSITÀ SISMICA MPS 04 S1

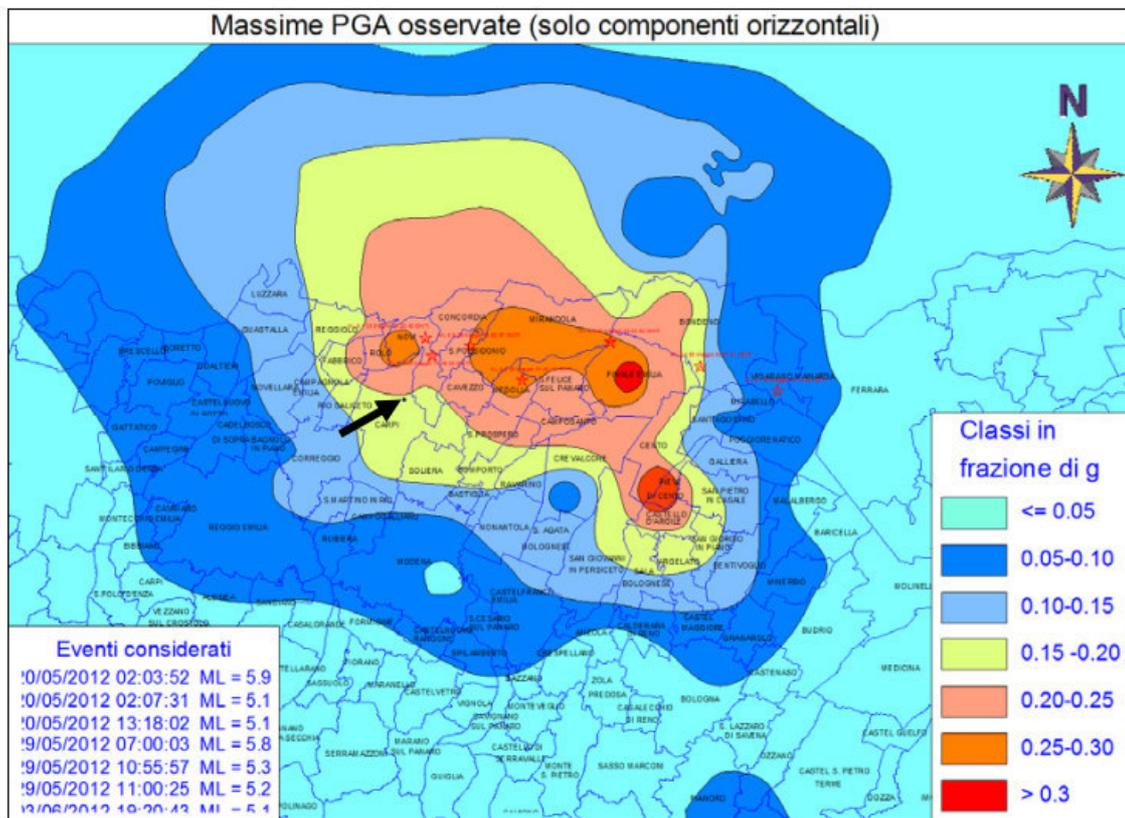
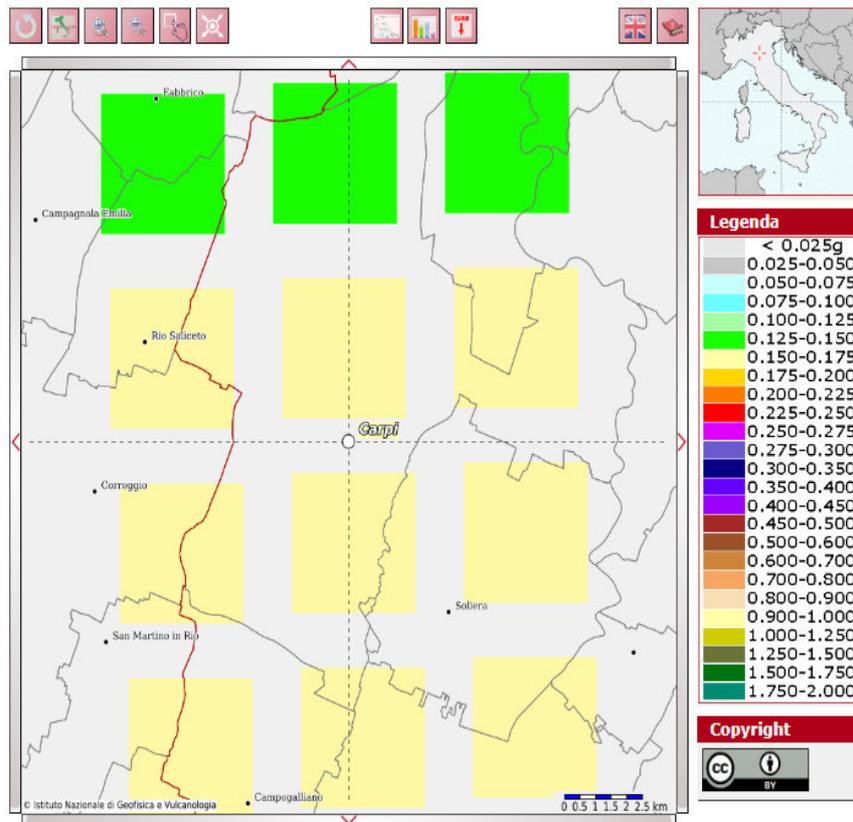


Fig. 11– Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale_
 Mappa delle intensità massime registrate durante il terremoto del 2012

Più recentemente nell'ambito della revisione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) sono state adottate le stime di pericolosità sismica del progetto S1, concludendo il percorso iniziato nel 2003. Tali stime superano il concetto di classificazione a scala comunale e sulla base di 4 zone sismiche.

Per quanto riguarda le categorie di sottosuolo, secondo le NTC 2018, vengono eliminate le categorie S1 ed S2, mentre con l'utilizzo della VSeq, le categorie di sottosuolo B, C e D vengono ampliate inglobando alcune configurazioni che rientravano in S2, quando il bedrock sismico si posizionava tra i 3 ed i 25 metri dal piano di riferimento. Inoltre la Categoria di sottosuolo D (che nelle NTC08 erano definite con $V_{s,30} < 180$ m/sec) viene classificata con valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 100 e 180 m/sec. Inoltre, come è possibile osservare dalla seguente tabella, non si ricava più la categoria di sottosuolo usando o $NSPT_{30}$ o CU_{30} .

Categorie	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio ($V_{S,eq}$) superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ($V_{S,eq}$) compresi tra 360 m/s e 800 m/s
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ($V_{S,eq}$) compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ($V_{S,eq}$) compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 1 - Categorie di sottosuolo

Nelle definizioni precedenti V_{seq} è la velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

h_i = spessore dello strato i -esimo;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/sec. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

In base a quanto prescritto nelle NTC 2018, la velocità delle onde di taglio, V_{seq} , va "determinata mediante apposite misure dirette, derivanti da indagini geofisiche di tipo sismico". Nel nostro caso la definizione della categoria di sottosuolo da un punto di vista sismico è stata dedotta da due indagini MASW eseguite in corrispondenza dell'area di studio, che hanno permesso di determinare il valore delle $V_{s,eq}$ che, in questo caso, poiché non è stato intercettato il substrato sismo ($V_s > 800$ m/s) è uguale al valore di V_{s30} .

3.1 Misura della V_{s30} tramite la tecnica "MASW"

Il metodo MASW è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi. Il metodo di indagine MASW si distingue in metodo attivo e metodo passivo (Zywicki, D.J.1999) o in una combinazione di entrambi. Nel metodo attivo le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori.

Nel metodo passivo lo stendimento dei sensori può essere sia lineare, sia circolare e si misura il rumore ambientale di fondo esistente. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30m-50m, in funzione della rigidità del suolo. Il

metodo passivo in genere consente di tracciare una velocità di fase apparente sperimentale compresa tra 0 Hz e 10Hz, quindi dà informazioni sugli strati più profondi del suolo, generalmente al di sotto dei 50 m, in funzione della rigidità del suolo.

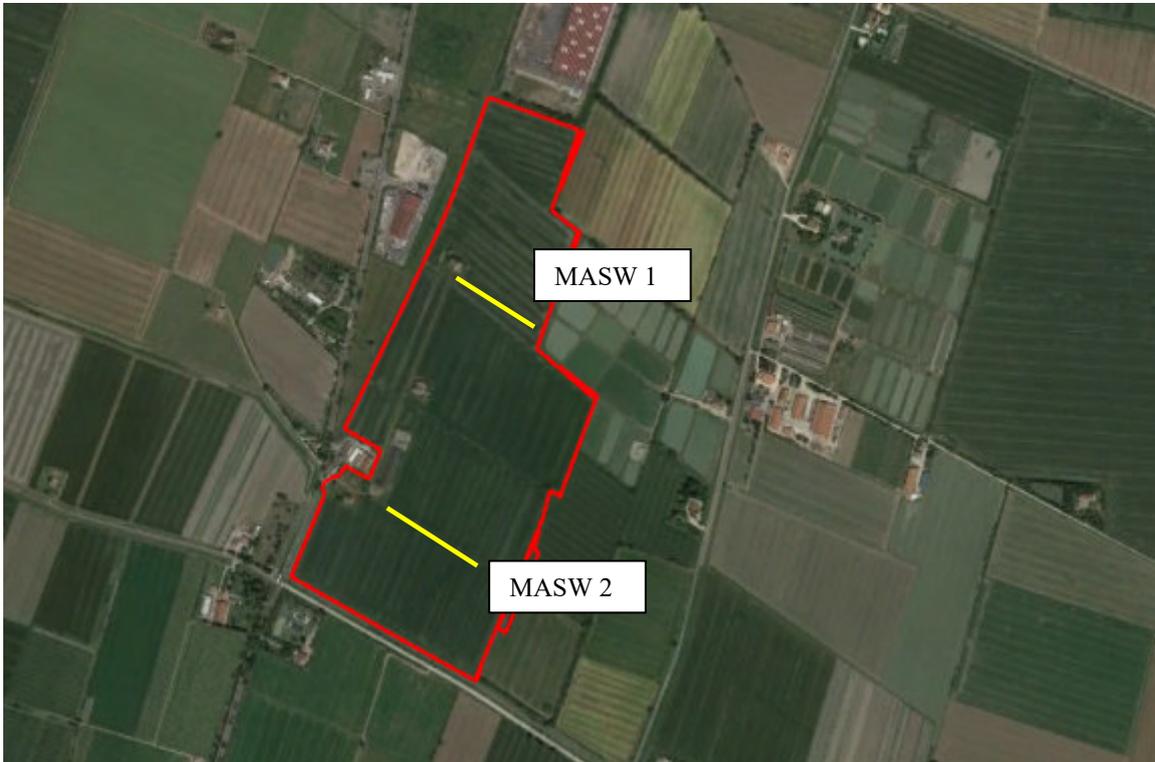


Fig. 12– Ubicazione dei due stendimenti MASW realizzati



Fig. 13– Particolare stendimento MASW 1



Fig. 14– Particolare stendimento MASW 2

3.1.1 Analisi dei risultati – MASW 1

La definizione del tipo di suolo ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC 2018), è stata possibile mediante l'esecuzione di un'indagine indiretta basata sulle tecniche della sismica a rifrazione (misura diretta delle Vseq con metodologia MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves).

A tale scopo, è stato predisposto uno stendimento sismico lineare, con le seguenti caratteristiche:

S 1 - lunghezza pari a **55 m** con 12 geofoni a distanza intergeofonica di 5,0 m, punto di energizzazione dal primo ed ultimo geofono pari a 5 e 10 m;

Il profilo M.A.S.W., sulla base dei modelli medi, indicava una V_{S30} pari a **249.96 m/s**.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche secondo le nuove "Norme Tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni" il profilo stratigrafico dei terreni coinvolti nel progetto permette di classificare il sito come:

- **suolo tipo "C"** - "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ($V_{S,eq}$) compresi tra 180 m/s e 360 m/s."

Si riporta di seguito, il profilo con le velocità V_{S24} relative allo stendimento:

STENDIMENTO 1

Tracce

N. tracce	12
Durata acquisizione [msec]	1000.0
Interdistanza geofoni [m]	5.0
Periodo di campionamento [msec]	0.131

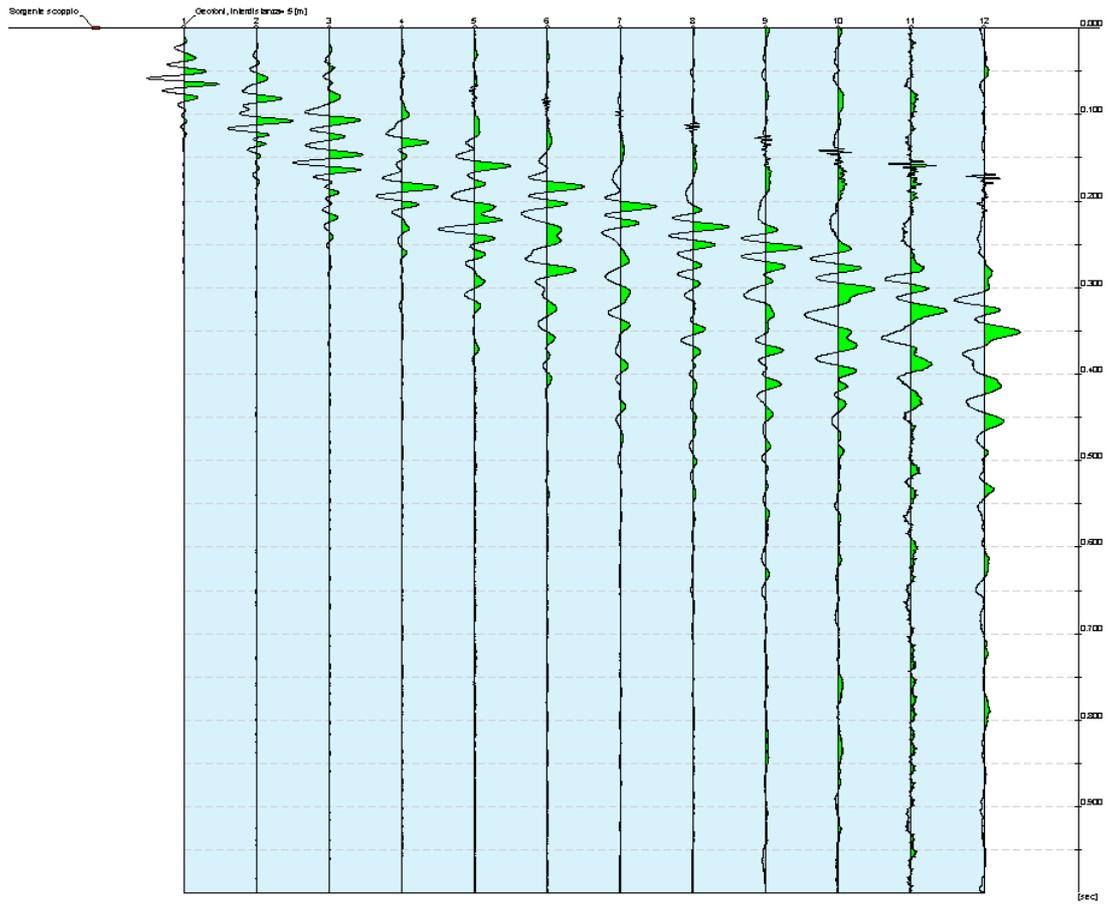


Fig. 15- Sismogramma stendimento MASW 1

Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	2
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	1000
Intervallo velocità [m/sec]	1

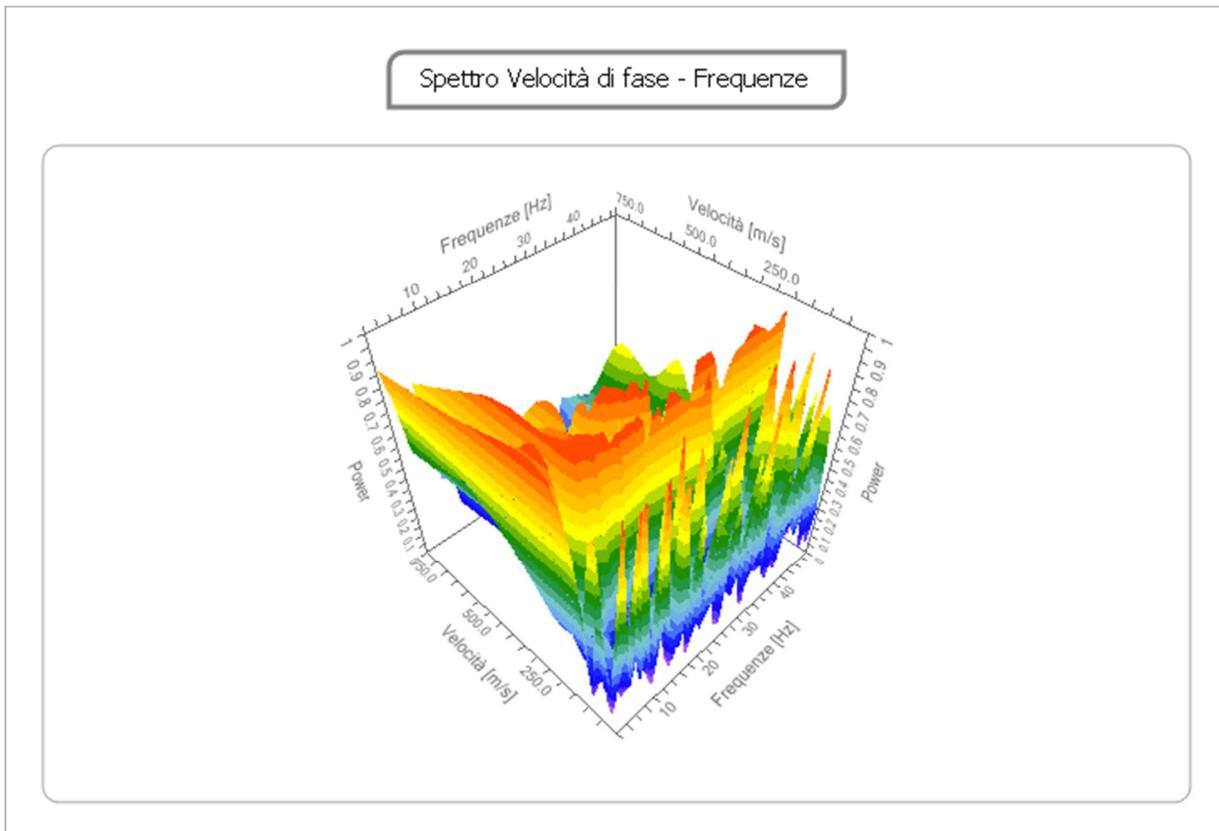


Fig. 16 - Analisi spettrale

Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	3.1	267.3	0
2	5.6	232.5	0
3	7.8	216.6	0
4	9.5	207.1	0
5	12.1	204.0	0
6	14.4	203.0	0
7	16.8	200.3	0
8	19.1	200.7	0
9	21.4	208.6	0
10	23.9	203.9	0
11	26.3	197.6	0
12	28.8	203.9	0
13	31.0	203.9	0
14	33.3	203.9	0
15	35.8	197.6	0
16	37.6	197.6	0
17	40.1	200.8	0
18	42.7	200.8	0
19	45.4	200.8	0
20	47.3	200.8	0

