



VSE

VSE S.r.l.

PIAZZALE CADORNA N. 14 - MILANO (MI)

C.F. 02607460223 e P.IVA 13156270962

REA MI - 2615671

emilia-romagna - Comune di Caorso - Provincia di Piacenza - Provvedimento Autorizzatorio Unico Regionale (P.A.U.R.) - Titolo: Impianto di produzione di energia elettrica da fonte fotovoltaica "CAORSO" - Oggetto: RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA IMPIANTO - Codifica Elaborato: RV. 01 - Impresa/Studio di progettazione: Servin - Progettista: Dott. Geol. Carlo Caleffi - Engco srl - Cod. File: RV.01_CAORSO_PD_00_GEOL SISM.pdf - Scala: -- - Formato: - - Codice: PD - Rev.: 00 - Rev. Data Descrizione revisione: Redatto: Controllato: Approvato: 0 02/2025 Prima emissione Dott. Geol. Alessandro Ferrari Dott. Geol. Carlo Caleffi Ing. Viviana Masucci 1 mm/aaaa 2 mm/aaaa

Regione Emilia - Romagna

Comune di Caorso

Provincia di Piacenza

Provvedimento Autorizzatorio Unico Regionale (P.A.U.R.)

Titolo:

Impianto di produzione di energia elettrica da fonte fotovoltaica
"CAORSO"

Oggetto:

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA IMPIANTO

Codifica Elaborato:

RV.

01

Impresa/Studio di progettazione:



Servizi Integrati Gestionali Ambientali srl
Circonvallazione Piazza D'Armi, 130 48122
Ravenna (RA)
C.F. e P.I. 01465700399

Progettista:

Dott. Geol. Carlo Caleffi - Engco srl



Latitudine:
Longitudine:

Cod. File:

RV.01_CAORSO_PD_00_GEOL SISM.pdf

Scala:

--

Formato:

-

Codice:

PD

Rev.:

00

Rev.	Data	Descrizione revisione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
0	02/2025	Prima emissione	Dott. Geol. Alessandro Ferrari	Dott. Geol. Carlo Caleffi	Ing. Viviana Masucci
1	mm/aaaa				
2	mm/aaaa				

INDICE

1	PREMESSE.....	2
1.1	Normativa di riferimento	2
1.2	Intervento in esame e.....	3
1.2.1	Inverter	3
1.2.2	Strutture ad inseguimento	4
1.3	Parametri di progetto.....	5
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	6
2.1	Geologia.....	6
2.2	Geomorfologia	7
2.3	Idrogeologia.....	7
3	INDAGINI IN SITO	10
3.1	Prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono	11
3.2	Stendimento MASW.....	14
3.3	Prova HVSR	16
4	DEFINIZIONE DEI CARATTERI LITOSTRATIMETRICI LOCALI.....	18
5	ANALISI GEOTECNICA	19
5.1	Determinazione dei parametri geotecnici	19
5.1.1	Depositi Coesivi	19
5.1.2	Depositi granulari.....	20
5.2	Modello geotecnico	21
6	STUDIO SISMICO	23
6.1	Sismicità del territorio.....	23
6.2	Classificazione sismica	25
6.3	Categoria di sottosuolo.....	28
6.4	Coefficienti sismici di progetto	29
6.5	Rischio di liquefazione.....	30
6.5.1	Premesse.....	30
6.5.2	Magnitudo	32
6.5.3	Analisi dei risultati	34
7	CONCLUSIONI.....	36

1 PREMESSE

La presente relazione descrive lo studio geologico, geotecnico e sismico a supporto del progetto di un impianto di produzione di energia elettrica da fonte fotovoltaica, da realizzarsi su una superficie lorda di circa 26 ettari ubicata nel Comune di Caorso (PC).

L'intero studio è stato effettuato nel rispetto della normativa vigente e, in particolare, delle "Norme tecniche per le costruzioni", di cui al Decreto ministeriale 17 gennaio 2018, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 8 del 20 febbraio 2018.

In ottemperanza alla normativa sopracitata, esso è stato articolato in una serie di valutazioni tematiche, relative agli aspetti geologici, geotecnici, morfologici, idrogeologici e sismici del territorio in esame, effettuate sulla base della documentazione biblio-cartografica esistente, di rilievi di campagna e di indagini in sito.

In particolare, per verificare le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni presenti nell'area in esame, sono state previste n. 9 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU). Al momento della redazione di questo documento, tuttavia, se ne sono potute realizzare solo n. 3. Le restanti prove, ubicate in aree al momento difficilmente accessibili dalle macchine operatrici a causa del maltempo, saranno realizzate in seguito. Ne conseguirà un'integrazione della presente relazione, negli aspetti geolitologici, geotecnici e relativi al rischio di liquefazione.

L'analisi degli aspetti sismici del sottosuolo è stata invece condotta tramite un'indagine geofisica che ha comportato l'esecuzione di n. 2 prove MASW e n. 2 prove HVSR.

La presente relazione è corredata dalle tavole elencate di seguito:

- Tav. 1 – Corografia – scala 1:25.000
- Tav. 2 – Carta geologico – morfologica – scala 1:5.000
- Tav. 3 – Carta idrogeologica – scala 1:10.000
- Tav. 4 – Planimetria con ubicazione indagini – scala 1:3.000
- Tav. 5 – Sezione litostratigrafica – scala d = 1:1.000 – h = 1:100
- Tav. 6 – Modello geotecnico – scala d = 1:1.000 – h = 1:100

e dai seguenti allegati:

- All. 1 – Prove penetrometriche
- All. 2 – Prove sismiche MASW
- All. 3 – Prove sismiche HVSR
- All. 4 – Verifiche a liquefazione

1.1 Normativa di riferimento

- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17-01-2018, Circolare 11 febbraio 2019;
- Decreto ministeriale 17-01-2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni
- Decreto ministeriale 14-01-2008 – Testo unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni Allegati A e B
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n° 36 del 27/07/2007
- Eurocodice 8 (1998) – Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (UNI-EN 1998-5:2005);
- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole Generali – UNI-EN 1997-1:2013;
- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo UNI EN 1997-2:2007;
- O.P.C.M. n° 3274 (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";

- L.R. n. 19 del 30/10/2008 "Norme per la riduzione del rischio sismico";
- D.G.R 23 luglio 2018 n.1164 "Aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei Comuni dell'Emilia-Romagna";
- O.P.C.M n° 24 del 12 maggio 2017 del Commissario del Governo per la ricostruzione nei territori interessati dal sisma del 24 agosto 2016 – Allegato 1 -Criteri generali per l'utilizzo dei risultati degli studi di Microzonazione Sismica di livello 3 per la ricostruzione nei territori colpiti dagli eventi sismici a far data dal 24 agosto 2016;
- O.P.C.M n° 55 del 24 aprile 2018 del Commissario del Governo per la ricostruzione nei territori interessati dal sisma del 24 agosto 2016;
- D.G.R Emilia-Romagna 06/02/2023 n° 146 – Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni dell'Emilia-Romagna.