Tabella 2 - Parametri della curva di dispersione

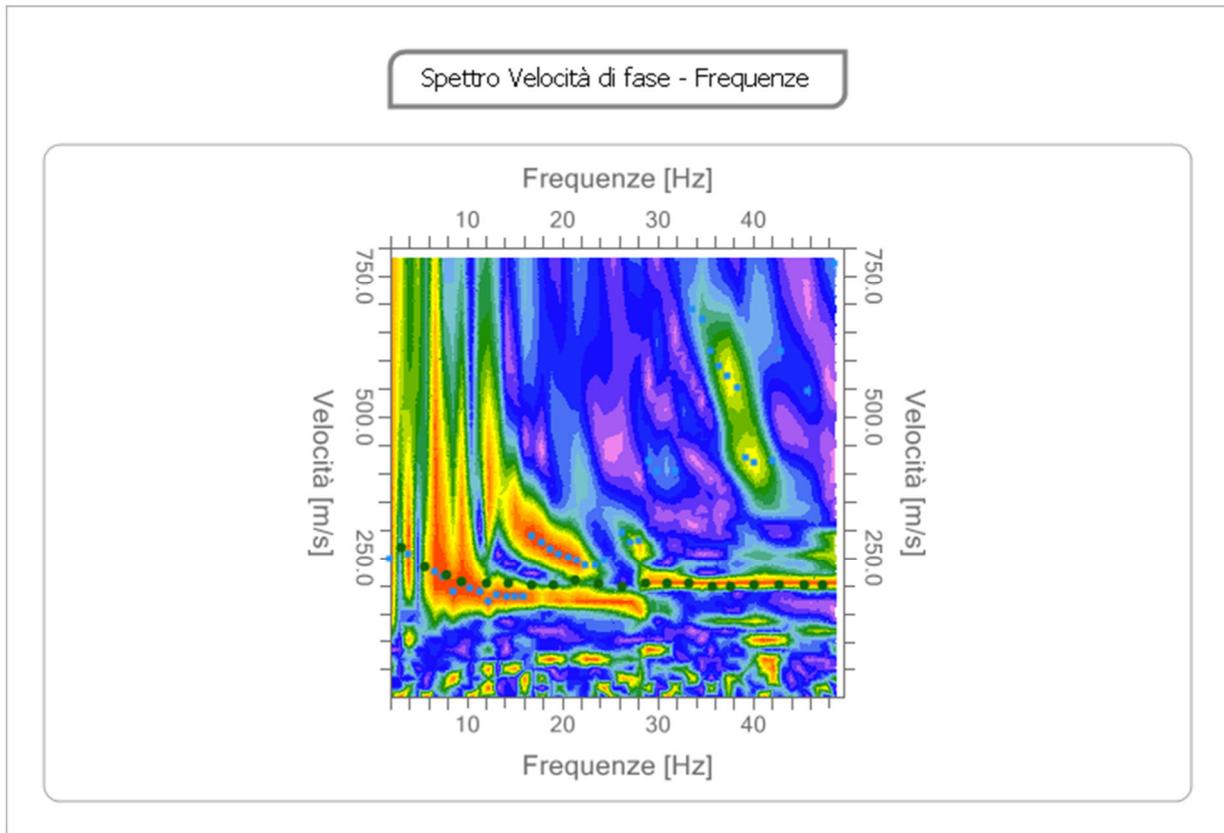


Fig. 17 -Curva di dispersione stendimento masw 1

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	1800.0	0.3	No	401.2	214.5
2	9.99	7.60	1800.0	0.3	Si	404.9	216.4
3	15.83	5.84	1800.0	0.3	Si	416.4	222.6
4	39.59	23.76	1800.0	0.3	Si	558.0	298.2
5	oo	oo	1900.0	0.3	Si	618.0	330.3

Percentuale di errore

0.014 %

Fattore di disadattamento della soluzione

0.012

Tabella 3 - Valori dell'inversione

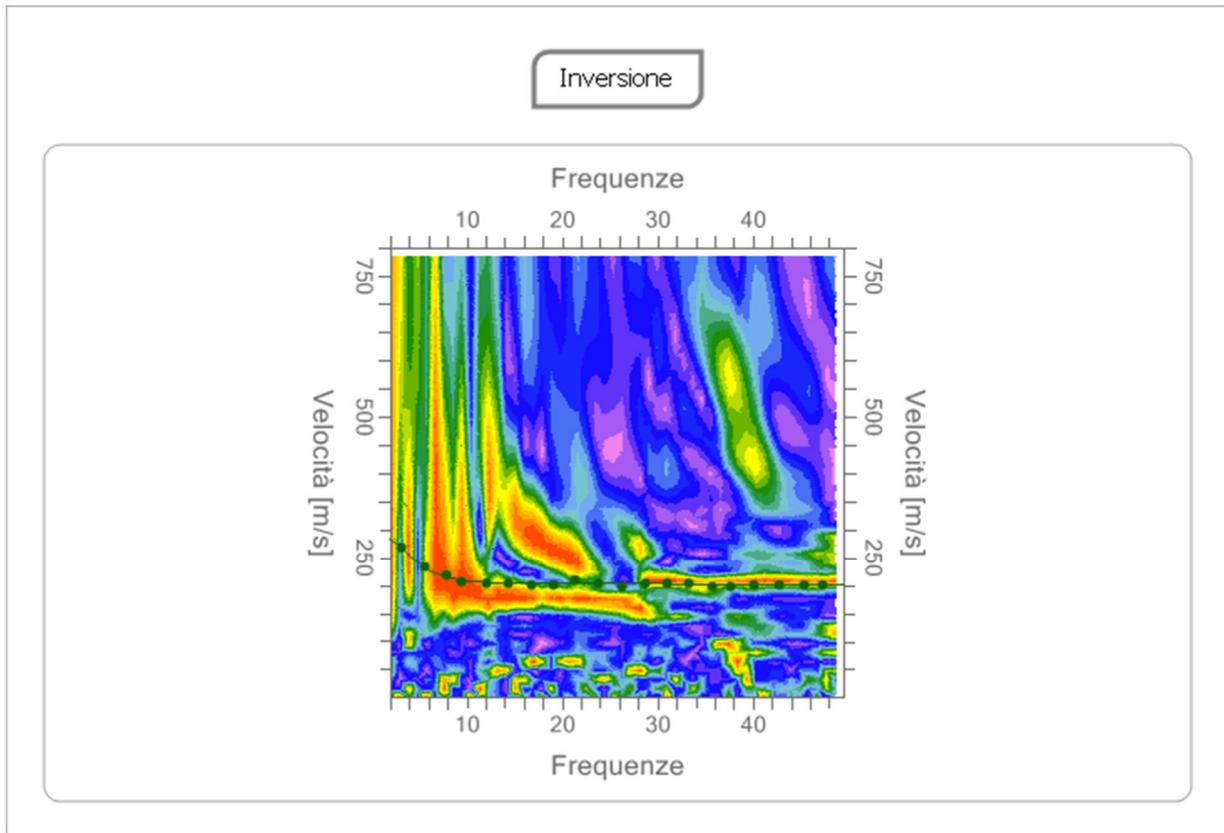
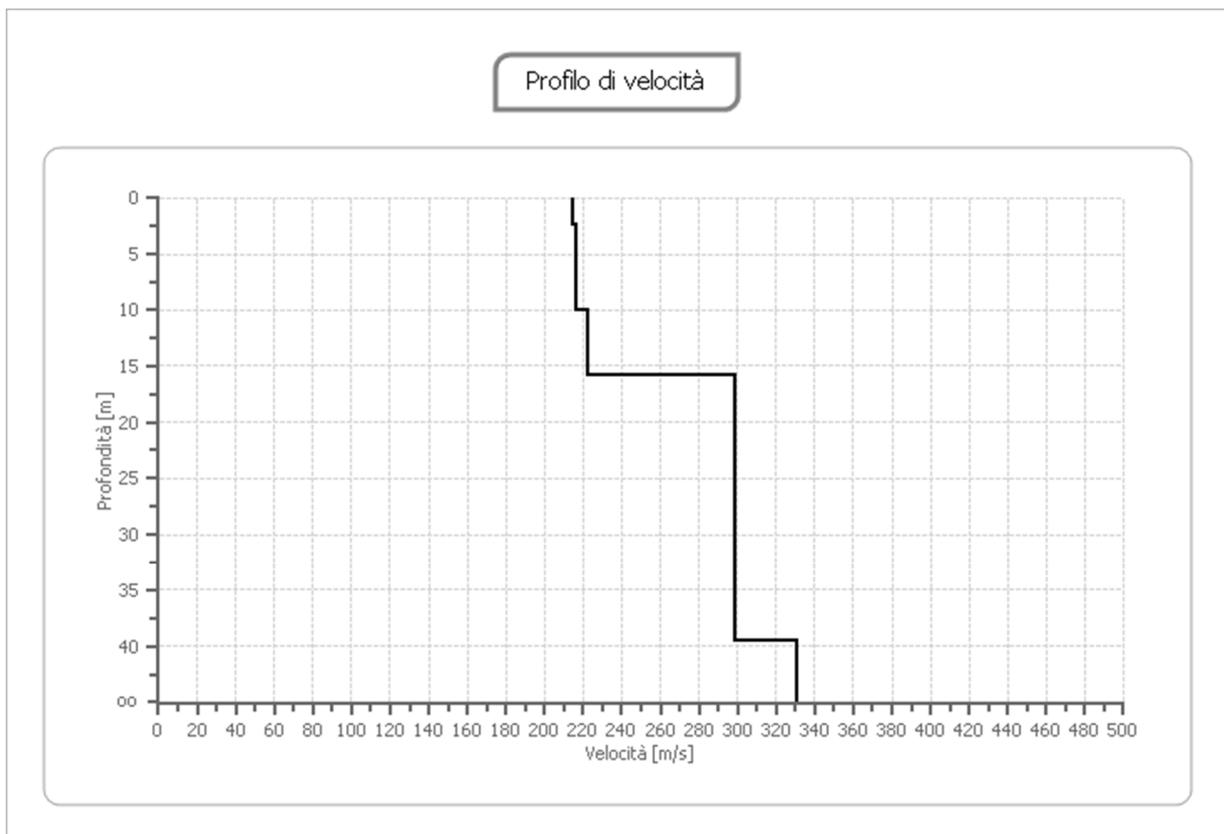


Fig. 18-Inversione



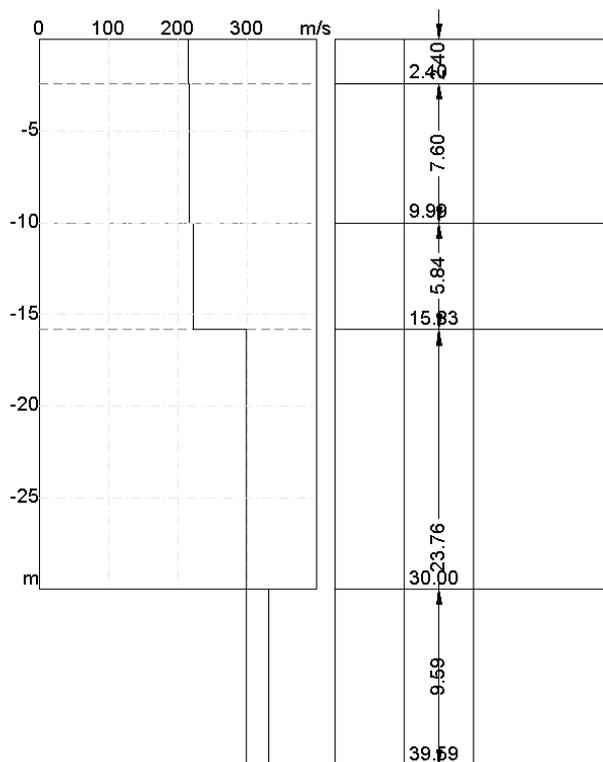


Fig. 19-20 - Modello risultante dall'inversione dei dati - Sismostratigrafia

3.1.2. Altri parametri

I valori delle Vs sono stati ricavati dall'indagine sismica di tipo MASW, consentendo, tramite formule empiriche, di eseguire una prima stima dei principali parametri elastici dei terreni investigati, con:

- G0: Modulo di deformazione al taglio;
- Ed: Modulo edometrico;
- M0: Modulo di compressibilità volumetrica;
- Ey: Modulo di Young;

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	2.40	2.40	214.45	401.21	1700.00	0.30	78.18	273.64	169.40	203.28
2	9.99	7.60	216.41	404.86	1900.00	0.30	88.98	311.43	192.79	231.35
3	15.83	5.84	222.56	416.38	1900.00	0.30	94.12	329.41	203.92	244.70
4	39.59	23.76	298.25	557.97	1900.00	0.30	169.01	591.53	366.19	439.43
5	∞	∞	330.34	618.02	2000.00	0.30	218.26	763.89	472.89	567.46

Tabella 4 - Schema riassuntivo parametri estrapolati dalla MASW

3.2.1 Analisi dei risultati – MASW 2

Analogamente alla MASW 1, è stato predisposto un secondo stendimento sismico lineare, con le seguenti caratteristiche:

S 1 - lunghezza pari a **36 m** con 12 geofoni a distanza intergeofonica di 3,0 m, punto di energizzazione dal primo ed ultimo geofono pari a 3 e 6 m;

Il profilo M.A.S.W., sulla base dei modelli medi, indicava una V_{S30} pari a **269.68 m/s**.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche secondo le nuove "Norme Tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni" il profilo stratigrafico dei terreni coinvolti nel progetto permette di classificare il sito come:

- **suolo tipo "C"** - "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ($V_{S,eq}$) compresi tra 180 m/s e 360 m/s."

Si riporta di seguito, il profilo con le velocità V_{S24} relative allo stendimento:

STENDIMENTO 1

Tracce

N. tracce	12
Durata acquisizione [msec]	1000.0
Interdistanza geofoni [m]	3.0
Periodo di campionamento [msec]	0.131

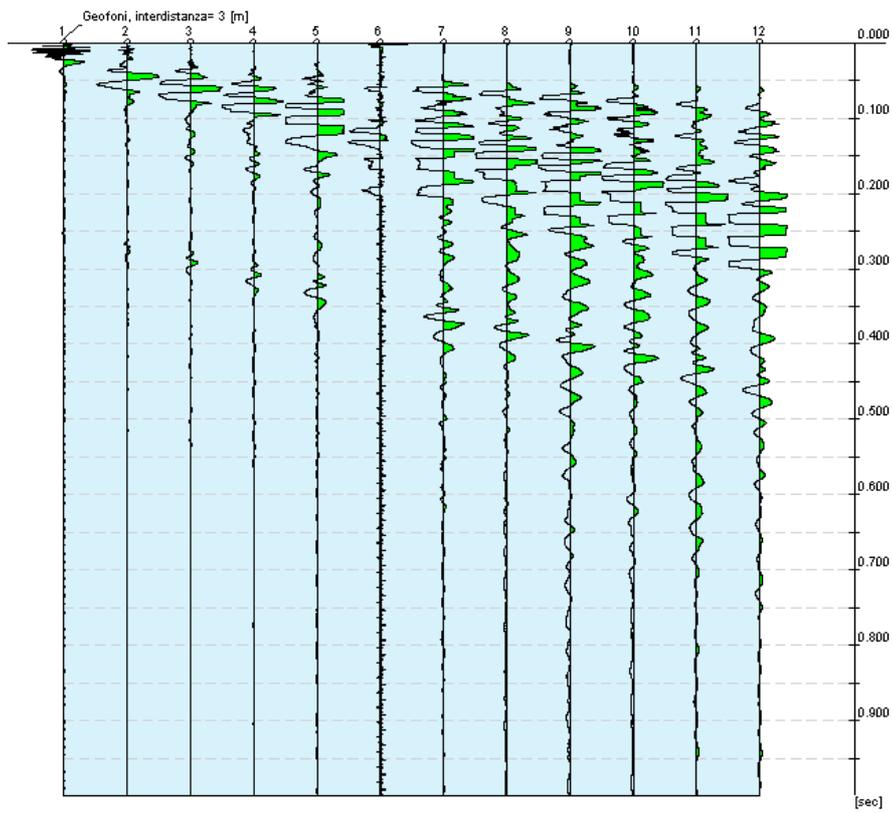


Fig. 21 - Sismogramma stendimento MASW 1

Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	2
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

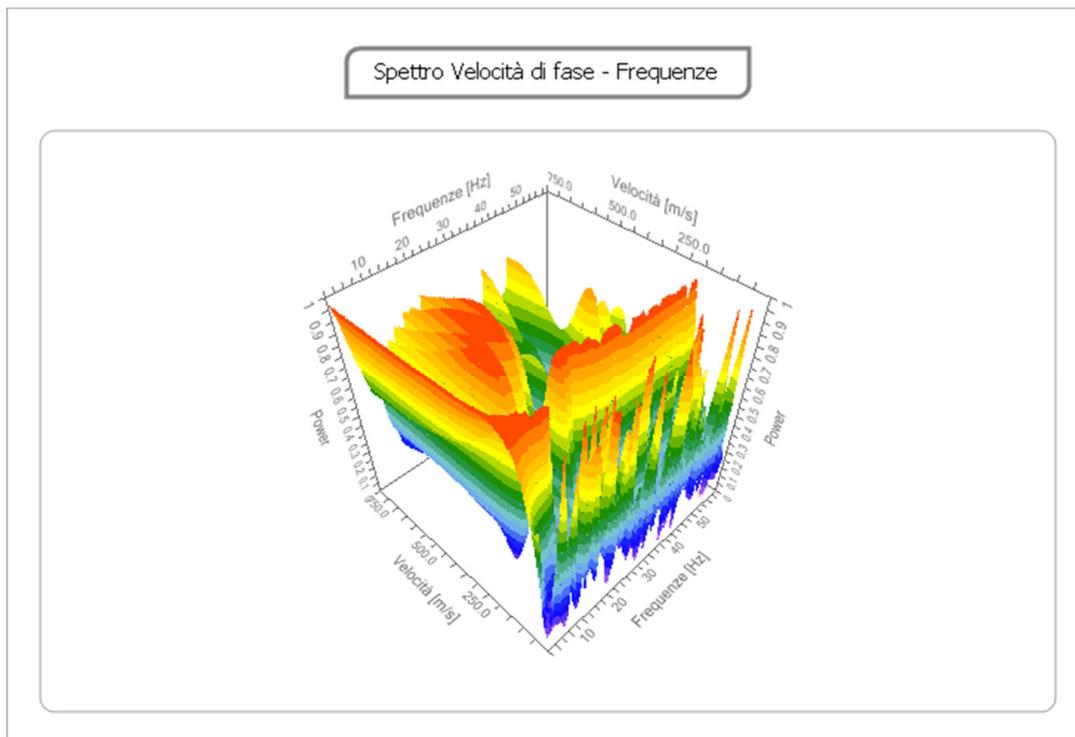


Fig. 22- Analisi spettrale

Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	8.0	232.5	0
2	13.7	229.3	0
3	17.2	227.0	0
4	20.1	219.8	0
5	22.9	213.4	0
6	25.8	213.4	0
7	29.1	203.9	0
8	31.8	207.1	0
9	33.9	197.6	0
10	37.3	194.4	0
11	40.7	191.2	0
12	43.0	191.2	0
13	45.6	194.4	0
14	48.5	188.1	0
15	51.5	184.9	0
16	54.5	184.9	0
17	57.5	188.1	0

Tabella 5 - Parametri della curva di dispersione

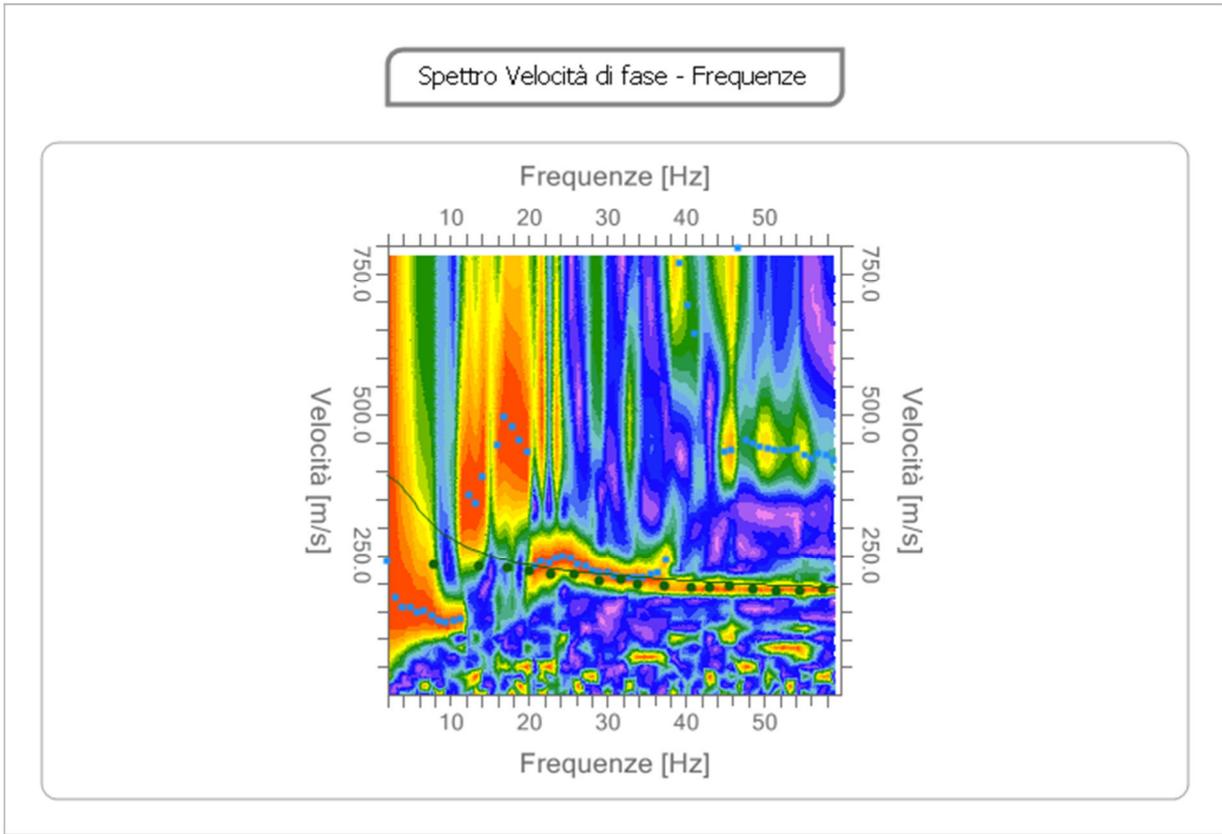


Fig. 23 -Curva di dispersione stendimento masw 1

Inversione

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	2.59	2.59	1800.0	0.3	No	369.3	197.4
2	9.82	7.23	1800.0	0.3	No	481.5	257.4
3	21.38	11.56	1900.0	0.3	No	478.9	256.0
4	29.17	7.80	1800.0	0.3	Si	644.8	344.6
5	38.67	9.50	1800.0	0.3	Si	682.5	364.8
6	oo	oo	1900.0	0.3	Si	934.7	499.6

Percentuale di errore

0.019 %

Fattore di disadattamento della soluzione

0.013

Tabella 6 - Valori dell'inversione

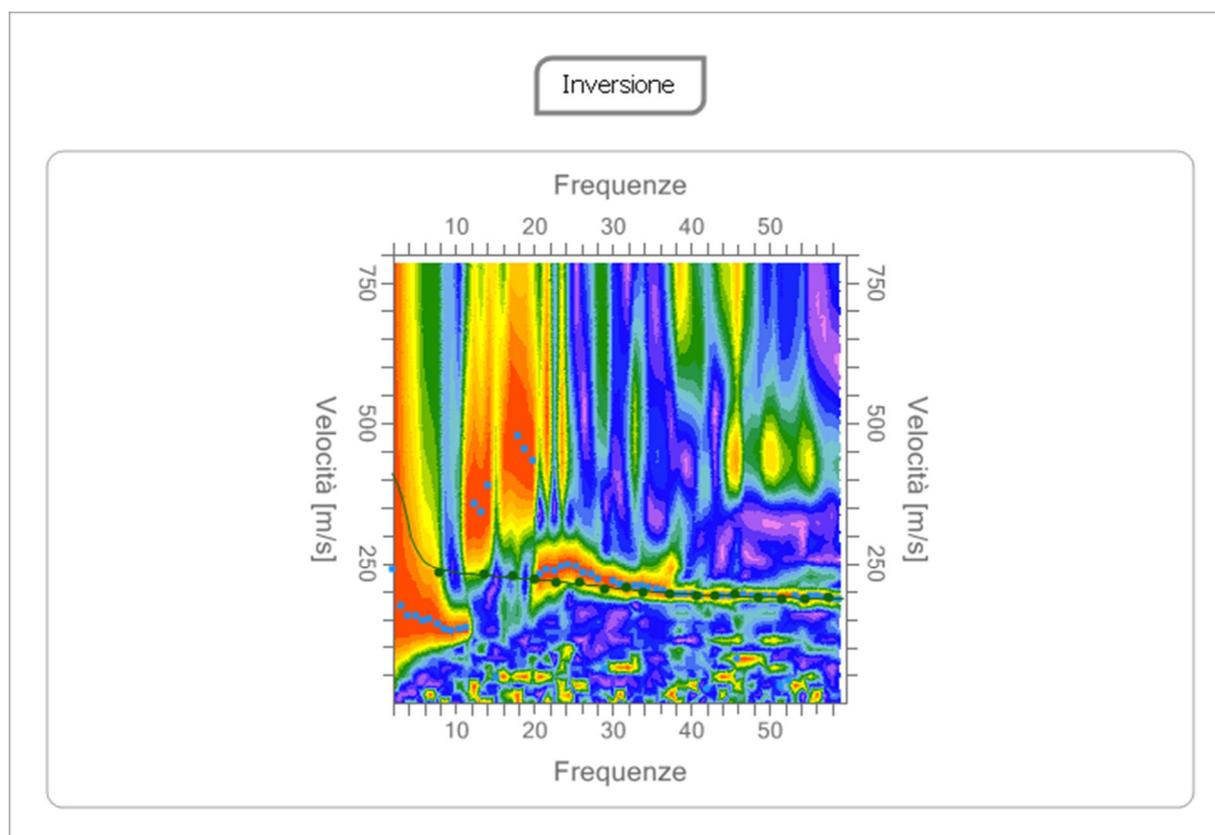


Fig. 24-Inversione

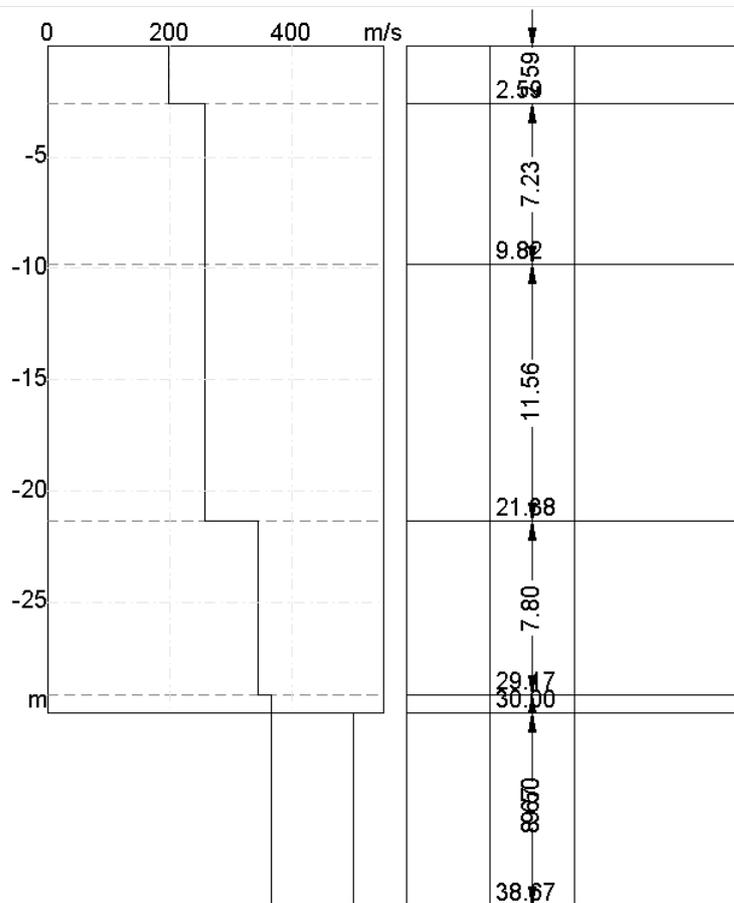
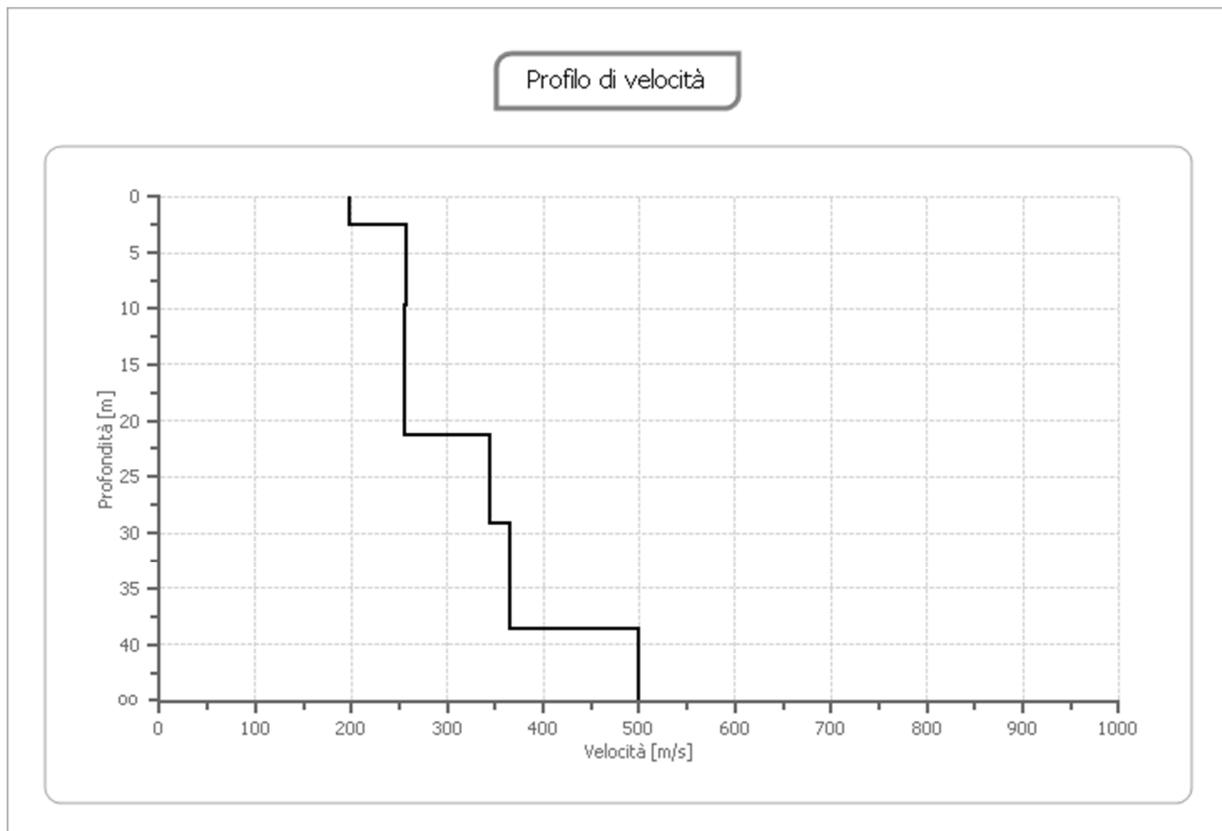


Fig. 25-26 - Modello risultante dall'inversione dei dati - Sismostratigrafia

3.1.2. Altri parametri

I valori delle Vs sono stati ricavati dall'indagine sismica di tipo MASW, consentendo, tramite formule empiriche, di eseguire una prima stima dei principali parametri elastici dei terreni investigati, con:

G0: Modulo di deformazione al taglio;
Ed: Modulo edometrico;
M0: Modulo di compressibilità volumetrica;
Ey: Modulo di Young;

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	2.94	2.94	180.17	337.06	1700.00	0.30	55.18	193.13	119.56	143.47
2	8.00	5.06	278.45	520.93	1900.00	0.30	147.31	515.59	319.17	383.01
3	13.42	5.42	335.29	627.27	1900.00	0.30	213.60	747.58	462.79	555.35
4	24.85	11.44	459.70	860.01	1900.00	0.30	401.51	1405.28	869.94	1043.93
5	∞	∞	494.04	924.26	2000.00	0.30	488.14	1708.50	1057.64	1269.17

Tabella 7 - Schema riassuntivo parametri estrapolati dalla MASW

3.1.3 Parametri sismici – suolo C

Da un punto di vista topografico, l'area ricade nella classe T1 (Tab. 3.2.III - NTC 2018).

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 $i > 30^\circ$

Tabella 8: Tab 3.2.III NTC 2018 - caratteristiche della superficie topografica

La vita nominale di progetto VN di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Nel nostro caso la vita nominale Vn è posta pari a 50 anni (costruzioni con livelli di prestazioni ordinari).

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 9: Tab. 2.4.I NTC 2018 - Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

Alla luce di quanto esposto in precedenza, gli elementi fondamentali dell'area di interesse ed i parametri sismici del sito in esame sono:

SITO IN ESAME	VALORE
latitudine:	44,838851
longitudine:	10,900497
Vita nominale:	50
Classe d'uso dell'edificio:	I
PARAMETRI SISMICI	VALORE
Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1
Coefficiente c_u :	0,7

Tabella 10: dati del sito di riferimento

Le azioni sismiche di ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale (V_N) per il coefficiente d'uso (C_U):

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 11: Tab. 2.4.II NTC 2018 – Valori del coefficiente d'uso C_U

Tipo di costruzione	Classe d'uso	Coefficiente d'uso (C_U)	V_N	V_R
2	I	0,7	50 anni	35 anni

Tabella 12 – Determinazione del periodo di riferimento

A partire dai parametri di input sopra riportati, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} e del periodo di ritorno T_R , sono calcolati, per i diversi stati limite richiesti dalla norma, i valori a_g , F_0 , T_c^* e gli ulteriori parametri necessari per la caratterizzazione sismica locale:

		P_{VR}	T_R	Valori interpolati			Valori ricavati da a_g , F_0 e T_c^*						
		[adm]	[anni]	a_g	F_0	T_c^*	S_s	C_c	S_t	T_b	T_c	T_d	F_v
				[g]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]	[s]	[s]	[s]	[adm]
SLE	SLO	81%	30	0,040	2,55	0,24	1,50	1,66	1,00	0.14	0.41	1.76	0.69
	SLD	63%	35	0,043	2,54	0,25	1,50	1,65	1,00	0.14	0.42	1.77	0.71
SLU	SLV	10%	332	0,127	2,59	0,26	1,50	1,62	1,00	0.15	0.44	2.11	1.24
	SLC	5%	682	0,173	2,55	0,27	1,43	1,61	1,00	0.15	0.44	2.29	1.44

Tabella 13 – Parametri e coefficienti sismici del sito

Si riportano di seguito i principali parametri e riferimenti che entrano in gioco:

P_{VR} = probabilità di superamento nel periodo di riferimento in riferimento ai vari stati limite;

T_R = periodo di ritorno;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (valore nominale);

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica

C_c = coefficiente di categoria di sottosuolo

S_t = coefficiente di amplificazione topografica

T_b = tratto ad accelerazione costante

T_c = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

T_d = periodo inizio tratto a spostamento costante

F_v = fattore di amplificazione spettrale

SLE = stati limite di esercizio:

- **(SLO) Stato Limite di Operatività:** 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;
- **(SLD) Stato Limite di Danno:** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

SLU = stati limite ultimi:

- **(SLV) Stato Limite di salvaguardia della Vita:** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei

componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **(SLC) Stato Limite di prevenzione del Collasso:** 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.