1.2 Intervento in esame e

Come anticipato nelle premesse, i lavori in progetto riguardano la realizzazione di un impianto fotovoltaico a terra denominato "VSE_CAORSO" di potenza di picco pari a 18.792,48 kW suddivisa in 9 sottocampi.

Si prevede la realizzazione di un impianto fotovoltaico a terra su tracker monoassiali allacciato alla rete di distribuzione elettrica tramite la realizzazione di nuova uscita in antenna su stallo di cabina primaria CORTEMAGGIORE a mezzo di un cavidotto interrato da realizzarsi su viabilità pubblica, con l'interposizione di una cabina di sezionamento posta a circa metà del tracciato. L'impianto fotovoltaico avrà una potenza di picco pari a 18.792,48 kW.

L'area di installazione sarà suddivisa dal passaggio dell'Autostrada A21 e sarà individuata entro i 300 m dalla stessa ("Area idonea per l'installazione di impianti a fonti rinnovabili" secondo l'Art.20 comma 8 del D.lgs. 199/2021), sia sul lato sud che sul lato nord

Una suddivisione verrà quindi determinata dal passaggio dell'Autostrada A21, andando ad individuare due superfici recintate denominate "Area Sud" e "Area Nord".

Il progetto prevede l'installazione di n°26.656 moduli fotovoltaici tipo Trina Solar Vertex o similare aventi le seguenti caratteristiche:

potenza: 705 Wp

tensione a vuoto V_{oc} : 48,8 V

corrente di corto circuito I_{sc} : 18,36 A

tensione di MPP: 40,70 V

corrente di MPP: 17,33 A

efficienza: 22,7 %

coefficiente di temperatura V_{oc} : -0,24 %/°C

dimensioni: 1303mm x 2384mm x 33mm (LxHxSP)

I moduli fotovoltaici avranno celle in silicio monocristallino e saranno costituiti da materiali quali alluminio, vetro, plastica, non contenenti tellurio di cadmio o altri prodotti chimici inquinanti.

Saranno inoltre conformi a tutte le normative di prodotto con particolare riferimento alle norme IEC61215 / IEC 61730 / IEC 61701/ IEC 62716.

1.2.1 Inverter

Saranno installati in totale n°63 inverter di stringa multi MPPT marca SUNGROW SG350HX o similare aventi le seguenti caratteristiche:

massima tensione di ingresso: 1500 V

intervallo di tensione MPPT: 500 V ÷ 1500 V

numero MPPT: 12

potenza AC massima: 352 kVA a 30°C / 352 kVA a 40°C

potenza nominale AC: 320 kW

corrente AC massima: 254 A

tensione nominale AC: 800 V

rendimento europeo: 98,8 %

dimensioni: 1136mm x 870mm x 361mm (LxAxP)

Gli inverter saranno installati su box appositamente predisposti per il loro alloggio e quindi dislocati direttamente nel campo fotovoltaico.

1.2.2 Strutture ad inseguimento

I moduli fotovoltaici saranno installati su strutture ad inseguimento di tipo monoassiale in grado di garantire maggiore produzione di energia elettrica attraverso una rotazione di tipo est-ovest. L'asse di rotazione delle strutture sarà parallelo al terreno ed orientato a sud, seguendo l'andamento dei fossi esistenti per l'irrigazione, in una porzione del lotto Nord e lungo l'asse Nord-Sud per tutto il resto dell'impianto, come indicato negli elaborati planimetrici. Le strutture saranno in modalità definita "1 portrait", ovvero in ogni struttura i moduli fotovoltaici saranno fissati in un'unica fila in posizione trasversale rispetto all'asse nord-sud. I moduli fotovoltaici così disposti ruoteranno seguendo l'andamento del sole con un range angolare di $\pm 55^\circ$ da est (-55°) a ovest (55°), il movimento sarà lento, graduale e impercettibile. Durante le prime ore del mattino e nelle tarde ore del pomeriggio (quando il sole all'orizzonte è più basso) i moduli avranno l'inclinazione massima con posizione quasi verticale, nelle ore centrali della giornata (quando l'altezza del sole sarà maggiore) la posizione dei moduli diventerà orizzontale o semiorizzontale.

L'inseguitore avrà un sistema di "backtracking" capace di regolare l'inclinazione delle strutture in modo tale da eliminare gli effetti per ombreggiamento delle stringhe adiacenti quando il sole sarà più basso all'orizzonte.

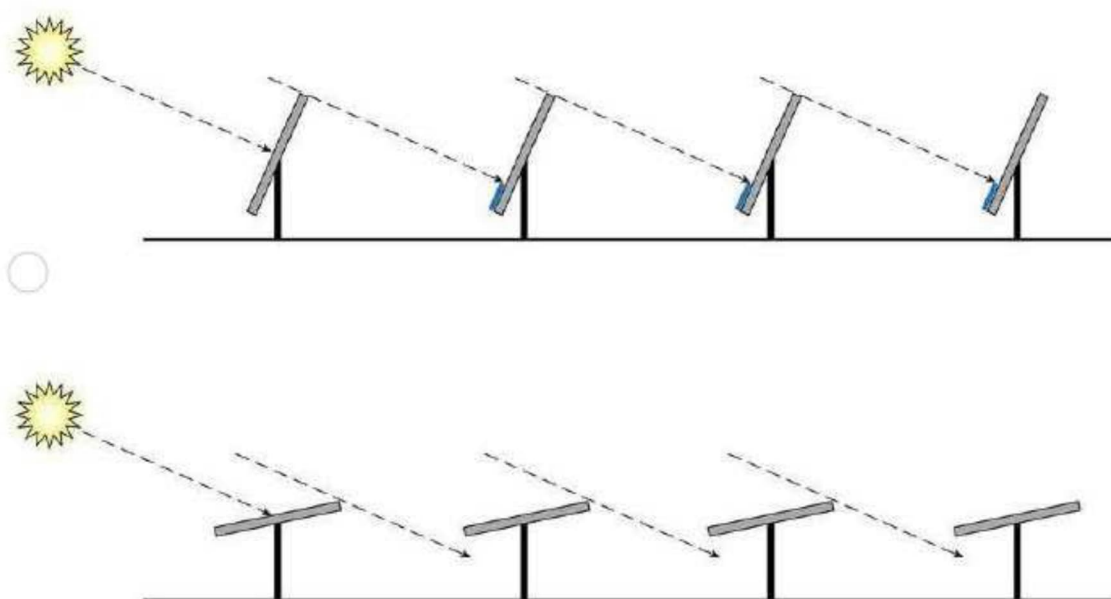


Figura 1-1 - Principio di funzionamento di un sistema ad inseguimento di tipo monoassiale

Le strutture avranno un'altezza ed un pitch differente nei due impianti, come descritto di seguito.

Le strutture saranno poste con un'altezza minima da terra dei moduli, quando posti alla massima inclinazione, pari a 0,53 m.