I tre valori ottenuti di a_g , F_0 e T_c^* definiscono le varie forme spettrali. Per calcolare il valore di A_{max} (accelerazione massima) occorre moltiplicare il valore di a_g per i coefficienti di amplificazione sismica (S) secondo la seguente relazione:

$$A_{max} = a_g \text{ (m/s}^2\text{)} * S$$

Poiché l'accelerazione massima deve essere fornita in m/s^2 , dai valori nominali di a_g trovati in precedenza si determina il valore di accelerazione massima attesa al sito moltiplicando prima i valori di a_g per $9,81 m/s^2$ e successivamente, per ottenere il valore finale di A_{max} relativo ad ogni stato limite, occorre moltiplicare $a_g \text{ (m/s}^2\text{)}$ per i coefficienti di amplificazione sismica S , con $S = S_s * S_t$.

		a_g (accelerazione orizzontale massima)	$a_g * g$ (m/s^2)	S (coefficiente di amplificazione sismica)	$(a_g * S)g$	$a_g * g * S = A_{max}$ (accelerazione massima)
		[g]	m/s^2			m/s^2
SLE	SLO	0,040	0,39	1,50	0.059	0,58
	SLD	0,043	0,42	1,50	0.064	0,63
SLU	SLV	0,127	1,24	1,50	0.185	1,82
	SLC	0,173	1,69	1,43	0.246	2,42

Tabella 14 – Determinazione dell'accelerazione massima per i diversi stati limite – suolo C

I coefficienti K_h (coefficiente sismico orizzontale riferito al sito) e K_v (coefficiente sismico verticale riferito al sito) hanno i seguenti valori:

		K_h	K_v
SLE	SLO	0,012	0,006
	SLD	0,013	0,006
SLU	SLV	0,046	0,023
	SLC	0,059	0,030

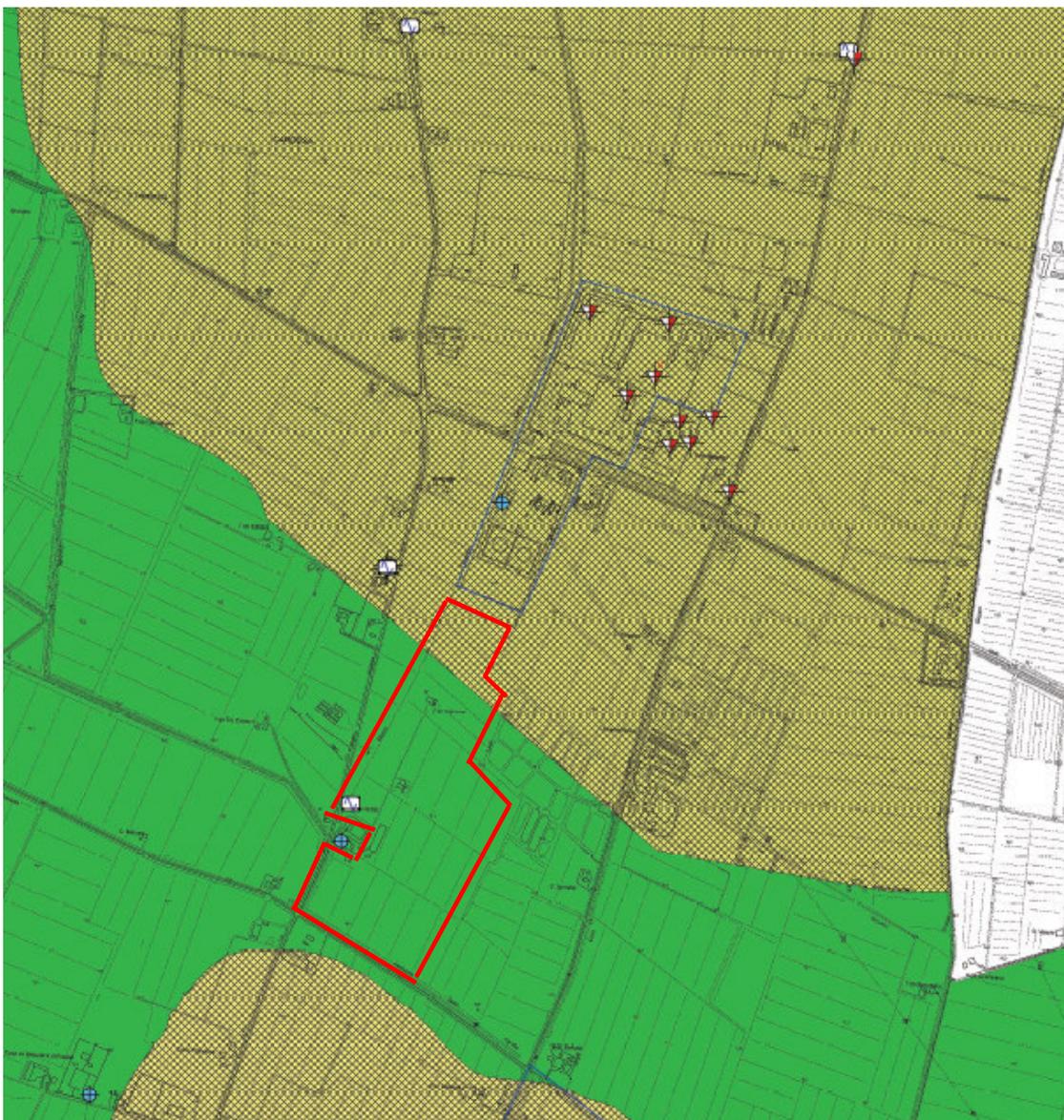
Tabella 15–Valori del coefficiente sismico orizzontale (K_h) e verticale (K_v), riferiti al sito

4. ANALISI DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DI I LIVELLO

In base allo stralcio cartografico di seguito riportato che riprende l'analisi della pericolosità sismica di I Livello, l'area di studio ricade in zone suscettibili di amplificazioni locali, nelle quali sono attese amplificazioni del moto sismico, come effetto dell'assetto litostratigrafico e morfologico locale; nelle zone con variazioni stratigrafiche laterali poco significative (zone di pianura, valli ampie) sono ritenuti sufficienti approfondimenti di secondo livello.

In particolare dall'analisi della Carta delle macro aree del primo livello di approfondimento sismico l'area ricade tra la Zona 3, interessata da "argille e limi prevalenti (con radi strati sabbiosi fino ad almeno 25-40 m di profondità) sovrastanti depositi sabbiosi e la Zona 5 dove troviamo argille e limi fino a 5-10 m di profondità. Sabbie prevalenti tra 5 e 20 m di profondità.

Dalla cartografia si apprende che l'area interessata dalla Zona 5 è suscettibile ad instabilità e potenzialmente presenta terreni predisponenti la liquefazione.



Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

- 2001 Zona 1 - Alternanze di strati di argille e argille limose con strati di limi, limi sabbiosi e sabbie limose (sedimenti di provenienza appenninica)
- 2002 Zona 2 - Argille e argille limose (con radi strati sabbiosi) sovrastate da un orizzonte superficiale limo-sabbioso
- 2003 Zona 3 - Argille e limi prevalenti (con radi strati sabbiosi) fino ad almeno 25-40 m di profondità, sovrastanti depositi sabbiosi
- 2004 Zona 4 - Peliti prevalenti (con radi strati sabbiosi) fino almeno 20-30 m di profondità
- 2005 Zona 5 - Argille e limi fino 5-10 m di profondità. Sabbie prevalenti tra 5-20 m di profondità
- 2006 Zona 6 - Alternanze tra strati metrici/plurimetrici sabbiosi e strati metrici/plurimetrici pelitici

Zone suscettibili di instabilità

 Liquefazioni

Fig.27 - Carta delle macro aree del primo livello di approfondimento sismico

5. SECONDO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO

Come riportato sulla cartografia del comune di Carpi risulta necessario svolgere un'Analisi sismica di 2° Livello, in accordo con i contenuti del DGR 2193/2015-DGR 630/2019; tale norma specifica infatti che "...nelle aree pianeggianti e sub-pianeggianti, incluse le zone di fondovalle appenniniche, con stratificazione orizzontale e sub-orizzontale, e sui versanti stabili, compresi quelli con coperture di spessore circa costante e acclività $\leq 15^\circ$, vale a dire in tutte le zone non interessate da instabilità nelle quali il modello stratigrafico può essere assimilato ad un modello fisico monodimensionale, si ritiene sufficiente un'analisi semplificata (secondo livello di approfondimento), cioè l'analisi della pericolosità locale può essere basata, oltre che sull'acquisizione di dati geologici e geomorfologici più dettagliati di quelli rilevati nel primo livello, su prove geofisiche e prove geotecniche in sito di tipo standard e l'amplificazione del moto sismico può essere stimata attraverso abachi e formule...".

La DGR 630/2019 illustra le finalità del secondo livello di approfondimento, che sono di seguito riportate:

- la conferma delle condizioni di pericolosità indicate dal precedente livello di approfondimento ed eventuale nuova perimetrazione delle aree in cui effettuare la microzonazione sismica;
- la suddivisione dettagliata del territorio, in base all'amplificazione attesa, in aree a maggiore e minore pericolosità sismica;
- la conferma o migliore definizione delle aree, indicate dal livello di approfondimento precedente, in cui si ritengono necessari approfondimenti di terzo livello e indicazione delle indagini e analisi da effettuare.

5.1 Amplificazione stratigrafica

Per calcolare i Fattori di Amplificazione (FA) richiesti nell'analisi semplificata è stata eseguita un'apposita indagine geofisica che ha consentito di definire lo spessore del deposito di copertura o profondità del substrato rigido (H) e della velocità equivalente delle onde di taglio per lo spessore considerato (V_sH e V_{s30}) del deposito di copertura.

Pertanto, per quanto riguarda le amplificazioni litostratigrafiche e quindi per il calcolo dei coefficienti di amplificazione FPGA, FH01-05, FH05-10, ed in base alle risultanze dell'indagine sismica eseguita che ha permesso di appurare che, per almeno nei primi 30 m di terreno, non vi sia la presenza di un bedrock sismico. Per l'indagine sono stati usati gli abachi proposti dalla regione Emilia-Romagna nella DGR 630/19.

Tale procedura permette attraverso l'impiego di apposite tabelle, la valutazione dei fattori di amplificazione in funzione del valore di V_{s30} misurato nel sito oggetto di studio. La costruzione delle suddette tabelle è stata implementata utilizzando i dati geofisici e geotecnici disponibili nella Banca dati Regionale. Sono stati individuati per ogni ambiente e relativa tipologia, i profili medi di velocità (V_s) e la loro variabilità, tutti i profili di V_s relativi alle varie tipologie geolitologiche che sono stati analizzati si congiungono in profondità con il profilo del suolo A. La stima dell'amplificazione in aree di pianura prevede l'uso di tabelle diverse a seconda della stratigrafia e della profondità del bedrock (maggiore o minore di 100 m), che forniscono valori in termini di PGA (FAPGA), in termini di Intensità di Housner per intervalli di periodo T compresi tra $SI1$ $0,1\text{ s} \div 0,5\text{ s}$ (FA0,1-0,5S), $SI2$ tra $0,5 \div 1\text{ s}$ (FA0,5-1S) e $SI3$ tra $0,5 \div 1,5\text{ s}$ (FA0,5-1,5S) e in termini di intensità spettrale in accelerazione SA per intervalli di periodo compresi tra: $SA1$ ($0,1\text{ s} \leq T \leq 0,5\text{ s}$), $SA2$ ($0,4\text{ s} \leq T \leq 0,8\text{ s}$), $SA3$ ($0,7\text{ s} \leq T \leq 1,1\text{ s}$) e $SA4$ ($0,5\text{ s} \leq T \leq 1,5\text{ s}$). La finalità dell'utilizzo di tali tabelle rientra nell'ambito della pianificazione territoriale e urbanistica, pertanto considerano come pericolosità sismica di riferimento quella relativa al periodo di ritorno di 475 anni (SLV corrispondente ad una CU 2). I Fattori di Amplificazione (F.A.) sono riferiti al Suolo A (Tabella 3.2.II - Decreto 17 gennaio 2017) come previsto dall'Eurocodice 8, parte 1, e dallo stesso D.M. 17/01/2018 e distinti in base agli ambiti territoriali.

Per le aree di pianura si distinguono tre ambiti:

Pianura 1: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un contrasto di impedenza significativo, tale da essere considerato coincidente con il tetto del substrato rigido, a profondità $\leq 100\text{ m}$ da p.c.;

Pianura 2: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.;

Pianura 3: settore di pianura caratterizzato da elevati spessori di sedimenti prevalentemente fini e poco consolidati, alternanze di limi, argille e sabbie di ambiente alluvionale e transizionale, con substrato rigido a profondità non inferiori a 300 m da pc.

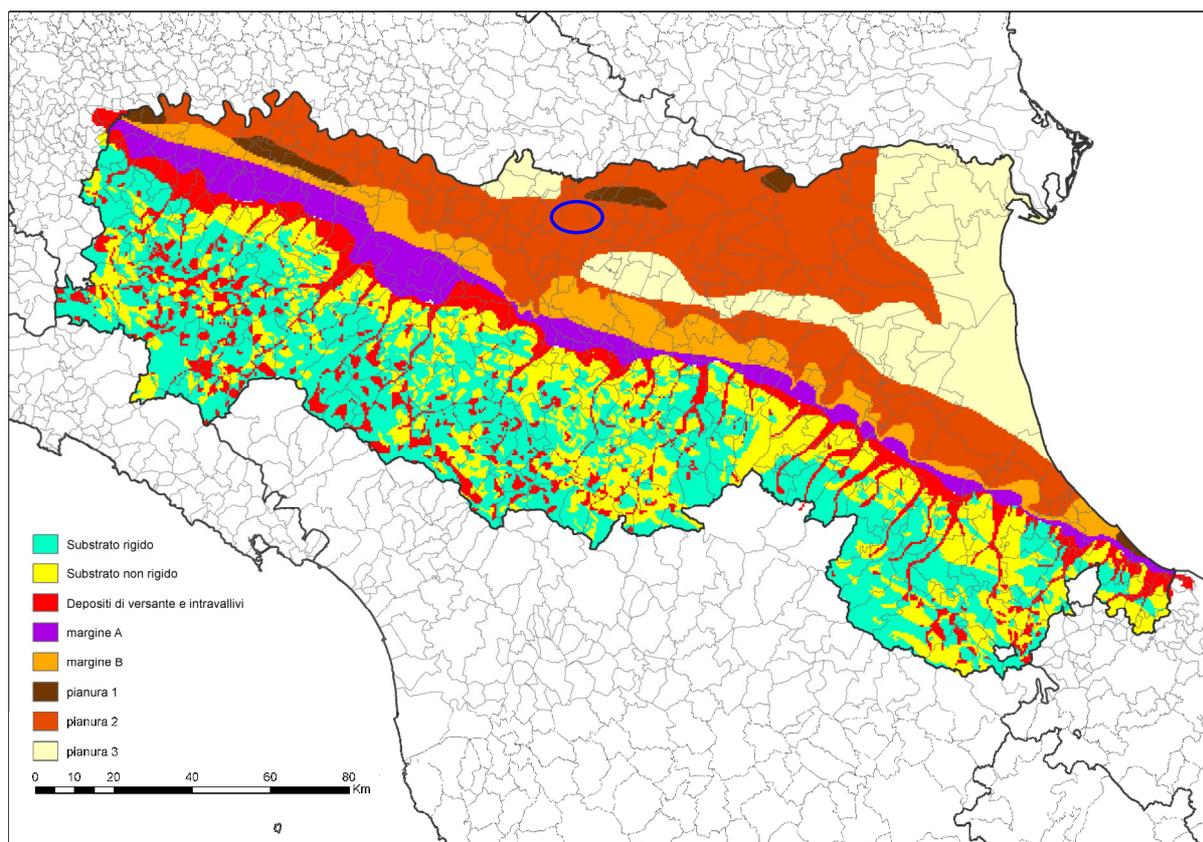
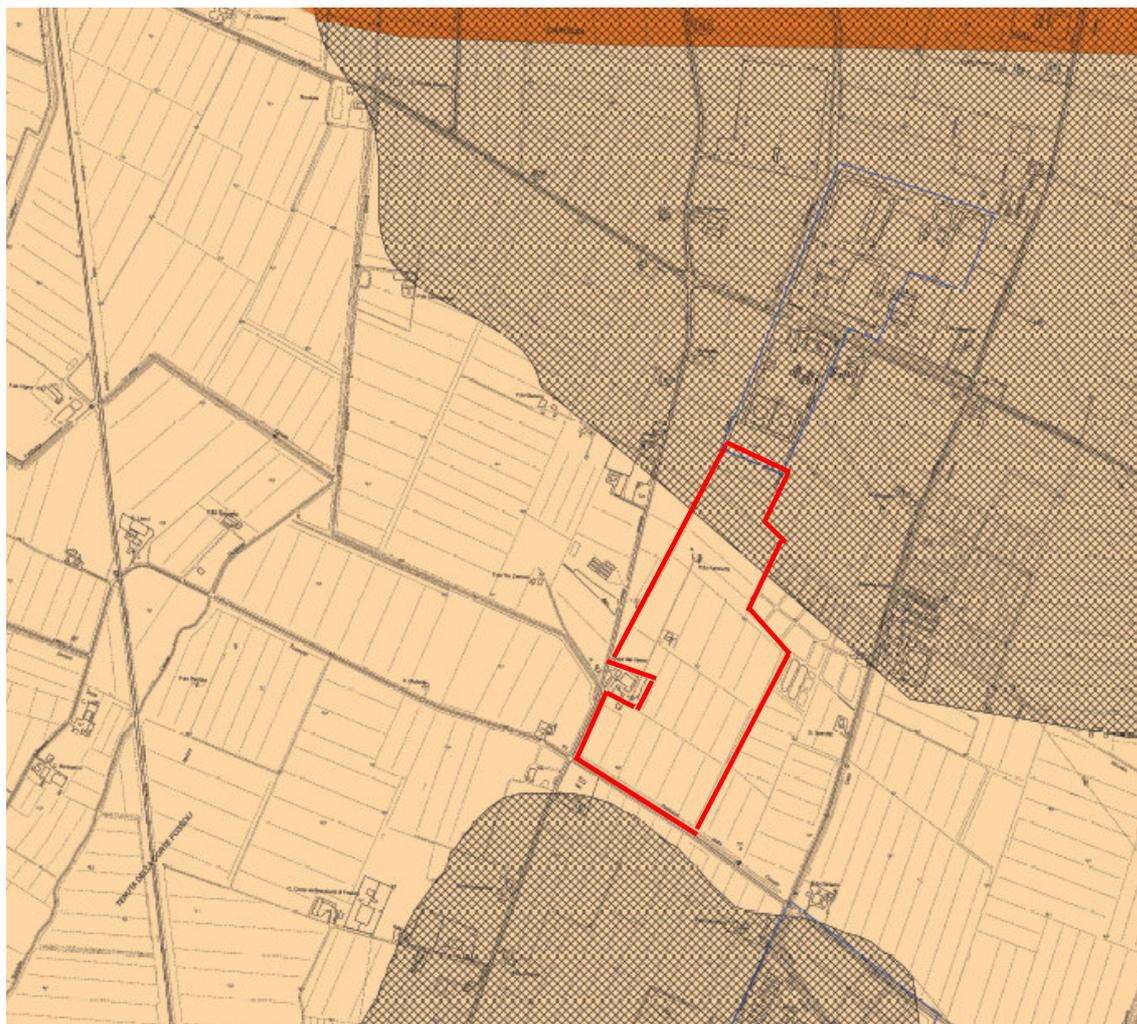