L'altezza massima dei moduli fotovoltaici sarà pari a 2,50 m rispetto al piano di campagna, quando l'angolo d'inclinazione delle strutture raggiungerà i 55° , condizione limite che si potrà verificare solamente in fasce di orario limitate durante la giornata (prime ore del mattino e tarde ore del pomeriggio). Durante le ore centrali i

moduli fotovoltaici saranno orizzontali o semi-orizzontali con altezza rispetto al piano di campagna di circa $1,55 \div 1,70$ m. Le strutture saranno disposte con un interfila pari a 4,50 m.

1.3 Parametri di progetto

Coerentemente con quanto disposto delle NTC 2018 (Cap. 2.4), si sono ipotizzati i seguenti parametri di progetto:

- VITA NOMINALE: “Costruzioni con livelli di prestazione ordinari” la cui vita nominale è $V_n \geq 50$ anni (come definito dalla Tab. 2.4.I delle N.T.C. 01/2018);
- CLASSE D'USO: *Classe II: “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti”* (come definito dal paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 01/2018);
- PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA: Considerata la classe d'uso II, il coefficiente d'uso risulta $C_u=1.00$ (cfr. Tab. 2.4.II delle N.T.C. 01/2018), e di conseguenza la Vita di riferimento del fabbricato è $V_R=V_N \cdot C_u= 50$ anni.

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

2.1 Geologia

L'area in esame ricade nella Pianura dell'Emilia-Romagna la quale costituisce il settore meridionale della Pianura Padana, la più grande pianura alluvionale d'Italia, formata dai depositi del fiume Po e dei suoi affluenti. La Pianura dell'Emilia-Romagna ha cominciato a formarsi nel Pleistocene medio, circa 500.000 anni fa quando, a seguito del sollevamento in atto, il mare si è spostato dal margine appenninico, via via sempre più verso est, sino alla sua attuale posizione.

Il sottosuolo è contraddistinto da un forte accumulo di sedimenti alluvionali quaternari che appoggiano, con discontinuità a discordanza semplice, sul substrato di sedimenti marini del pliocene superiore e del pleistocene inferiore.

L'assetto di tale corpo sedimentario è il risultato dell'evoluzione deposizionale dei corsi d'acqua, legata sia alle variazioni climatiche pleistoceniche sia ai recenti movimenti tettonici della zona di margine, vale a dire di quella fascia interposta tra la Pianura s.l. in abbassamento e l'Appennino in sollevamento.

È possibile riconoscere nella Pianura dell'Emilia-Romagna alcuni ambienti deposizionali: le conoidi alluvionali sono tipiche della zona pedeappenninica, ad esse fa seguito la piana alluvionale, che passa verso costa alla piana deltizia del fiume Po ed alla piana costiera.

I sedimenti di questi ambienti deposizionali sono costituiti prevalentemente da: ghiaie nelle conoidi; sabbie, limi ed argille nella piana alluvionale; sabbie nella piana deltizia e costiera.

Nel sottosuolo i depositi della pianura costituiscono un cuneo che si allarga velocemente procedendo dal margine appenninico verso nord; lo spessore massimo di questi depositi arriva a oltre 600 metri.

L'assetto geostrutturale delle formazioni prequaternarie è caratterizzato da una successione plicativa ad anticlinali e sinclinali spesso fagliate e sovrascorse, con assi a vergenze appenniniche.

In tale schema la pianura emiliana è compresa nell'arco delle pieghe emiliane caratterizzate da due distinti fasci di *thrust*: il primo, più meridionale, detto fronte di accavallamento appenninico (P.T.F.), definisce il limite della catena appenninica affiorante; il secondo, detto fronte di accavallamento esterno (E.T.F.), sul quale ricade la zona in esame, definisce il limite dell'appennino sepolto che sovrascorre sulla piattaforma padano-veneta. Queste strutture risultano tagliate trasversalmente dalle linee tettoniche che determinano un inarcamento (in pianta) della linea dei *thrust*.

L'andamento strutturale dell'Appennino sepolto può essere interpretato come effetto di una compressione e di un raccorciamento crostale che, secondo i moderni schemi geodinamici, risulta legato ad un doppio fenomeno di subduzione e/o ispessimento della crosta. In tale quadro d'insieme si giustifica lo sviluppo della rete idrografica maggiore che risulta conforme ai principali assi di sinclinali sepolte.

A scala padana la successione quaternaria ha un forte carattere regressivo con sabbie e peliti torbiditiche alla base, seguite da un prisma sedimentario fluvio-deltizio, progradante, ricoperto al tetto da depositi continentali. In conformità con quanto assunto dal Servizio Geologico e cartografico della Regione Emilia-Romagna, le unità stratigrafiche definite ed utilizzate nel presente studio rientrano nella classe delle Sequenze Deposizionali *sensu Mitchum et Al. (1977)*.

Dal punto di vista gerarchico di distinguono due Sequenze Principali (Supersintemi secondo la terminologia delle U.B.S.U.) denominate come segue:

- Supersintema del Quaternario Marino, costituito da terreni paralici e marini depositi tra il Pliocene superiore e il Pleistocene inferiore.
- Supersintema Emiliano-Romagnolo, costituito da depositi di ambiente continentale depositi a partire da 800.000 anni BP.

Nel complesso i depositi superficiali, nel territorio in esame, sono relativi all'Alloformazione Emiliano-Romagnola Superiore a sua volta suddivisa in sotto unità denominate Subsintemi.

Essa è caratterizzata da due direzioni di progradazione: la prima, assiale, est-vergente, originata dal fiume Po; la seconda, trasversale, nordest-vergente, originata dai sistemi di alimentazione appenninica.

Sulla base delle direzioni di progradazione possono essere individuate le seguenti classi di sistemi deposizionali:

- pianura pedemontana ad alimentazione appenninica

- pianura alluvionale ad alimentazione appenninica
- pianura alluvionale di alimentazione assiale (paleo Po)

L'area in esame ricade all'interno del sistema deposizionale di pianura alluvionale di alimentazione assiale caratterizzato da depositi prevalentemente limosi e argillosi, localmente limoso sabbiosi, a cui fa seguito, in profondità, un banco in cui dominano i sedimenti sabbiosi, anche se si possono rinvenire livelli limosi e di ghiaie fini.

Come indicato nella Carta geologico-morfologica di Tav. 2, nella zona d'interesse del presente studio affiora una sottounità dell'Alloformazione Emiliano-Romagnola Superiore, definita in letteratura geologica come Unità di Modena, appartenente al Subsistema di Ravenna e la cui deposizione è inquadrabile nell'ambito degli eventi alluvionali che hanno caratterizzato gli ultimi 1.500 anni.

2.2 Geomorfologia

Gli eventi morfogenetici, responsabili dell'attuale assetto del territorio in esame, sono riconducibili essenzialmente alla dinamica fluviale del periodo pleistocenico e olocenico, alla quale, nel periodo storico, si è sovrapposta l'attività antropica mirata alla stabilizzazione e alla modellazione delle superfici del suolo compatibilmente alle esigenze economiche, produttive e insediative.

Le interazioni tra i vari fattori morfogenetici, all'esterno della golena, hanno dato luogo ad un paesaggio "congelato", relativamente omogeneo, contraddistinto da superfici pressoché piane, debolmente degradanti verso nord-est con gradiente topografico molto basso.

Nelle aree di pertinenza del fiume Po e dei corsi d'acqua minori, invece, si continua a osservare un'intensa evoluzione morfologica, condizionata principalmente dagli episodi di sedimentazione e di erosione che si manifestano, in prevalenza, in occasione degli eventi di piena, e dalla presenza di opere di regolarizzazione del corso d'acqua, sia a difesa dalle esondazioni dei territori rivieraschi (rilevati arginali) sia per limitare le divagazioni dell'alveo (difese spondali e pennelli).

In Tav. 2, alla luce della generale monotonia del territorio in esame, non sono stati raffigurati elementi morfologici, con eccezione di quelli antropici (cfr. rilevato autostradale e rilevato ferroviario) e idrologici: infatti, l'intera area si caratterizza per la presenza di una fitta rete di canali di scolo, il cui sviluppo è da ricollegare alla scarsa permeabilità dei terreni affioranti e, conseguentemente, alla necessità di agevolare lo smaltimento delle acque meteoriche, altrimenti facilmente ristagnanti.

Si segnala che nel corso dei sopralluoghi non sono state rilevate situazioni di dissesto geomorfologico tali da comportare condizioni di rischio per le opere in progetto né forme di particolare pregio che potrebbero essere danneggiate dalla loro realizzazione.

2.3 Idrogeologia

Le caratteristiche degli acquiferi del territorio in esame vanno inquadrare nel modello evolutivo tridimensionale, sia idrogeologico che stratigrafico, dell'intera Pianura Padana Emiliano-Romagnola. A riguardo, secondo gli studi della Regione Emilia-Romagna e di Eni-Agip (1998) si distinguono, sia in superficie che nel sottosuolo 3 Unità Idrostratigrafiche di rango superiore:

- il "Gruppo acquifero A" che corrisponde al "Sistema emiliano-romagnolo superiore";
- il "Gruppo acquifero B" che corrisponde al "Sistema emiliano-romagnolo inferiore";
- il "Gruppo acquifero C" che corrisponde al "Supersistema del Quaternario marino".

Dette unità sono separate tra loro da superfici di discontinuità stratigrafica, che sui principali fronti di accavallamento della catena corrispondono a discordanze angolari osservabili sia in affioramento (sul margine appenninico) che in sismica (sul margine appenninico, e sui fronti della catena sepolta); i limiti tra le unità corrispondono quindi a fasi di attivazione tettonica.

Grazie alla gran mole di dati sismici messi a disposizione, è stato possibile mappare in scala 1.250.000 in tutta la pianura emiliano – romagnola la profondità del limite basale dei tre gruppi acquiferi.

Le carte mostrano come gli andamenti dei limiti basali delle tre unità siano chiaramente influenzati dai principali fronti di accavallamento della catena sepolta, e come, conseguentemente, lo spessore delle unità sia maggiore nelle sinclinali e minore sulle anticlinali. Lo spessore di ciascuno dei gruppi acquiferi è generalmente dell'ordine di alcune centinaia di metri.

Al disopra dei limiti basali delle unità idrostratigrafiche sopra descritte si individuano dei potenti intervalli argilloso – limosi spessi sino ad alcune decine di metri, caratterizzati da geometria tabulare e da una continuità laterale di estensione regionale, che può essere interrotta solamente nelle zone di alto strutturale.

Questi corpi fini costituiscono delle barriere di permeabilità (acquitarzo o acquicludo) realmente continue e fanno sì che i tre gruppi acquiferi siano tra loro isolati idraulicamente, e che pertanto il flusso idrico rimanga confinato all'interno della medesima unità, ad esclusione delle zone in cui avviene la ricarica diretta dei gruppi acquiferi di cui si dirà più oltre.

Negli studi della Regione Emilia-Romagna e di Eni-Agip viene anche illustrata attraverso alcune sezioni geologiche l'architettura interna dei tre gruppi acquiferi. Ciascuno di essi è articolato secondo una organizzazione ciclica dei depositi molto marcata; sulla base di questa ciclicità è stato possibile suddividere ciascuno dei gruppi acquiferi in complessi acquiferi.

Sono stati distinti 4 complessi acquiferi nei gruppi acquiferi A e B, e 5 complessi acquiferi nel gruppo acquifero C.

I complessi acquiferi vengono denominati con un numero progressivo dall'alto stratigrafico verso il basso, posto dopo il nome del gruppo acquifero (ovvero A₁, A₂, A₃, ...).

PRINCIPALI UNITA' STRATIGRAFICHE						ETA' (milioni di anni)	SCALA CRONOSTRATIGRAFICA (milioni di anni)	UNITA' IDROSTRATIGRAFICHE																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
AFFIORANTI			SEPOLTE					GRUPPO ACQUIFERO	COMPLESSO ACQUIFERO																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
QUATERNARIO CONTINENTALE	DILUVIUM p.p.	FORMAZIONE FLUVIO - LAGUSTRE	FORMAZIONE DI OLMATELLO	UNITA' DI VILLA DEL BOSCO	UNITA' DI CA' DI SOLA	SUPERSISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE	UNITA' DI BORGO PANIGALE	CRIZZONTE DI FORSOLO	ALLUVIONI / QUATERNARIO MARINO E SABBIE DI ASTI	~0.12	~0.35-0.45	~0.65	~0.8	~1.0	~2.2	~3.3-3.6	~3.9	PLEISTOCENE SUPERIORE - OLOCENE	PLEISTOCENE MEDIO	PLEISTOCENE INFERIORE	PLIOCENE MEDIO - SUPERIORE	PLIOCENE INFERIORE MIOCENE	A	B	C	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										

Figura 2-1 – Schema idrostratigrafico della Pianura Emiliano-Romagnola

In generale si osserva che ogni complesso acquifero è costituito da una porzione inferiore prevalentemente fine seguita da una superiore prevalentemente grossolana; lo spessore di ogni complesso acquifero è dell'ordine di alcune decine di metri. All'interno di ogni complesso acquifero la porzione grossolana viene denominata sistema acquifero, la porzione fine sistema acquitarzo. Questi livelli a bassa permeabilità

(acquitardi o acquicludi) causano una ulteriore compartimentazione all'interno dei tre gruppi acquiferi e fanno sì che i diversi complessi acquiferi siano tra loro isolati idraulicamente, ad esclusione delle zone in cui avviene la ricarica diretta di queste unità.

Dal punto di vista genetico, la ciclicità espressa dai complessi acquiferi viene messa in relazione ad eventi climatici che causano l'alternarsi di attivazioni e disattivazioni dei sistemi fluviali e deltizi.

I lavori svolti nell'ambito della realizzazione della Carta Geologica di Pianura, hanno permesso di dettagliare ulteriormente la stratigrafia, distinguendo, in particolare, un'unità pellicolare denominata A_0 , posta superiormente ad A_1 ; questa unità corrisponde a depositi di età pleistocenica terminale ed olocenica, sedimentatisi dopo l'ultima glaciazione.