Fig. 28 Mappa di macrozonazione sismica ambienti geomorfologici regione Emilia Romagna

In riferimento alla mappa della macrozonazione sismica della regione Emilia l'area in esame ricade nella zona : PIANURA 2: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanza di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.;



Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali (FA PGA)

 1,5 - 1,6

 1,7 - 1,8

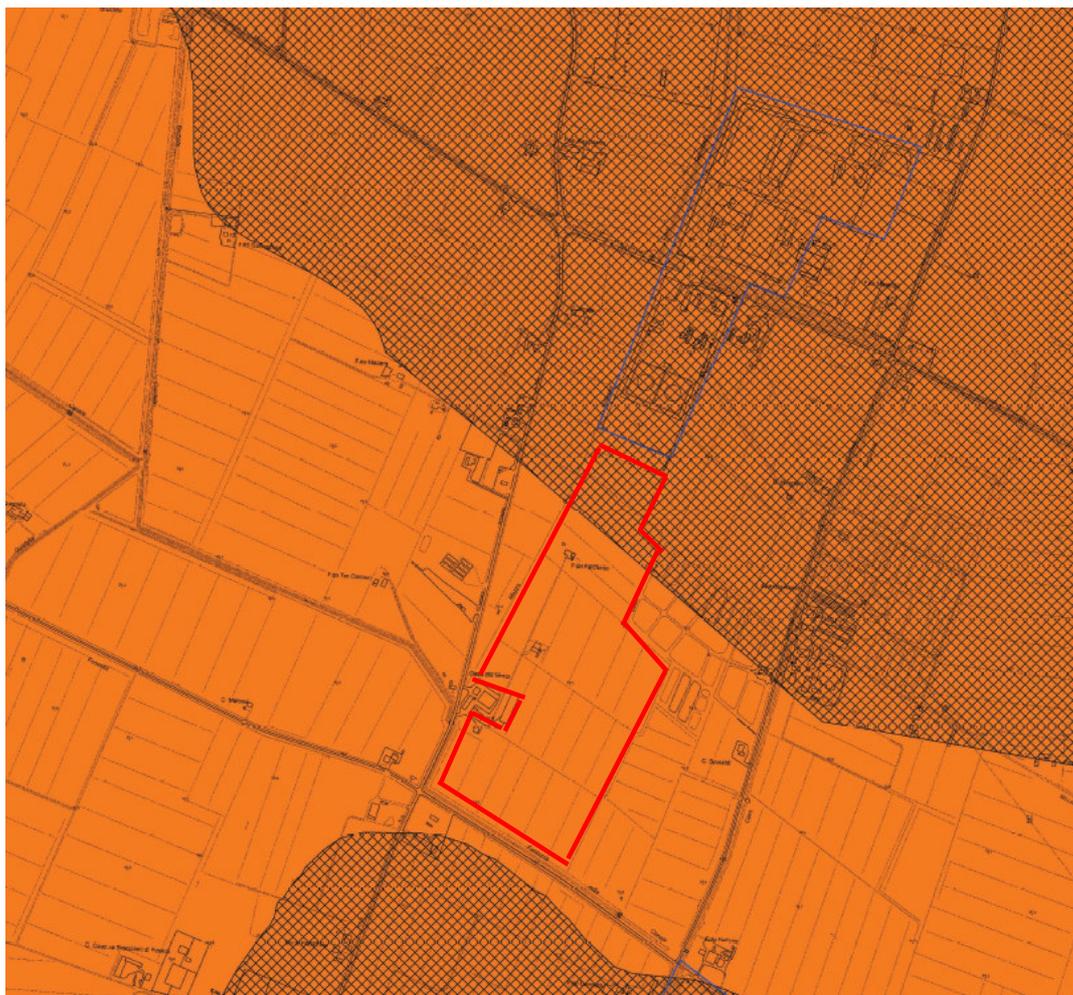
Zone suscettibili di instabilità

 Liquefazioni

 Aree urbanizzate e urbanizzabili

Fig. 29 : Stralcio della Carta di Microzonazione sismica di II Livello

Dalla cartografia emerge come il valore di FPGA riferita al sito in esame è compreso tra 1,5 e 1,6.



Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali (FA SI 0.1 – 0.5 s)

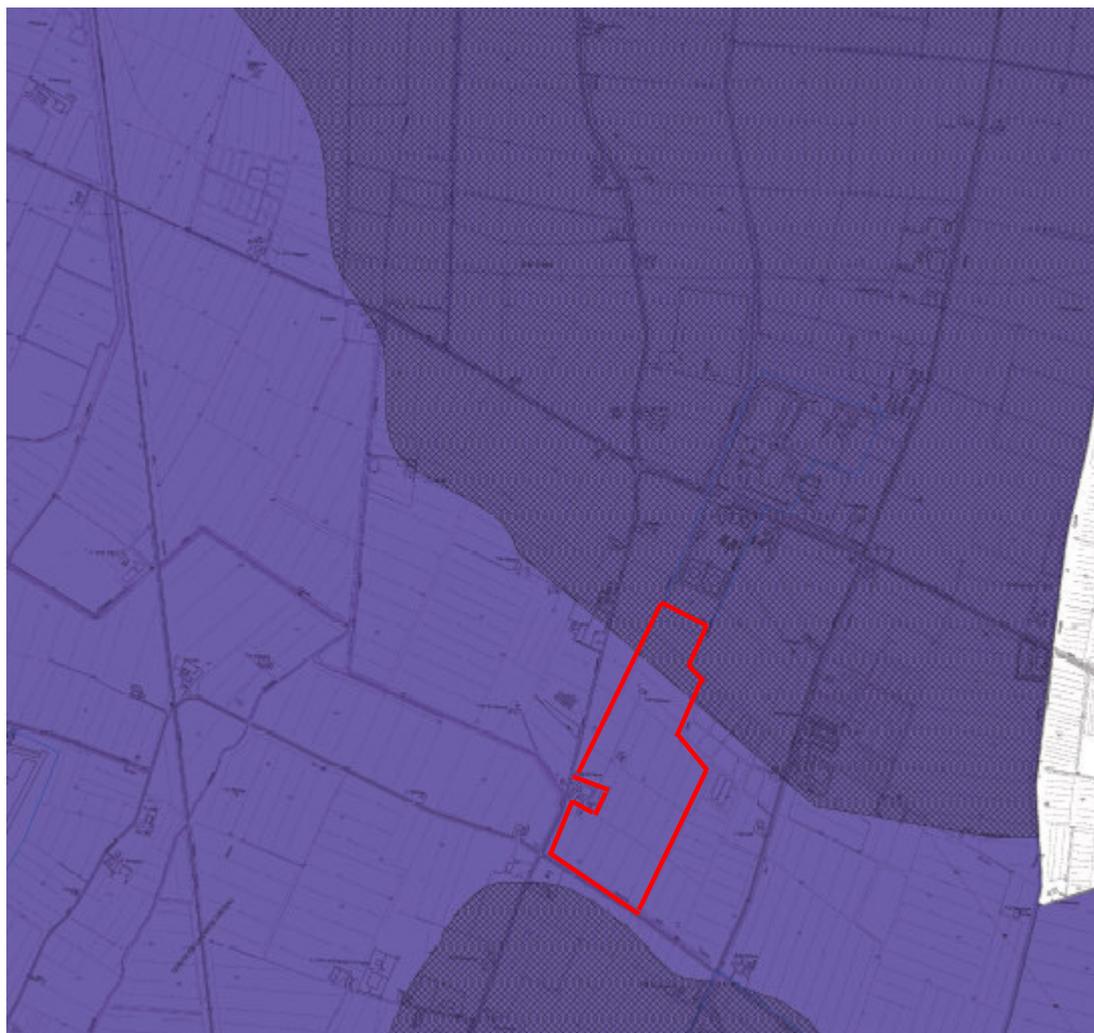
1,7 - 1,8

1,9 - 2

Zone suscettibili di instabilità

Fig. 30 : Stralcio della Carta di Microzonazione sismica di II Livello con Fa compresa tra 01-0.5 s

Dalla cartografia emerge come il valore di FA riferita al sito in esame è compreso tra 1,7 e 1,8.



Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali (FA SI 0.5 – 1 s)

 > 2,5

Zone suscettibili di instabilità

 Liquefazioni

Fig. 31: Stralcio della Carta di Microzonazione sismica di II Livello con Fa compresa tra 0,5-1,0 s

Dalla cartografia emerge come il valore di FPGA riferita al sito in esame è maggiore di 2,5.

Si riporta di seguito una stima dell'amplificazione tramite procedure semplificate (utilizzo di tabelle e formule) possibile laddove l'assetto geologico è assimilabile ad un modello fisico monodimensionale. L'amplificazione sarà quantificata in termini di PGA, SA1, SA2, SA3, SA4, SI1, SI2 e SI3 che esprimono l'amplificazione per motivi stratigrafici. Tali coefficienti di amplificazione vengono stimati impiegando le seguenti tabelle e le formule dell'Allegato A2 (punti A2.1 e A2.2) che permettono di calcolare i fattori di amplificazione sismica rispetto ad un suolo di riferimento.

Per utilizzare l'abaco è stata fatta una media delle Vs delle due MASW eseguite (260 m/s) e si è pertanto utilizzato un valore pari a 250 m/s per la determinazione dei vari fattori.

V _{s30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,7	1,7	1,7	1,6	1,5	1,5

Fattore di Amplificazione PGA

V _{s30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SA1	1,8	1,8	1,8	1,7	1,6	1,5
SA2	2,7	2,7	2,4	2,1	1,9	1,8
SA3	3,3	3,2	2,8	2,5	2,3	2,1
SA4	3,3	3,1	2,7	2,4	2,1	1,9

Fattori di Amplificazione SA1 ($0,1s \leq T \leq 0,5s$), SA2 ($0,4s \leq T \leq 0,8s$), SA3 ($0,7s \leq T \leq 1,1s$), SA4 ($0,5s \leq T \leq 1,5s$)

V _{s30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6
SI2	3,1	3,0	2,7	2,4	2,1	2,0
SI3	3,6	3,3	2,9	2,5	2,2	2,0

Fattori di Amplificazione SI1 ($0,1s \leq T \leq 0,5s$), SI2 ($0,5s \leq T \leq 1,0s$), SI3 ($0,5s \leq T \leq 1,5s$)

Dove:

H= spessore del deposito di copertura (a seguito dell'indagine effettuata H=30 m);

V_{sH} = velocità media equivalente delle onde di taglio per lo spessore considerato (a seguito delle due indagini effettuate V_{sH}=260 m/s)

Il coefficiente di amplificazione è stato scelto in base alla V_{sH} o alla V_{s30} e alla profondità del substrato e mappato sulle carte di microzonazione sismica.

Facendo riferimento alla tabella A.2.1.1., inerente la zona di Pianura Padana e costa Adriatica - Pianura 2, si ottengono i seguenti valori dei parametri :

	PERIODO	VALORE
Fattore Amplificazione P.G.A.		1.7
F.A SA1	0,1s < T ₀ < 0,5s	1.8
F.A SA2	0,4s < T ₀ < 0,8s	2.4
F.A SA3	0,7s < T ₀ < 1,1s	2.8
F.A SA4	0,5s < T ₀ < 1,5s	2.7
F.A. SI1	0,1s < T ₀ < 0,5s	1.9
F.A. SI2	0,5s < T ₀ < 1,0s	2.7
F.A. SI3	1,0s < T ₀ < 1,5s	2.9

5.2 Amplificazione topografica

L'area di intervento è caratterizzata dal punto di vista topografico da una zona pianeggiante; la DGR 630/2019 specifica che gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15°. Sulla base di tale indicazione l'area rientra nella categoria T1 riportata nella tab. 3.2.V delle NTC 2018, a cui corrisponde un valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1,0.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

6. FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione di un terreno è rappresentata dal quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. La predisposizione a tale fenomeno rappresenta un elemento da tenere in considerazione soprattutto in chiave di progettazione antisismica.

La liquefazione interessa soprattutto i depositi sabbiosi sciolti, posti sottofalda, che presentano le seguenti caratteristiche:

- Sabbie da fini a medie con contenuti in materiale fine variabile fra 0 e 25%;
- Grado di saturazione pari a 1 (terreni sotto falda);
- Da poco a mediamente addensati;
- Profondità del deposito entro i 15 m dal piano campagna.
- Valori di N_{spt} inferiori a 10 nei primi 10 m di profondità.

Il D.M. 17/01/18 e riporta le linee guida per valutare la suscettibilità alla liquefazione, in particolare la verifica è da omettere quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- 4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure sottostanti, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

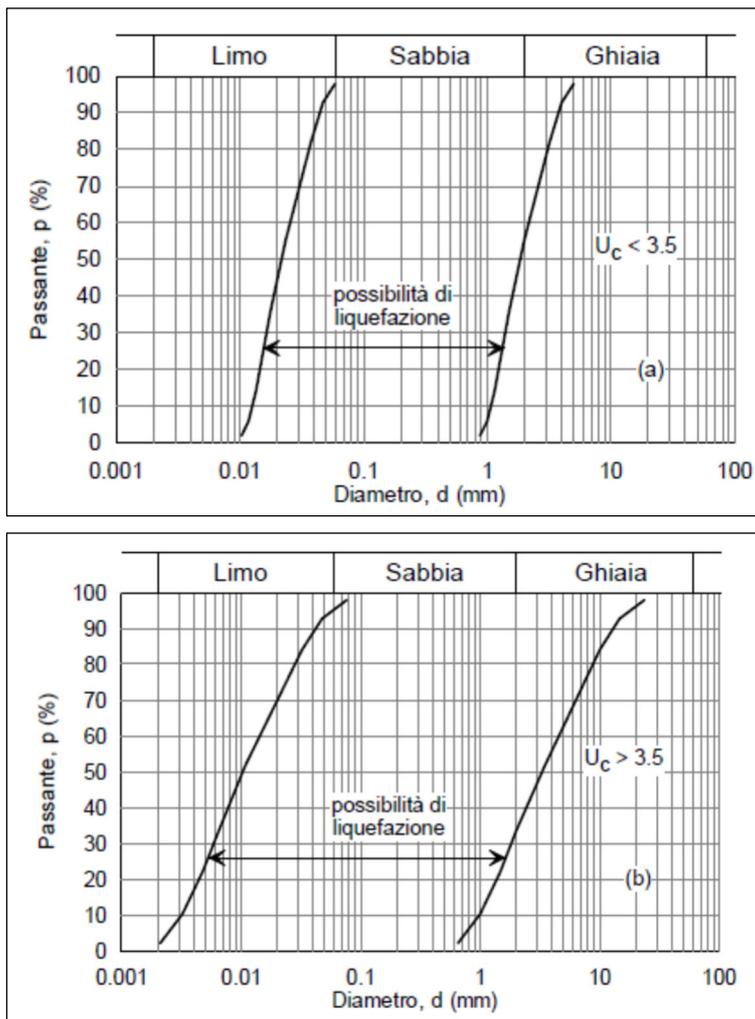


Fig. 32 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

6.1 Analisi del rischio alla liquefazione

Il metodo semplificato utilizzato per la stima della liquefazione è Robertson e Wride (1997), che per il calcolo del CRR si avvale delle prove CPT, in particolare in corrispondenza della prova Cpt 1 spinta alla prof. max di 15,00 m dal p.c.

Il territorio comunale di Carpi risulta ubicato nella macrozona emiliana denominata "Pianura 2" nella DGR Emilia-Romagna DGR 2193/2015-DGR 630/2019.

Come accelerazione massima al suolo (PGA) si sono utilizzate, per l'analisi del rischio alla liquefazione, le accelerazioni massime al bedrock definite dalla suddetta delibera per i singoli comuni, in funzione della Vs30 sito specifico.

Come magnitudo di riferimento si è adottata la Max (Massimo sisma credibile, principio di cautela) della zona sismogenetica ZS9 definita dall'INGV, all'interno della quale è ubicato il comune - zona sismogenetica ZS9: n. 912 "Dorsale Ferrarese"; magnitudo Mw 6.14.

La distanza tra l'epicentro del sisma atteso e il sito in esame è stata assunta pari a zero, in quanto la sorgente dell'evento atteso è di competenza della zona nella quale è ubicato il sito

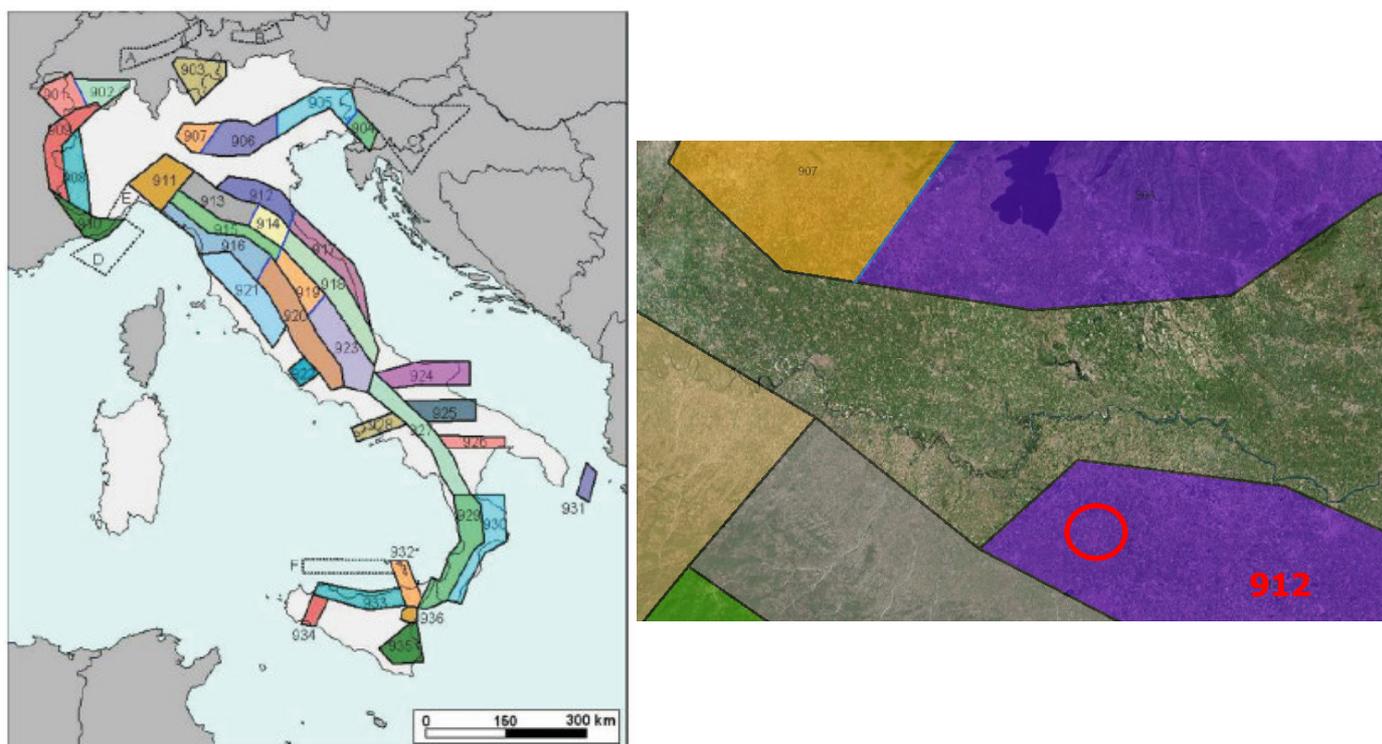


Fig.33-34 – Zone sismogenetiche d'Italia ed ubicazione del sito nella zona sismogenetica (in rosso)

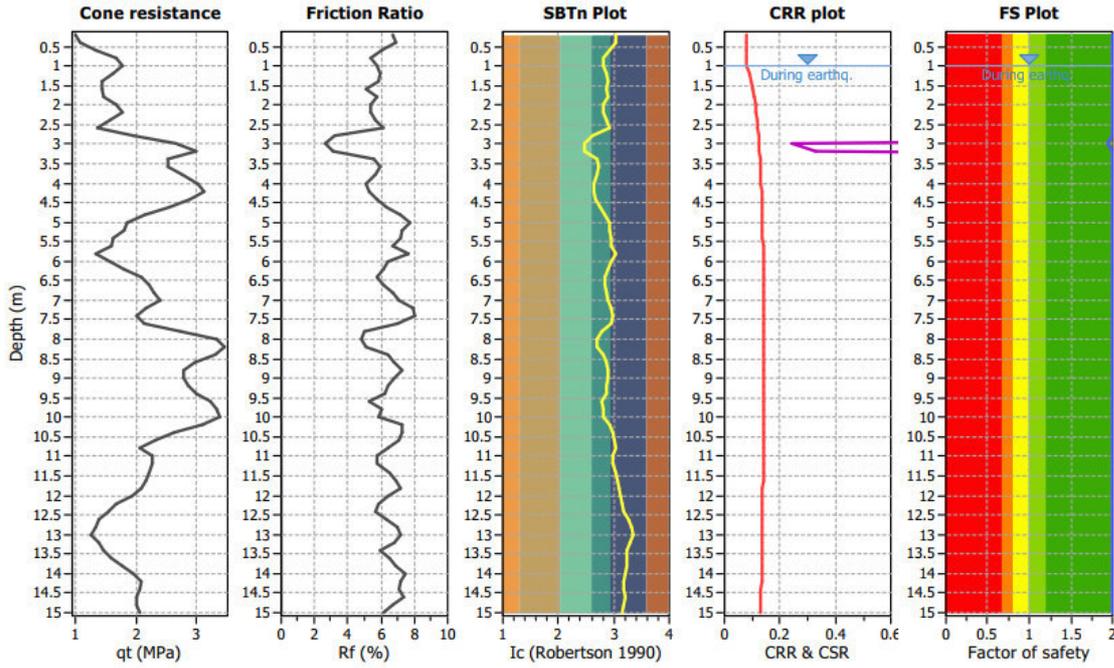
Si riassumono di seguito i dati principali utilizzati nella verifica a liquefazione eseguita:

Pianura 2; Valore Vseq-medio da MASW eseguite: 260 m/s; FA-PGA: 1.7; PGA free-field: 0.187 g; zona sismogenetica ZS9: n. 912 "Dorsale Ferrarese"; magnitudo Mw 6.14.

Si è adottato come soggiacenza della falda la quota di -1,00 m dal p.c.

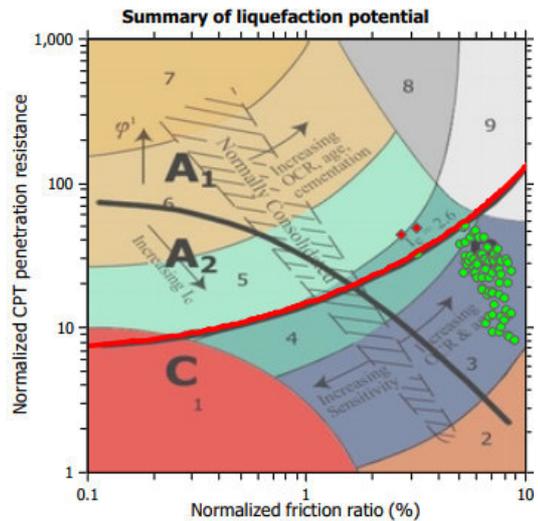
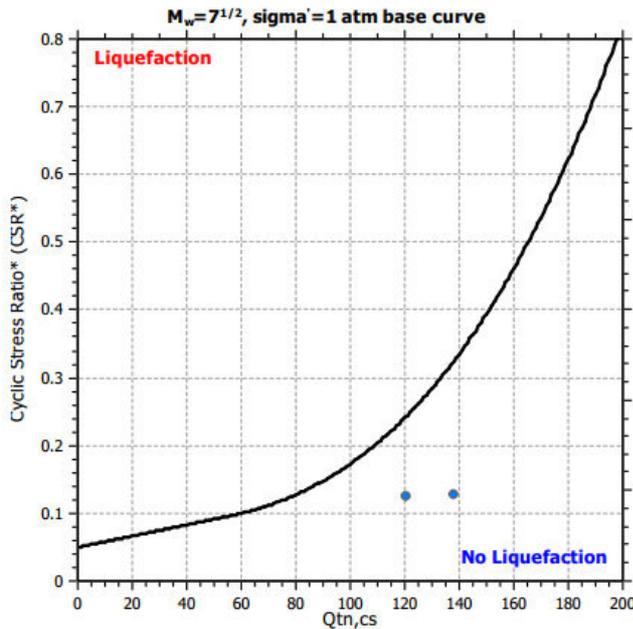
Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	I&B, 2008
Peak ground acceleration:	0.18	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_0 applied:	Yes		



$M_w=7^{1/2}$, $\sigma'_v=1$ atm base curve

Summary of liquefaction potential



Zone A₁: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading
 Zone A₂: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and grou geometry
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plastic brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

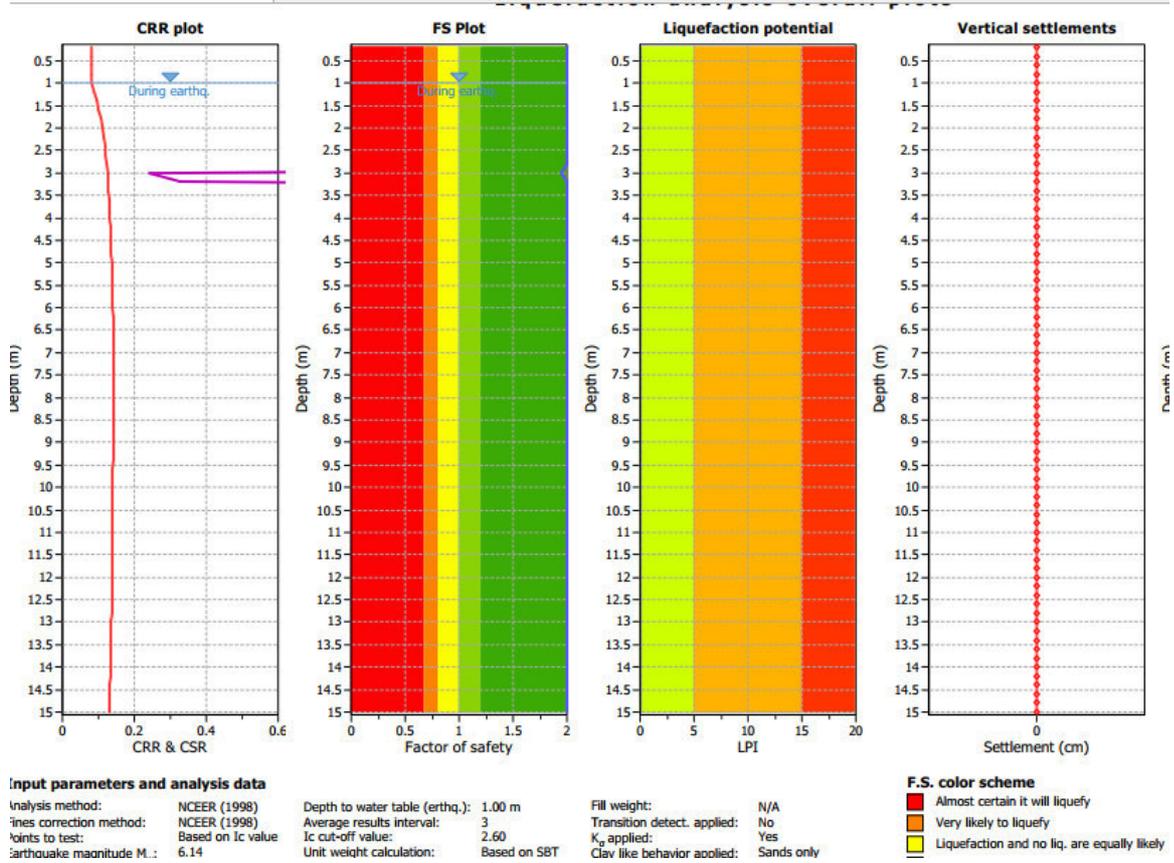
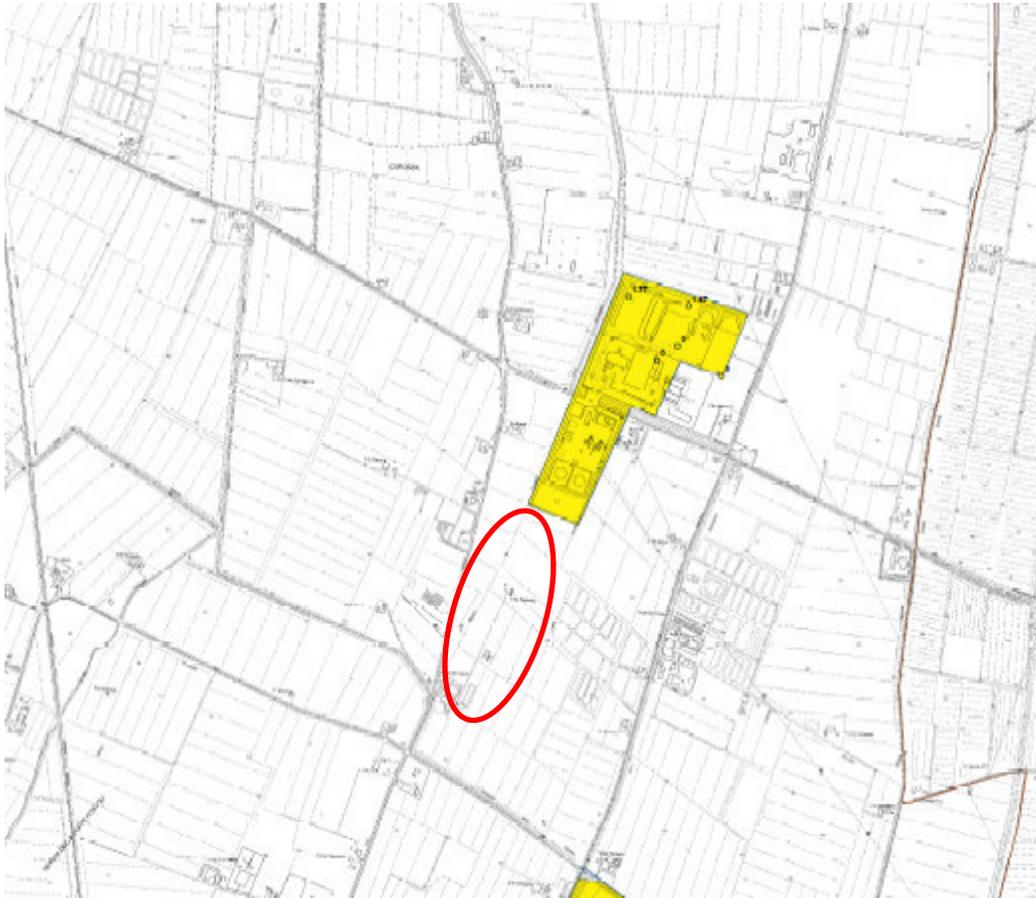


Fig.35 - Risultati dell'elaborazione a liquefazione

I risultati indicano che, per quanto attiene la suscettibilità alla liquefazione, il terreno in esame è da classificare "NON LIQUEFACIBILE" con rischio di liquefazione "Da Nulla a Molto Basso".

Tale indicazione è confermata anche dalla carta di III Livello comunale in cui sono riportati gli indici del potenziale di liquefazione e cedimenti postsismici significativi.

Dallo stralcio cartografico sotto riportato, riferito ad un'area limitrofa a quella di indagine, si evince come il rischio di liquefazione per l'area in esame sia "basso".



Aree a uguale "rischio" di liquefazione

-  Rischio di liquefazione basso, $0 \leq IPL \leq 2$
-  Rischio di liquefazione moderato, $2 < IPL \leq 5$
-  Rischio di liquefazione alto, $IPL > 5$

Valore puntuale dell'indice del potenziale di liquefazione

-  Rischio di liquefazione basso, $0 \leq IPL \leq 2$
-  Rischio di liquefazione moderato, $2 < IPL \leq 5$
-  Rischio di liquefazione alto, $IPL > 5$
-  Rischio di cedimenti post-sismici significativi

Fig.36 - Carta di III Livello dove sono riportati gli indici del potenziale di liquefazione

7. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Alla scopo di ottenere utili informazioni tecniche destinate ad una corretta interpretazione delle caratteristiche reologiche dei terreni di fondazione delle strutture in progetto, sono state realizzate n.6 a prove penetrometriche statiche Cpt 1-Cpt 6 utilizzando un penetrometro statico/dinamico Pagani modello Emilia – TG 63-200 (200 kN) avente una spinta di infissione di 20 t (manicotto sup. 150 mm², punta diam. 36 mm), un maglio di 73,0 Kg (volata 75 cm, angolo di apertura 60°), aste lunghe 1 metro.

La prova penetrometrica statica (CPT) consiste nello spingere nel terreno, ad una velocità costante di 2 cm/sec., una serie di aste cilindriche con un cono alla base (punta meccanica Begemann) e misurarne continuamente o ad intervalli non superiori a 20 cm la resistenza alla penetrazione.

La resistenza viene misurata nel momento in cui manicotto e punta conica sono spinti verso il basso mentre gli altri elementi del penetrometro rimangono fermi.

- Resistenza alla punta conica q_c :

la resistenza al cono è letta direttamente sul display della cella di carico montata sul gruppo di spinta dell'attrezzatura:

$$q_c = R_p$$

misurata in kg/cm².

- Attrito laterale o locale f_s :

l'attrito unitario locale che si ottiene sottraendo al valore di R_l (resistenza laterale letta sul display) il valore di R_p , diviso per la superficie laterale del manicotto (S_l):

$$f_s = (R_l - R_p) / S_l$$

I dati di campagna ed i grafici della prova sono riportati in allegato 1.