L'unità A_0 comprende quindi i depositi presenti nel primo sottosuolo della pianura, nonché gran parte di quelli affioranti.

Le porzioni grossolane di A_0 sono costituite da corpi non molto estesi, volumetricamente poco rilevanti, e, quando non sono amalgamate a depositi permeabili dell'unità A_1 , costituiscono degli acquiferi sfruttati esclusivamente a fini domestici. Ciò si verifica in un'ampia zona della pianura emiliana, interposta tra le conoidi appenniniche e i complessi acquiferi di pertinenza padana, di ampiezza sempre maggiore spostandosi da ovest verso est (cartografata, cautelativamente, considerando amalgamati anche corpi permeabili separati tra loro da uno spessore di argilla potente sino a due metri circa).

Alla luce di quanto sopra detto l'intero acquifero regionale è pertanto costituito da un complesso sistema multifalda, caratterizzato dalla gerarchizzazione degli acquiferi e degli acquitardi più sopra descritta. Tutte le falde presenti sono in condizioni confinate, ad esclusione delle zone in cui avviene la ricarica diretta degli acquiferi.

Questo inquadramento strutturale sostituisce il modello di acquifero che considerava i livelli impermeabili presenti nel sistema come non continui, e pertanto l'intera pianura emiliano-romagnola veniva assimilata ad un acquifero monostrato con un'unica falda in continuità, libera, parzialmente confinata o in pressione procedendo da ovest verso est.

Più in dettaglio, l'area in esame ricade all'interno dell'Unità idrogeologica del Po, in cui la falda ha sede nei depositi permeabili depositati dallo stesso corso d'acqua. Questi risultano affioranti o subaffioranti vicino al fiume, mentre, più a sud, tendono ad approfondirsi.

Le caratteristiche idrodinamiche del territorio in esame sono state rappresentate nella Carta idrogeologica di Tav. 3, desunta dal Quadro Conoscitivo del P.S.C. del Comune di Caorso, ma rielaborata per tener conto delle quote del piano campagna locale.

In tale elaborato, è stato raffigurato, tramite curve isopieze, l'assetto della falda, ospitata nell'orizzonte di sabbie di Po più superficiale.

In coincidenza con le piene del Po, è noto che la superficie freatica risale a quote prossime al piano campagna, venendo talora a giorno al fondo dei canali più o meno attivi che solcano l'area golenale compresa tra l'argine maestro e l'alveo di piena ordinaria del Fiume.

L'entità dell'escursione sembra direttamente legata al livello di piena del Fiume Po ma nel tratto di pertinenza del territorio del comune di Caorso interno della fascia di meandreggiamento, essa è influenzata e "regolata" dallo sbarramento di Isola Serafini.

Secondo tale rappresentazione, nell'area di studio, la soggiacenza della falda risulta al di sopra delle quote del piano campagna di circa 0.50 m. in disaccordo con le misure effettuate all'interno dei fori delle prove penetrometriche (cfr. paragrafo 3.1, in cui si osserva che la falda è indicata a profondità comprese tra 1.20 e 1.30 m da p.c.).

3 INDAGINI IN SITO

Le condizioni climatiche (e di conseguenza l'umidità dei terreni) non hanno consentito di effettuare la campagna di indagine che era stata prevista.

In particolare sono state realizzate tutte le indagini sismiche, ma soltanto 3 prove CPTU. Le prove mancanti saranno realizzate non appena consentito dalle condizioni meteo climatiche.

In Figura 3-1 ed in Tav. 4 sono riportate le indagini realizzate e quelle ancora in programma.

Come detto, per valutare le caratteristiche litostratigrafiche dei terreni che saranno interessati dall'intervento in progetto sono state eseguite, nel mese di gennaio 2025, n. 3 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU) previste.

Per la caratterizzazione sismica dell'area sono state eseguite n. 2 prove sismiche MASW e n. 2 prove sismiche HVSR.

I risultati di tali prove sono riportati in:

- All. 1 – Prove penetrometriche
- All. 2 – Prove sismiche MASW
- All. 3 – Prove sismiche HVSR



Figura 3-1 – Ubicazione delle prove geonostiche e geofisiche

3.1 Prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono

Questo tipo di prova consiste nella misura di resistenza alla penetrazione di una punta conica standardizzata con apertura di 60°, infissa nel terreno a velocità costante ($V = 20 \text{ mm/s} \pm 5 \text{ mm/s}$).

Dette indagini sono state eseguite utilizzando un penetrometro Pagani cingolato con spinta nominale da 20 t attrezzato con una punta elettrica Tecnopenta modello G1-CPL2IN. La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta, che agisce su una batteria di aste (aste cave con il cavo di trasmissione dati all'interno), alla cui estremità inferiore è collegata la punta con piezocono.

Lo sforzo necessario per l'infissione viene determinato a mezzo di un opportuno sistema di misura estensimetrico collegato alla punta ed al manicotto dell'attrito laterale, e da un trasduttore di pressione per la misura della pressione interstiziale dei pori, cioè il carico idraulico istantaneo presente nell'intorno della punta, attraverso un setto poroso opportunamente saturato e disareato.

I dati delle resistenze alla punta, al manicotto laterale, della pressione dei pori e dell'inclinazione della punta vengono registrate su supporti magnetici e successivamente elaborati.

Le dimensioni della punta/manicotto sono standardizzate, e precisamente:

- diametro di base del cono $\phi = 35.7 \text{ mm}$
- area della punta conica $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo apertura del cono $B = 60^\circ$
- superficie laterale manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$

I valori di resistenza (rilevati dalle letture di campagna, durante l'infissione dello strumento) sono:

- q_c (MPa) = resistenza alla punta (conica);
- f_s (kPa) = resistenza laterale (manicotto);
- u (kPa) = pressione dei pori (setto poroso);

oltre ai relativi grafici e a quelli del rapporto $FR = f_s/q_c$ espresso in percentuale.

Il limite di queste prove, che danno risultati più raffinati rispetto sia a quelle statiche con punta meccanica che a quelle dinamiche, che non riescono ad attraversare gli orizzonti ghiaiosi, come in effetti è avvenuto anche in questo caso. Tutte le prove, infatti si sono fermate sul tetto del banco ghiaioso.

In Tabella 3-1 vengono riportate le massime profondità raggiunte dalle prove CPTU e la misura di soggiacenza della falda.

Prova	Prof. (m)	Sogg. falda (m)
CPTU 1	7.76	1.20÷1.30
CPTU 2	6.64	1.20÷1.30
CPTU 3	6.93	1.20÷1.30

Tabella 3-1 - Massima profondità raggiunta dalle prove CPTU e misura di soggiacenza falda

Nelle seguenti figure, sono rappresentati i grafici dei valori di resistenza alla punta (cfr. Figura 3-2) e del rapporto di frizione (cfr. Figura 3-3)

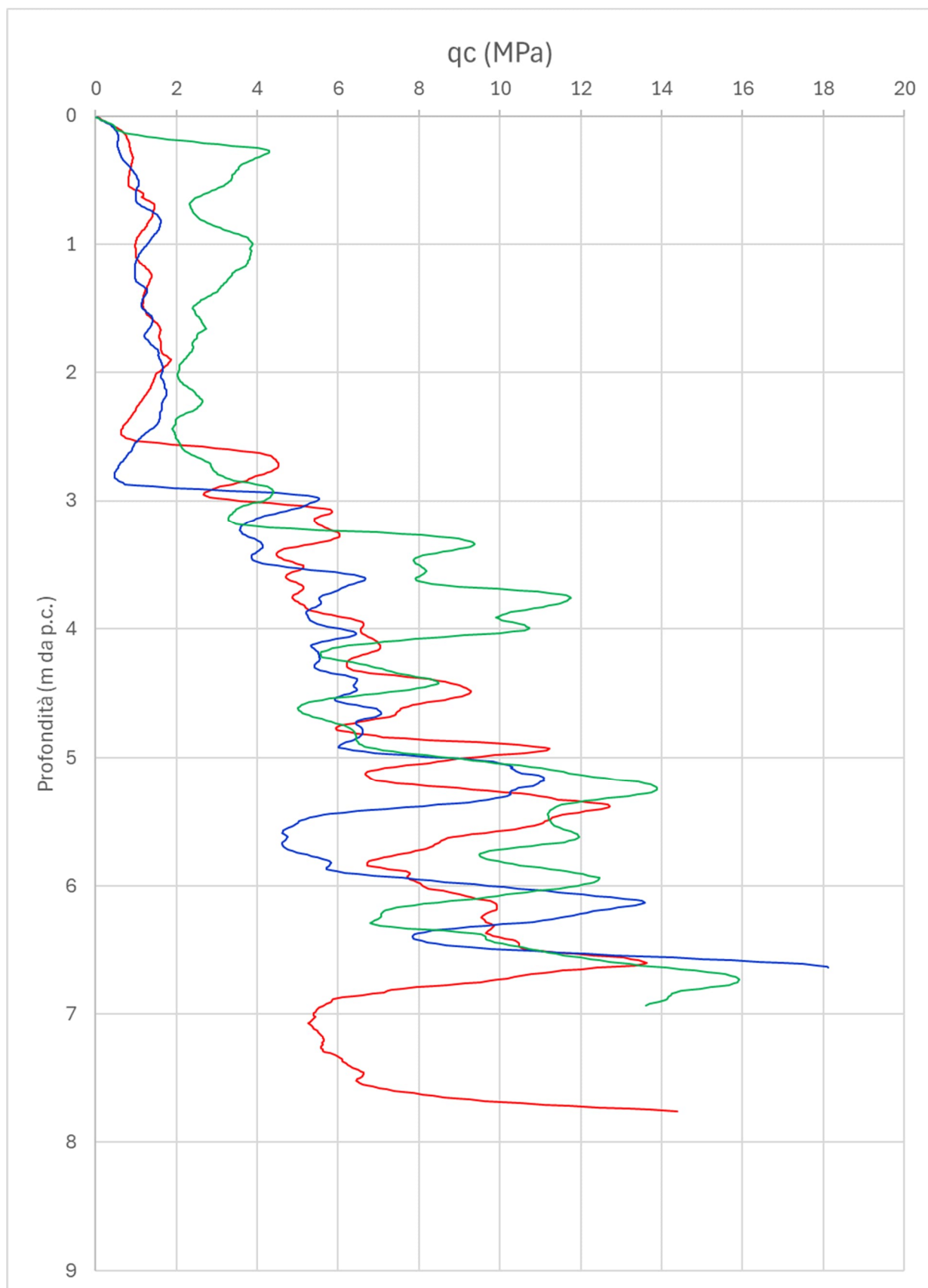


Figura 3-2 – Andamento della resistenza alla punta (q_c) in funzione della profondità