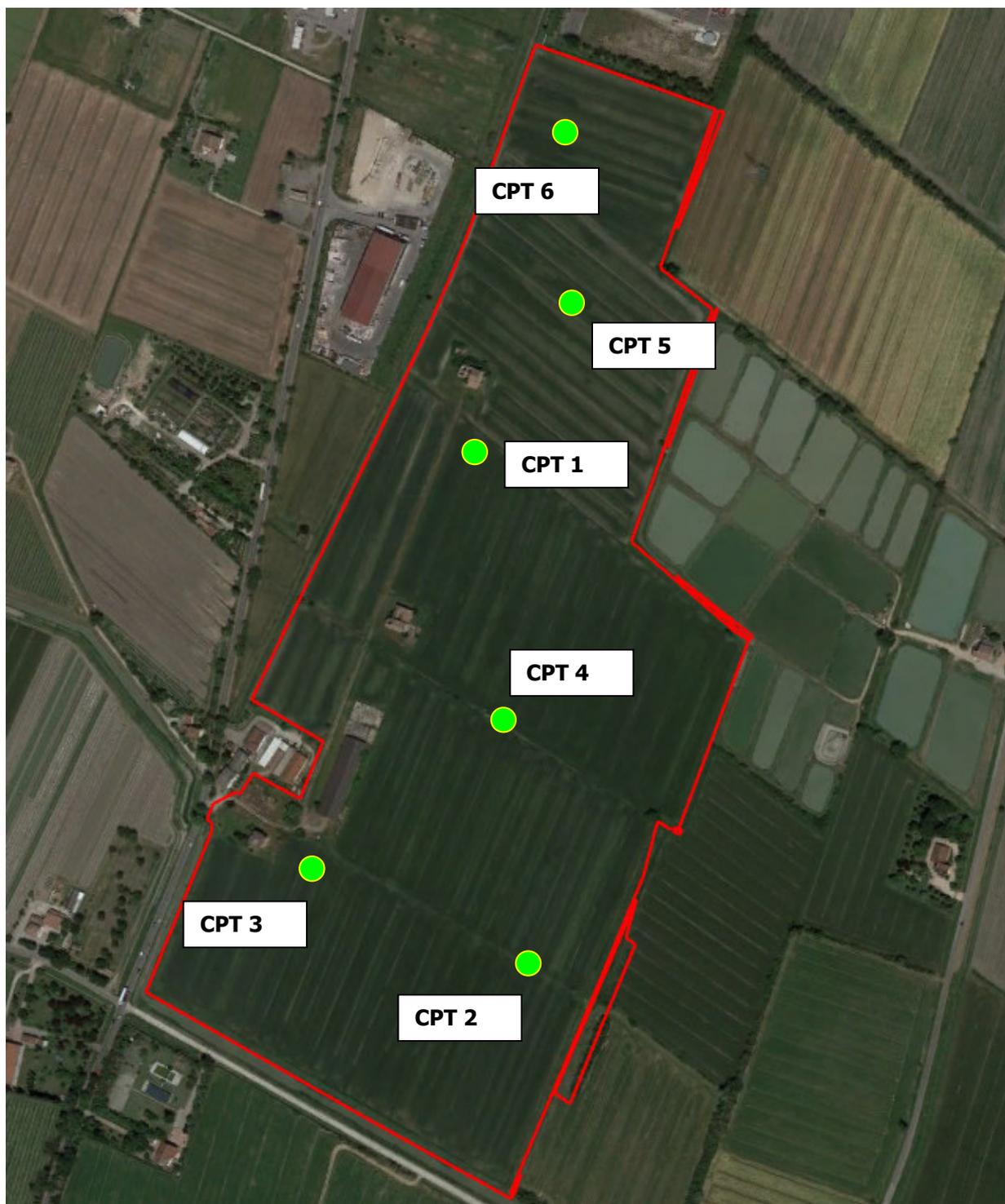


Fig.37 Ubicazione delle prove realizzate



Fig.38 –Prova statica CPT1



Fig.39 –Prova statica CPT2



Fig.40 –Prova statica CPT3

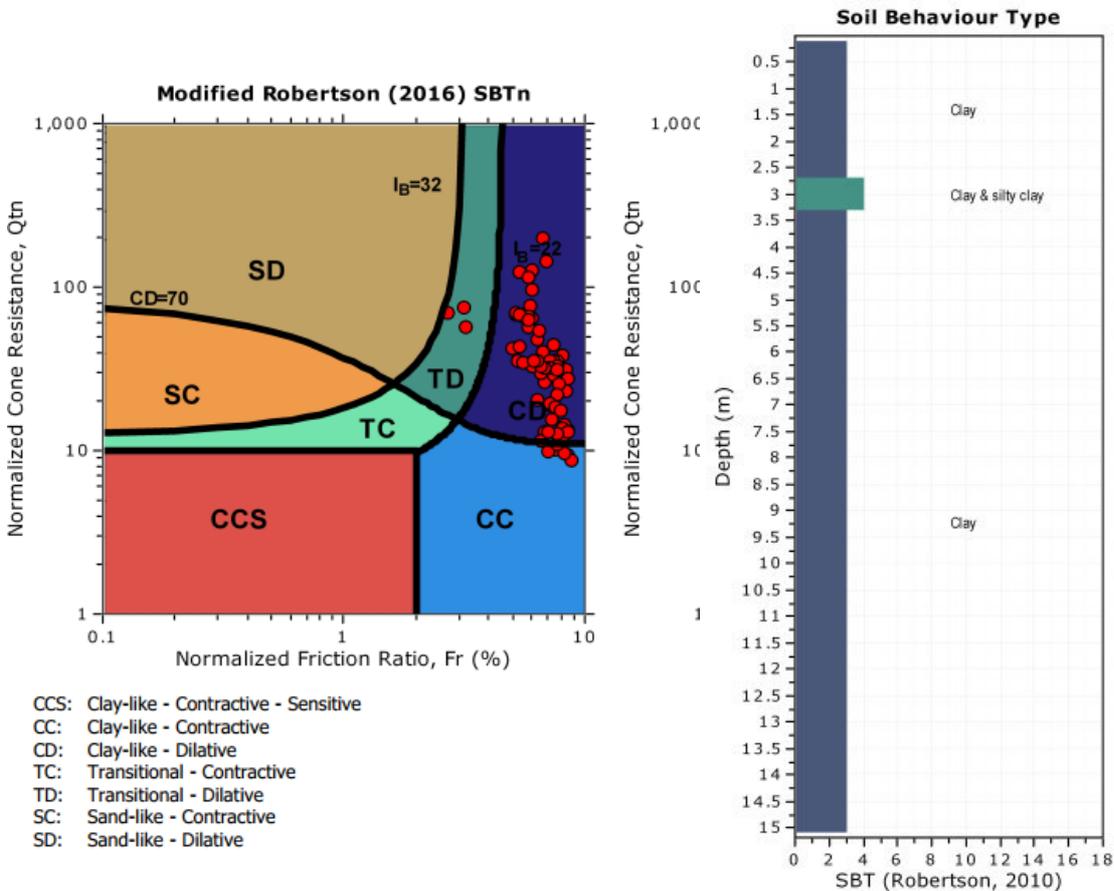


Fig.41 –Prova statica CPT5

8. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA

Natura dei terreni

L'elaborazione dei dati desunti dalle prove penetrometriche statiche ha permesso di ricostruire l'assetto litostratigrafico e, contestualmente, di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni investigati. Dalla prof. di circa 1.0 m fino a 15 m circa da p.c.si tratta principalmente di Argille, argille limose e limi argillosi a bassa consistenza. All'interno dell'unità si rinvencono localmente intercalazioni limoso-sabbiose discontinue



Modello litostratigrafico

In particolare, è stato individuato al di sotto del terreno vegetale (0,40-0,80) fino alla profondità di 2,80 (Cpt 1)-3,60 (Cpt 5) un **orizzonte B** costituito da argilla limosa debolmente sabbiosa da tenera a mediamente compatta (Q_c kg/cmq = 9-28).

In particolare dalla profondità di 3,20 fino alla prof. di 4,20 (Cpt 2) da 2,80 m e fino alla profondità di 3,20 m (Cpt 1) si individuano locali livelli centimetrici sabbiosi limosi mediamente addensati (**orizzonte C**) ($kg/cmq = 30-67$).

Dalla prof. di 3,40-4,20 si individua un orizzonte argilloso limoso mediamente compatto individuato fino alla massima profondità indagata (15 m dal p.c.) ($kg/cmq = 12-37$).

PROFONDITA' (m da p.c.)	MODELLO LITOSTRATIGRAFICO	MODELLO GEOMECCANICO	Qc medio kg/cmq
da 0.00 a 0,40-0,80	Terreno vegetale	orizzonte A	
da 0,40÷0,80 a 2,80÷3,60	Argilla limosa debolmente sabbiosa	orizzonte B	18
da 2,80 a 3,20 (Cpt 1) da 3,20 a 4,20 (Cpt 2)	Livelli sabbiosi limosi	orizzonte C	58
da 3,20/4,20 a 15,00	Argilla limosa	orizzonte D	23

Modello geomeccanico di riferimento

Nella seguente tabella, viene riportato il profilo geotecnico dei vari livelli riconosciuti suddivisi sulla base delle seguenti caratteristiche: litologia prevalente, stato di addensamento dei materiali, proprietà fisico-meccaniche.

All'interno del *range* di riferimento è possibile identificare il valore medio, considerato come valore medio spaziale ovvero, la media dei valori relativi ad un determinato volume di terreno (esempio : volume di terreno interessato dal cuneo di rottura o da una superficie di scivolamento).

I parametri geotecnici degli orizzonti in esame sono stati ricavati utilizzando le correlazioni riportate in letteratura ed in particolare da: *Atti del corso di aggiornamento "Esplorazione geologico-tecnica" organizzato dalla Scuola d'Ingegneria del Canton Ticino e da "Fondazioni" di Joseph e.Bowles.*

Peso dell'unità di volume γ : è stato assunto sulla base dei valori tipici indicati in letteratura come γ_{wet} (peso dell'unità di volume umido) e γ' (peso dell'unità di volume immerso).

Densità relativa D_r : è un parametro che indica il grado di addensamento di un deposito incoerente e quindi la sua compressibilità. E' stata calcolata con la correlazione di Skempton il quale propone la seguente correlazione: $D_r = ((N1)_{60})/60)^{0,5}$

Dove $((N1)_{60})$ si riferisce al sistema di battitura pari a 60% tenendo conto della tensione verticale efficace in Kpa.

Angolo di attrito ϕ' : l'angolo di attrito esprime la resistenza al taglio dei terreni considerando nulla la coesione; il valore è stato ottenuto con la correlazione di Schmertmann (1977) in base alla densità relativa ed alla pressione efficace.

Modulo di deformazione drenato E' : indica la compressibilità del terreno; considerando i depositi incoerenti normalconsolidati si è assunto come valore di progetto quello ottenuto con la correlazione di D'apollonia et alii 1970.

Modulo o rapporto di Poisson μ : costante elastica con valori compresi fra 0 e 5; sulla base delle indicazioni riportate in letteratura per terreni sabbioso ghiaiosi si può assumere un valore pari a 0,30/0,35.

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENI DI FONDAZIONE			
Orizzonte A – Terreno vegetale			
Orizzonte B – Argilla Limosa deb. sabbiosa			
<i>CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			coesivo
Consistenza			Tenera -media
<i>PESI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume	γ	kN/m ³	17.0-17.5
Peso di volume immerso	γ_{wet}	kN/m ³	-
<i>PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	-
Coesione efficace	C'	KPa	-
Coesione non drenata	Cu	KPa	50 - 80
<i>PARAMETRI ELASTICI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Modulo elastico	E	KPa	-
Modulo edometrico	M	KPa	4000 - 7000
coefficiente di Poisson	μ	KPa	0,35
Orizzonte C – Livelli sabbioso limosi			
<i>CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			granulare
Consistenza			medio
<i>PESI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume	γ	kN/m ³	18.0-18.5
Peso di volume immerso	γ_{wet}	kN/m ³	
<i>PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	28-32
Coesione efficace	C'	KPa	-
Coesione non drenata	Cu	KPa	-
<i>PARAMETRI ELASTICI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Modulo elastico	E	KPa	15000 - 20000
coefficiente di Poisson	μ	KPa	0,30
Orizzonte D – Argilla limosa			
<i>CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			coesivo
Consistenza			medio
<i>PESI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume	γ	kN/m ³	17.0-17.5
Peso di volume immerso	γ_{wet}	kN/m ³	
<i>PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	
Coesione efficace	C'	KPa	-
Coesione non drenata	Cu	KPa	60 - 100
<i>PARAMETRI ELASTICI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Modulo edometrico	M	KPa	5000 - 8000
coefficiente di Poisson	μ	KPa	0,35

9. SCAVI

In considerazione del fatto che il progetto possa prevedere sbancamenti di terreno si rende necessaria (oltreché obbligatoria per Norma) la protezione degli sbancamenti aventi altezza del fronte di scavo superiore a 1,50 m; tale accorgimento impedirà che possano verificarsi cedimenti nei terreni sul fronte di scavo e permetterà di poter lavorare all'interno dello scavo in assoluta sicurezza, come previsto dal *Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81 Attuazione dell'Art. 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro e del Decreto Ministeriale 14 gennaio 08 "Norme tecniche sulle costruzioni"*.

Si riportano di seguito gli articoli più significativi.

- *D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, e' vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.*
- *D.Lgs 81/2008, art. 118: Nello scavo di pozzi e di trincee profondi più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.*
- *D.Lgs 81/2008, art. 120: E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.*
DM 14 01 08 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo): Per scavi trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.

Al fine di evitare il franamento e/o spostamento dei terreni di scarpata si consiglia di ricorrere ad una delle seguenti soluzioni da dimensionare in fase progettuale :

- scavo tradizionale con angolo di sbancamento adeguato tale da garantire le condizioni di massima sicurezza (le scarpate non dovranno avere pendenze superiori a 45°). Questa soluzione potrà essere completata dalla formazione di gradoni utili alla diminuzione della pendenza e dell'altezza di fronti di scavo verticali molto estesi.

Al termine delle operazioni di scavo si dovranno adottare adeguate protezioni necessarie per prevenire eventuali fenomeni di dilavamento da parte delle acque piovane.

- utilizzo di opportune strutture di sostegno (paratie, berlinese di micropali, ecc)

10. TERRE E ROCCE DA SCAVO

Il 22 agosto 2017 è entrato in vigore il DPR 13 giugno 2017, n. 120, ovvero il nuovo regolamento sulla "Disciplina semplificata delle terre e rocce da scavo", il quale abroga sia il DM n. 161/2012, che l'art. 184-bis, comma 2bis del TUA, nonché gli artt. 41, c.2 e 41-bis del DL n. 69/2013.

La nuova disciplina riguarda la gestione delle terre e rocce da scavo sia come sottoprodotti sia come rifiuti con un ampliamento dei limiti quantitativi per il deposito temporaneo.

Il D.P.R. n. 120/2017 secondo quanto sancito nell'art. 1 disciplina:

- La gestione delle terre e rocce da scavo escluse dalla normativa sui rifiuti, limitatamente ad alcuni cantieri.
- La gestione delle terre e rocce da scavo riutilizzate come sottoprodotti in relazione a qualunque cantiere.
- La gestione delle terre e rocce da scavo per il deposito temporaneo delle stesse come rifiuti.

Assunto che per terre e rocce da scavo si intende il suolo escavato derivante da attività finalizzate alla realizzazione di un'opera, e che la qualifica di sottoprodotti non viene meno se le terre sono frammiste a materiali il cui utilizzo è fisiologico in talune attività di scavo, vale a dire il calcestruzzo, la bentonite, il PVC, la vetroresina, le miscele cementizie e gli additivi per scavo meccanizzato.

L'art. 2 continua con altre definizioni fondamentali quali quella di sito: un'area o porzione di territorio geograficamente definita e perimetrata; di sito di produzione: il sito in cui le terre sono generate; e quella di opera: il risultato di un insieme di lavori che di per sé esplica una funzione economica o tecnica.

Restano espressamente estranei alla normativa i rifiuti da demolizione e il refluo in mare di cui all'art. 109, D.Lgs 152/2006 (art. 3).

All'art. 4 sono definiti i criteri per qualificare le terre e rocce da scavo come sottoprodotti. Il comma 3 dedicato ai materiali di riporto stabilisce che la presenza di quest'ultimi, non farà perdere la qualifica di sottoprodotti alle terre in cui la quantità massima di materiali di origine antropica corrisponda al 20% in peso. Le terre e rocce da scavo dovranno inoltre rispettare le concentrazioni soglia di contaminazione (CSC) e superare il test di cessione da condurre con il metodo di cui al D.M. 5/02/1998 da confrontare con le CSC per le acque sotterranee.

L'articolo 5 è dedicato al deposito intermedio. Esso potrà avvenire nel sito di produzione, in quello di destinazione o in altro sito a condizione che siano rispettati 5 requisiti:

- 1 Compatibilità di destinazione urbanistica tra sito di produzione e sito di deposito.
- 2 Preventiva indicazione di luogo e durata.
- 3 Durata non superiore al termine di validità del piano o della dichiarazione di utilizzo.
- 4 Separazione fisica e autonoma gestione rispetto ad altre terre, siano esse sottoprodotti considerati in altri piani o dichiarazioni, siano esse rifiuti.

5 Conformità al piano o alla dichiarazione e presenza di apposita segnaletica con tutte le informazioni del caso.

È possibile variare il sito di deposito intermedio purché vi sia un tempestivo aggiornamento del piano o della dichiarazione. In caso di sfioramento dei tempi, le terre temporaneamente depositate diverranno rifiuti.

Gli articoli da 8 a 19 normano le terre e rocce da scavo prodotti in cantieri oltre i 6.000 m³ per opere sottoposte a VIA/AIA. In tali cantieri è necessario redigere il piano di utilizzo che deve essere conforme alle disposizioni previste nell'allegato 5 del decreto.

Gli art. 20-22 riguardano i cantieri fino ai 6.000 m³ e in quelli oltre i 6.000 m³ non sottoposti a VIA/AIA, dove la dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà assolve la funzione del piano di utilizzo. Essa va inviata almeno 15 giorni prima l'inizio dello scavo, utilizzando il modulo presente all'allegato 6 del decreto, al comune del luogo di produzione e all'ARPA, indicando quantità, siti di deposito intermedio e di destinazione, estremi delle autorizzazioni e tempi per l'utilizzo.

L'art. 23 riguarda la disciplina del deposito temporaneo di terre e rocce da scavo qualificate come rifiuti.

L'art. 24 riguarda invece la possibilità di riutilizzare nel sito di produzione di terre e rocce da scavo escluse disciplina dei rifiuti.

Per potersi considerare escluse dall'ambito di applicazione della normativa sui rifiuti le terre e rocce da scavo devono essere prive di contaminazione (art. 185 comma 1 lett. C del D.Lgs. 152/06).

Gli art. 25 e 26 riguardano rispettivamente le modalità e le cautele da attuare per condurre l'attività di scavo nei siti di bonifica già caratterizzati e il riutilizzo delle terre provenienti da un sito in bonifica all'interno dello stesso sito.

Gli ultimi cinque articoli (27-31) si riferiscono alle disposizioni intertemporali, transitorie e finali. In particolare il regime transitorio considera diverse situazioni:

- I piani e i progetti già approvati prima dell'entrata in vigore del D.P.R. 120/2017 restano disciplinati dalla normativa previgente che dovrà essere applicata anche alle modifiche e agli aggiornamenti che possono intervenire dopo il 22 Agosto 2017.

- I progetti con procedura in corso alla data di entrata in vigore del D.P.R. 120/2017 restano disciplinati dalla normativa previgente, tuttavia, entro 180 giorni dall'entrata in vigore del D.P.R., è fatta salva la volontà di passare al nuovo regime presentando il piano di utilizzo di cui all'articolo 9 o la dichiarazione di cui all'articolo 21.