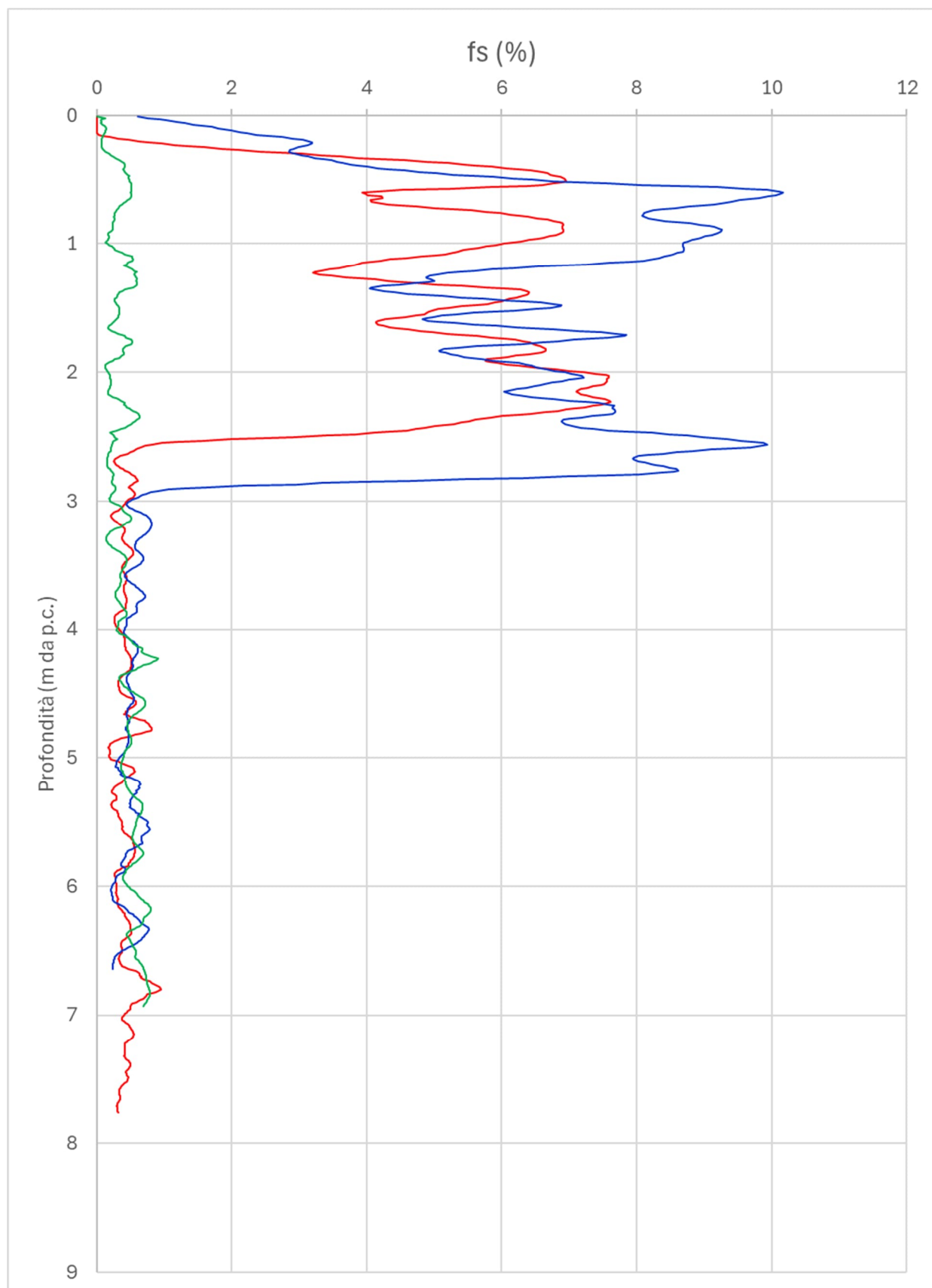


Figura 3-3 – Andamento del rapporto di frizione in funzione della profondità

3.2 Stendimento MASW

Ai fini della caratterizzazione sismica dei suoli di fondazione interessati dalla nuova costruzione ed in ottemperanza alle indicazioni contenute nel testo unitario "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 17-01-2018) sono state condotte due indagini geofisiche di tipo MASW la cui ubicazione è riportata in Tav. 4, mentre i risultati completi sono riportati in All. 2.

La tecnica MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) è una tecnica di prospezione sismica che, attraverso la registrazione della propagazione delle onde di superficie (*Rayleigh*), permette di risalire alla velocità di propagazione delle onde di taglio S nel sottosuolo, portando quindi a determinare anche il parametro $V_{s,30}$ (velocità media delle onde S nei primi 30 m).

In un mezzo stratificato le onde di superficie (*Rayleigh*) danno vita al fenomeno della dispersione, cioè lunghezze d'onda diverse si propagano con diverse velocità di fase e gruppo: le componenti ad alta frequenza (con piccola lunghezza d'onda) "sentono" solamente gli strati più superficiali del suolo, mentre le componenti a più bassa frequenza "sentono" anche gli strati più profondi consentendo quindi di determinarne le caratteristiche.

Il metodo si sviluppa attraverso la determinazione delle proprietà dispersive del mezzo, individuabili dall'analisi dello spettro di velocità dei dati. Il range di frequenza si sviluppa comunemente tra i 5 Hz e i 60 Hz, fornendo informazioni sino a profondità di circa 30 m a seconda della rigidità del suolo: la profondità massima di penetrazione è determinata dalla relazione fra velocità di propagazione dell'onda e più bassa frequenza identificabile.

Questa tipologia di prospezione viene realizzata mediante uno stendimento sismico costituito da 12/24 o più geofoni allineati con distanza intergeofonica variabile tipicamente fra 1 e 5 m (la lunghezza dello stendimento incide sulla focalizzazione del segnale nello spettro di velocità) che registrano le onde sismiche generate in corrispondenza di un punto di energizzazione effettuata tipicamente ad una distanza compresa fra 2 e 20 m dal primo geofono.

L'acquisizione delle onde di *Rayleigh* può essere fatta mediante geofoni verticali (come nel nostro caso), oppure mediante geofoni orizzontali con asse posto parallelo (radiale) allo stendimento (in entrambi i casi si utilizza una sorgente verticale - piastra-martello).

Le indagini sono state realizzate con un sismografo a 24 canali, utilizzando geofoni verticali con frequenza caratteristica di 4.5 Hz posizionati a 2.0 m l'uno dall'altro; come sorgente è stata utilizzata una mazza da 5 Kg battente su piastra metallica, l'energizzazione è stata eseguita 3 volte e i segnali acquisiti sono stati sommati (stacking del segnale) al fine di amplificare il segnale.

In Figura 3-4 si riporta una foto dello stendimento sismico.



Figura 3-4 – Foto dello stendimento sismico di tipo MASW

L'analisi dei dati acquisiti mediante le prove MASW avviene attraverso le seguenti fasi:

1. Calcolo dello spettro di velocità;
2. Individuazione del modo fondamentale e degli eventuali superiori;
3. *Picking* della curva di dispersione, cioè selezione dei punti che si ritengono appartenere a un determinato modo;
4. Inversione della curva di dispersione e conseguente individuazione del profilo di velocità Vs.

In Figura 3-5 si riporta, a titolo esemplificativo lo spettro di velocità dell'indagine MASW1 realizzata con sovrapposto il *picking* del modo fondamentale.

Durante il processo d'inversione il codice di calcolo genera iterativamente modelli la cui curva di dispersione si avvicina sempre più al *picking* eseguito; il numero d'iterazioni che il programma esegue è definito dall'utente. L'accuratezza del modello ottenuto viene definita da due parametri che il software fornisce a fine elaborazione: il *fattore di disadattamento della soluzione (misfit)* e la *percentuale d'errore*, entrambi sono espressione di quanto la curva di dispersione sintetica si avvicina a quella sperimentale.