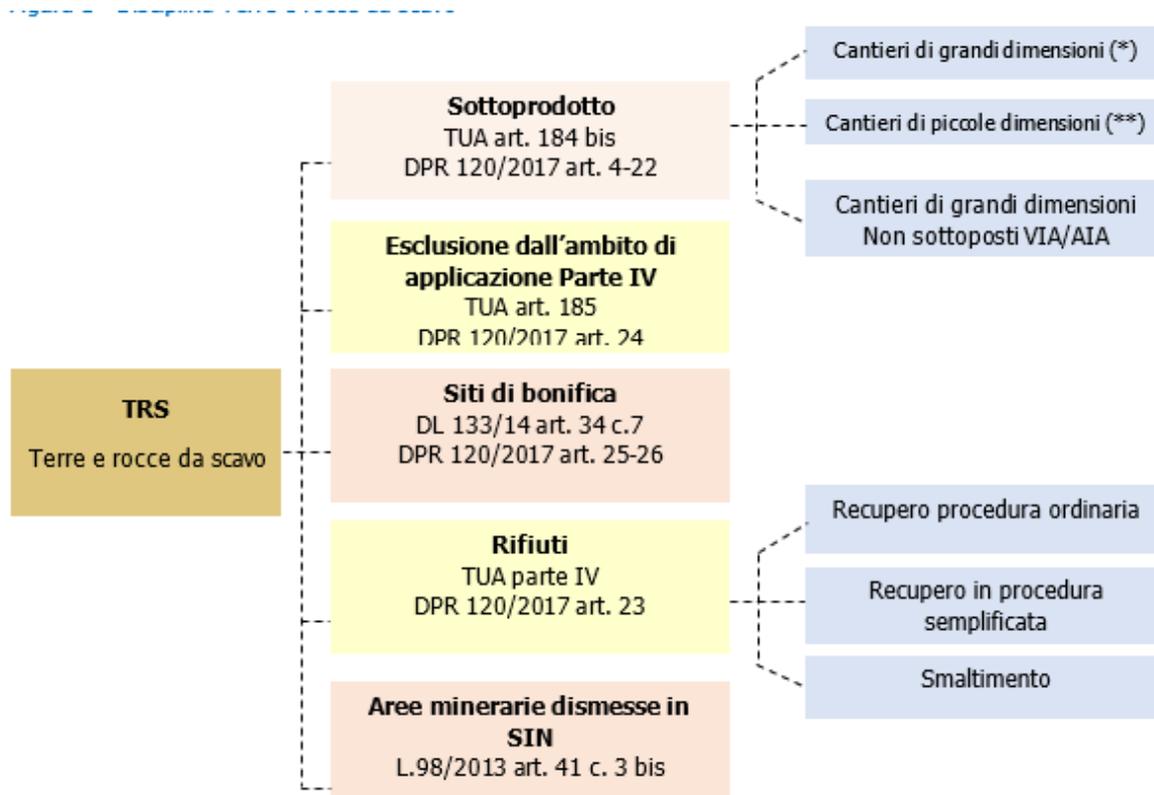
- In caso di riutilizzo nello stesso sito previsto in procedure di VIA già avviate nelle quali non sia intervenuto il provvedimento finale si applica, su richiesta del proponente, l'art. 24.

- In caso di riutilizzo nei siti di bonifica restano valide le autorizzazioni rilasciate in approvazione dei progetti di bonifica.

L'articolo 28 rimarca la necessità che gli enti di controllo competenti effettuino controlli, ispezioni e prelievi per verificare il rispetto di quanto previsto nei piani di utilizzo e di quanto espresso nelle

dichiarazioni di utilizzo e di avvenuto utilizzo. Il D.P.R. si chiude con l'art. 31 che sancisce le norme espressamente abrogate:

- D.M. n. 161/2012;
- L'art. 184/bis, comma 2bis, D.Lgs. 152/06;
- Gli artt. 41, comma 2 e 41bis, D.L. 69/13 convertito, con modificazioni, dalla legge n. 98/2013.



11. CONCLUSIONI

La presente relazione, richiesta a supporto del a supporto del Progetto relativo alla costruzione ed esercizio di un impianto sito nel territorio di Carpi (MO), in località Fossoli, denominato "CASCINETTO" avente potenza moduli pari a 18,97 MWp,, illustra i risultati delle indagini geologico – tecniche e sismiche che hanno permesso di valutare il comportamento geomeccanico dei terreni di fondazione dei manufatti in progetto.

Lo studio ha comportato un rilievo geomorfologico di dettaglio della zona interessata dal progetto e di un suo significativo intorno, per la caratterizzazione geologica dell'area e la realizzazione di indagini geognostiche (prove penetrometriche Cpt 1-Cpt6) e di indagini sismiche (MASW1-MASW2) .

Dall'osservazione della carta litologica allegata al PSC di Carpi è possibile osservare come i terreni di copertura dell'area siano contraddistinti dalla presenza di limi argillosi argilla limosa che, come vedremo successivamente nel dettaglio, si possono spingere fino a 30 m di profondità.

Con riferimento ai risultati delle indagini disponibili e alle tracce delle sezioni bibliografiche, sono stati ricostruiti i profili litostratigrafici del terreno ed individuate le unità litotecniche descritte nel seguito.

In particolare si individuano:

- UNITÀ R (da p.c. fino a 1.0 m di profondità): Suolo agrario limoso argilloso, sovraconsolidato per essiccamento;
- UNITÀ 1A (da 1.0 m a 18.0÷19.0 m circa da p.c.): Argille, argille limose e limi argillosi a bassa consistenza. All'interno dell'unità si rinvengono localmente intercalazioni limoso-sabbiose discontinue;

Per quanto riguarda infine la falda freatica superficiale, il livello freatico misurato nei fori dei sondaggi penetrometrici eseguiti ha mostrato come la profondità della falda freatica sia stata rilevata (nov. 2023) ad una profondità pari a circa 1.40-1.50 m dal p.c.

Secondo quanto riportato nella Deliberazione della Giunta Regionale n.1435 del 21 luglio 2003 e successivamente con la n.1164 del 23 luglio 2018, il Comune di Carpi ricade in classe sismica 3.

I parametri sismici identificativi del sito sono:

- ✓ il sottosuolo, a seguito della verifica di II livello, è da assumere in categoria C (Tab. 3.2.II delle NTC); Dall'analisi di II livello effettuata puntualmente per l'area di studio il valore di F.A. P.G.A.=1.7.

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva :

	PERIODO	VALORE
Fattore Amplificazione P.G.A.		1.7
F.A SA1	0,1s < T ₀ < 0,5s	1.8
F.A SA2	0,4s < T ₀ < 0,8s	2.4
F.A SA3	0,7s < T ₀ < 1,1s	2.8
F.A SA4	0,5s < T ₀ < 1,5s	2.7
F.A. SI1	0,1s < T ₀ < 0,5s	1.9
F.A. SI2	0,5s < T ₀ < 1,0s	2.7
F.A. SI3	1,0s < T ₀ < 1,5s	2.9

Dall'analisi della verifica al potenziale di liquefazione eseguita per la prova CPT profonda 15m, i risultati indicano che, per quanto attiene la suscettibilità alla liquefazione, il terreno in esame è da classificare "NON LIQUEFACIBILE" con rischio di liquefazione "Da Nullo a Molto Basso".

L'elaborazione dei dati, ha permesso di evidenziare una successione stratigrafica composta da 4 orizzonti principali distinti per natura litologica, granulometria e grado di addensamento; in particolare, il modello litostratigrafico - geomeccanico ottenuto dall'analisi dei risultati delle prove penetrometriche è così definito:

Modello litostratigrafico

PROFONDITA' (m da p.c.)	MODELLO LITOSTRATIGRAFICO	MODELLO GEOMECCANICO	Qc medio kg/cmq
da 0.00 a 0,40-0,80	Terreno vegetale	orizzonte A	
da 0,40÷0,80 a 2,80÷3,60	Argilla limosa debolmente sabbiosa	orizzonte B	18
da 2,80 a 3,20 (Cpt 1) da 3,20 a 4,20 (Cpt 2)	Livelli sabbiosi limosi	orizzonte C	58
da 3,20/4,20 a 15,00	Argilla limosa	orizzonte D	23

Al fine di non alterare l'attuale equilibrio dell'area investigata nonché la stabilità dell'area circostante, si raccomanda di:

- ✓ adottare una scrupolosa raccolta e regimazione delle acque di scolo superficiali, eliminando l'infiltrazione idrica entro il terreno d'imposta delle fondazioni;
- ✓ prevedere la realizzazione di un idoneo sistema di impermeabilizzazione di eventuali strutture interrato e/o seminterrate poiché potrebbero essere interessate da oscillazioni stagionali della falda freatica superficiale
- ✓ in considerazione del fatto che il progetto possa prevedere sbancamenti di terreno, si rende necessaria (oltreché obbligatoria per Norma) la protezione degli sbancamenti con fronte di scavo avente altezza superiore a 1,5 m, utilizzando opportune strutture di sostegno (scavo a campione, scavo tradizionale con pendenza adeguata).

Tale accorgimento impedirà che possano verificarsi cedimenti nei terreni adiacenti l'area oggetto d'intervento, inoltre l'opera di sostegno delle terre permetterà di poter lavorare nello scavo in assoluta sicurezza, come previsto dal *Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81 Attuazione dell'Art. 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro e del Decreto Ministeriale 14 gennaio 08 "Norme tecniche sulle costruzioni"*.

L'apertura degli scavi di sbancamento consentirà la verifica in continuo delle caratteristiche geotecniche del terreno sul piano di posa delle fondazioni adeguando, se del caso, i criteri tecnici sopra esposti, si raccomanda al D.L. di verificare l'omogeneità litologica e geotecnica dei terreni su tutta l'area interessata dal progetto.

Novembre 2023

dott. geol. Gianluca Nascimbene

Iscritto all'Ordine dei
Geologi della Lombardia
N° 1076
NASCIMBENE
n. 1076

PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

- committente:

- data: 09/11/2023

- lavoro: Nuovo campo fotovoltaico

- quota inizio: p.c.

- località: Cascinetto, Carpi (MO)

- falda: 1,40 m dal p.c. Area_stampa

Valori di resistenza

Valori di resistenza

Prof.	LP	LL	RP=qc	RL=fs	Rf=fs/qc
m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	%
0,20					
0,40	10	22	10	0,8	8,00
0,60	12	24	12	0,8	6,67
0,80	18	30	18	0,8	4,44
1,00	20	36	20	1,1	5,33
1,20	15	33	15	1,2	8,00
1,40	14	24	14	0,7	4,76
1,60	14	24	14	0,7	4,76
1,80	15	28	15	0,9	5,78
2,00	15	30	15	1,0	6,67
2,20	20	32	20	0,8	4,00
2,40	18	34	18	1,1	5,93
2,60	9	21	9	0,8	8,89
2,80	14	24	14	0,7	4,76
3,00	36	42	36	0,4	1,11
3,20	30	46	30	1,1	3,56
3,40	24	44	24	1,3	5,56
3,60	22	49	22	1,8	8,18
3,80	30	51	30	1,4	4,67
4,00	31	54	31	1,5	4,95
4,20	30	56	30	1,7	5,78
4,40	33	58	33	1,7	5,05
4,60	24	48	24	1,6	6,67
4,80	20	44	20	1,6	8,00
5,00	20	41	20	1,4	7,00
5,20	16	36	16	1,3	8,33
5,40	18	36	18	1,2	6,67
5,60	15	30	15	1,0	6,67
5,80	15	30	15	1,00	6,67
6,00	10	26	10	1,07	10,67
6,20	22	36	22	0,9	4,24
6,40	22	42	22	1,3	6,06
6,60	19	39	19	1,3	7,02
6,80	26	48	26	1,5	5,64
7,00	24	51	24	1,8	7,50
7,20	22	49	22	1,8	8,18
7,40	19	42	19	1,5	8,07
7,60	19	41	19	1,5	7,72
7,80	26	48	26	1,5	5,64
8,00	37	55	37	1,2	3,24
8,20	37	69	37	2,1	5,77
8,40	30	60	30	2,0	6,67
8,60	32	65	32	2,2	6,88
8,80	27	55	27	1,9	6,91
9,00	25	55	25	2,0	8,00
9,20	32	60	32	1,9	5,83
9,40	29	54	29	1,7	5,75
9,60	29	60	29	2,1	7,13
9,80	39	60	39	1,4	3,59
10,00	32	70	32	2,5	7,92

Prof.	LP	LL	RP=qc	RL=fs	Rf=fs/qc
m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	%
10,20	31	62	31	2,1	6,67
10,40	30	62	30	2,1	7,11
10,60	18	41	18	1,5	8,52
10,80	22	41	22	1,3	5,76
11,00	22	40	22	1,2	5,45
11,20	24	46	24	1,5	6,11
11,40	22	41	22	1,3	5,76
11,60	21	45	21	1,6	7,62
11,80	22	46	22	1,6	7,27
12,00	20	40	20	1,3	6,67
12,20	16	28	16	0,8	5,00
12,40	14	26	14	0,8	5,71
12,60	16	31	16	1,0	6,25
12,80	12	25	12	0,9	7,22
13,00	12	26	12	0,9	7,78
13,20	14	28	14	0,9	6,67
13,40	16	31	16	1,0	6,25
13,60	14	24	14	0,7	4,76
13,80	18	40	18	1,5	8,15
14,00	21	44	21	1,5	7,30
14,20	20	41	20	1,4	7,00
14,40	22	46	22	1,6	7,27
14,60	20	41	20	1,4	7,00
14,80	18	39	18	1,4	7,78
15,00	22	40	22	1,2	5,45

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 2

- committente: - data: 09/11/23
 - lavoro: Nuovo campo fotovoltaico - quota inizio: p.c.
 - località: Cascinetto, Carpi (MO) - prof. falda: non rilevata

Valori di resistenza					
Prof	LP	LL	RP=qc	RL=fs	Rf=fs/qc
m	Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2	%
0,20					
0,40	12	28	12	1,1	8,89
0,60	12	31	12	1,3	10,56
0,80	21	49	21	1,9	8,89
1,00	30	57	30	1,8	6,00
1,20	16	54	16	2,5	15,83
1,40	17	42	17	1,7	9,80
1,60	16	44	16	1,9	11,67
1,80	16	38	16	1,5	9,17
2,00	16	31	16	1,0	6,25
2,20	15	28	15	0,9	5,78
2,40	14	29	14	1,0	7,14
2,60	16	30	16	0,9	5,83
2,80	22	42	22	1,3	6,06
3,00	28	46	28	1,2	4,29
3,20	25	50	25	1,7	6,67
3,40	45	71	45	1,7	3,85
3,60	67	83	67	1,1	1,59
3,80	66	83	66	1,1	1,72
4,00	53	75	53	1,5	2,77
4,20	61	72	61	0,7	1,20
4,40	18	47	18	1,9	10,74
4,60	18	33	18	1,0	5,56
4,80	16	41	16	1,7	10,42
5,00	22	35	22	0,9	3,94
5,20	25	44	25	1,3	5,07
5,40	29	53	29	1,6	5,52
5,60	26	48	26	1,5	5,64

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
 Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 3

- committente: - data: 09/11/23
 - lavoro: Nuovo campo fotovoltaico - quota inizio: p.c.
 - località: Cascinetto, Carpi (MO) - prof. falda: non rilevata

Valori di resistenza					
Prof	LP	LL	RP=qc	RL=fs	Rf=fs/qc
m	Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2	%
0,20					
0,40	12	28	12	1,1	8,89
0,60	14	26	14	0,8	5,71
0,80	17	24	17	0,5	2,75
1,00	17	50	17	2,2	12,94
1,20	18	49	18	2,1	11,48
1,40	20	50	20	2,0	10,00
1,60	21	49	21	1,9	8,89
1,80	18	44	18	1,7	9,63
2,00	22	40	22	1,2	5,45
2,20	22	47	22	1,7	7,58
2,40	27	60	27	2,2	8,15
2,60	28	52	28	1,6	5,71
2,80	21	50	21	1,9	9,21
3,00	30	53	30	1,5	5,11
3,20	16	40	16	1,6	10,00
3,40	18	41	18	1,5	8,52
3,60	38	42	38	0,3	0,70

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
 Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 4

- committente: - data: 09/11/23
 - lavoro: Nuovo campo fotovoltaico - quota inizio: p.c.
 - località: Cascinetto, Carpi (MO) - prof. falda: 1,40 dal p.c.

Valori di resistenza					
Prof	LP	LL	RP=qc	RL=fs	Rf=fs/qc
m	Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2	%
0,20					
0,40	8	20	8	0,8	10,00
0,60	8	18	8	0,7	8,33
0,80	10	28	10	1,2	12,00
1,00	14	33	14	1,3	9,05
1,20	12	32	12	1,3	11,11
1,40	15	32	15	1,1	7,56
1,60	18	33	18	1,0	5,56
1,80	15	34	15	1,3	8,44
2,00	14	33	14	1,3	9,05
2,20	16	33	16	1,1	7,08
2,40	14	26	14	0,8	5,71
2,60	18	25	18	0,5	2,59
2,80	18	28	18	0,7	3,70
3,00	18	29	18	0,7	4,07
3,20	17	28	17	0,7	4,31
3,40	21	32	21	0,7	3,49
3,60	24	36	24	0,8	3,33
3,80	24	47	24	1,5	6,39
4,00	28	50	28	1,5	5,24
4,20	24	47	24	1,5	6,39
4,40	25	51	25	1,7	6,93
4,60	20	40	20	1,3	6,67

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
 Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 5

- committente: - data: 09/11/23
 - lavoro: Nuovo campo fotovoltaico - quota inizio: p.c.
 - località: Cascinetto, Carpi (MO) - prof. falda: 1,45 m dal p.c.

Valori di resistenza					
Prof	LP	LL	RP=qc	RL=fs	Rf=fs/qc
m	Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2	%
0,20					
0,40	7	16	7	0,6	8,57
0,60	8	17	8	0,6	7,50
0,80	8	20	8	0,8	10,00
1,00	11	21	11	0,7	6,06
1,20	14	25	14	0,7	5,24
1,40	14	29	14	1,0	7,14
1,60	16	33	16	1,1	7,08
1,80	18	36	18	1,2	6,67
2,00	20	42	20	1,5	7,33
2,20	22	42	22	1,3	6,06
2,40	24	45	24	1,4	5,83
2,60	25	46	25	1,4	5,60
2,80	28	48	28	1,3	4,76
3,00	19	45	19	1,7	9,12
3,20	18	40	18	1,5	8,15
3,40	15	31	15	1,1	7,11
3,60	17	28	17	0,7	4,31
3,80	25	37	25	0,8	3,20
4,00	27	44	27	1,1	4,20
4,20	28	40	28	0,8	2,86
4,40	24	40	24	1,1	4,44
4,60	18	38	18	1,3	7,41

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
 Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 6

- committente: - data: 09/11/23
 - lavoro: Nuovo campo fotovoltaico - quota inizio: p.c.
 - località: Cascinetto, Carpi (MO) - prof. falda: non rilevata

Valori di resistenza					
Prof	LP	LL	RP=qc	RL=fs	Rf=fs/qc
m	Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2	%
0,20					
0,40	8	15	8	0,5	5,83
0,60	9	18	9	0,6	6,67
0,80	8	18	8	0,7	8,33
1,00	12	28	12	1,1	8,89
1,20	15	31	15	1,1	7,11
1,40	14	30	14	1,1	7,62
1,60	18	40	18	1,5	8,15
1,80	18	37	18	1,3	7,04
2,00	16	32	16	1,1	6,67
2,20	20	41	20	1,4	7,00
2,40	18	30	18	0,8	4,44
2,60	36	49	36	0,9	2,41
2,80	30	53	30	1,5	5,11
3,00	18	41	18	1,5	8,52
3,20	16	33	16	1,1	7,08
3,40	18	39	18	1,4	7,78
3,60	24	37	24	0,9	3,61
3,80	28	42	28	0,9	3,33
4,00	22	36	22	0,9	4,24
4,20	25	42	25	1,1	4,53
4,40	26	50	26	1,6	6,15
4,60	20	42	20	1,5	7,33

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
 Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)