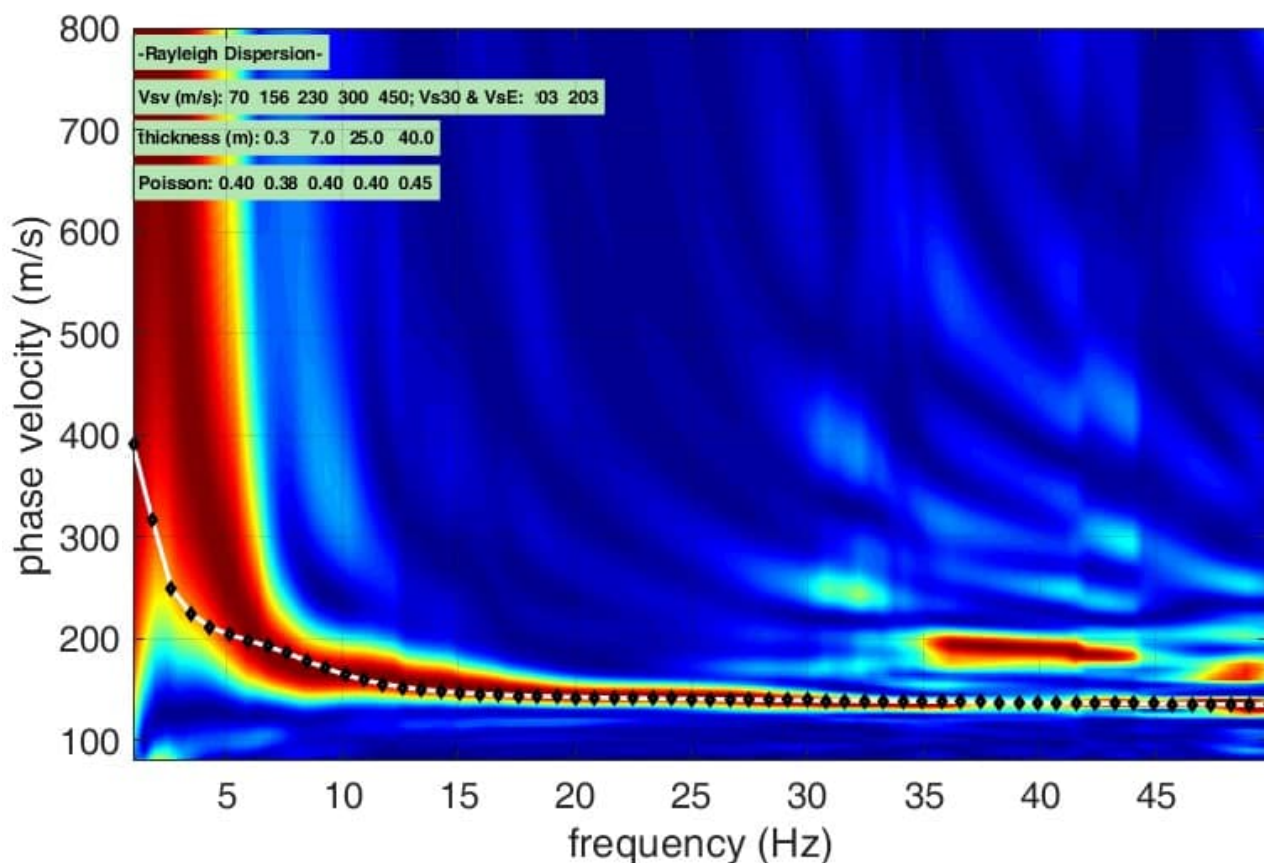


Figura 3-5 – Modello sintetico su spettro onde di Rayleigh

Dalla prova MASW si ottiene il profilo della velocità media delle onde di taglio V_s per i diversi sismostrati presenti. In Figura 3-6 viene riportato a titolo esemplificativo il modello sismostratigrafico della prova sismica MASW1.

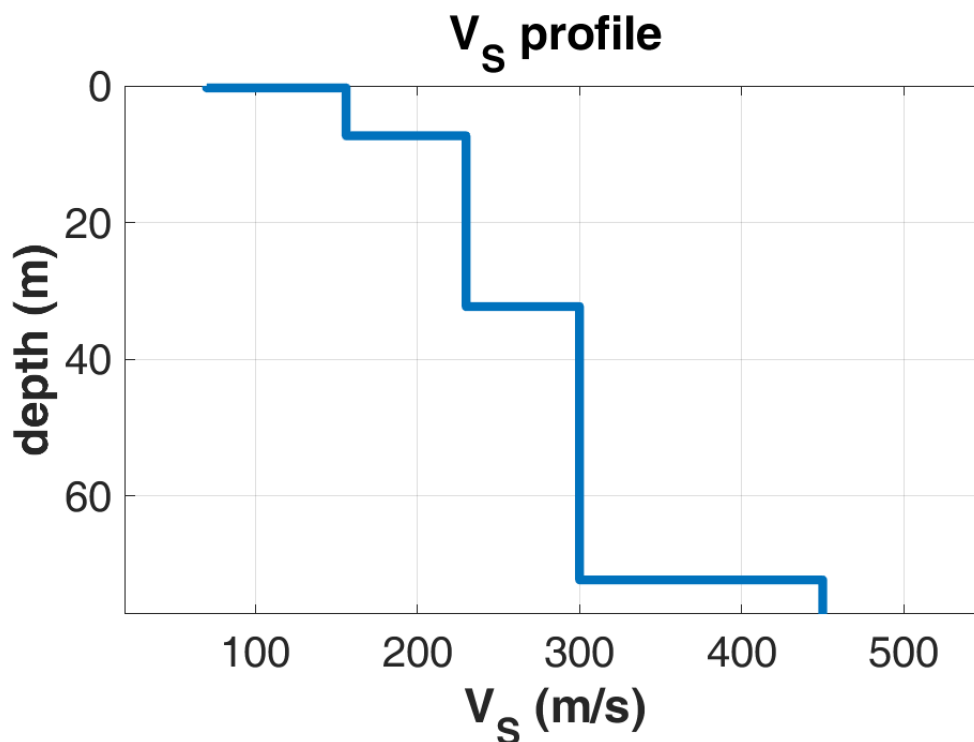


Figura 3-6 - Sismostratigrafia della prova MASW

La velocità equivalente delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m di profondità è definita come:

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

Dall'elaborazione dell'indagine MASW 1 eseguita è risultato un valore di $V_{S,30}$ pari a **208 m/s**, molto simile a quello per la prova MASW2 che è risultato pari a **209 m/s**.

3.3 Prova HVSR

Ai fini della caratterizzazione sismica e della determinazione della frequenza caratteristica di risonanza dei suoli sono state eseguite n° 2 indagini HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*).

La prova è stata condotta utilizzando un sismometro a stazione singola in grado di registrare i microtrempi lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), di un ampio intervallo di frequenze (0.1-1024 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 20 minuti). Il moto indotto nel terreno è stato misurato dallo strumento in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z).

Le misure registrate sono state poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza) in Figura 3-7 e spettri delle singole componenti (componente del moto in funzione della frequenza per ognuna delle tre direzioni) in Figura 3-8.

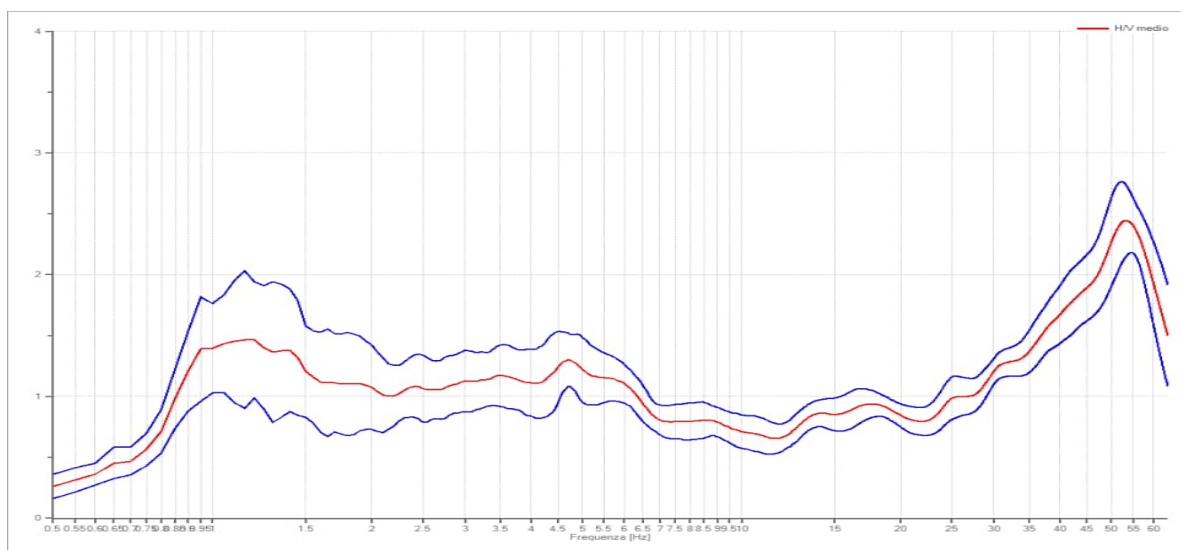


Figura 3-7 - Elaborazione delle misure registrate dal tromino: rapporto H/V per la prova HVSR1

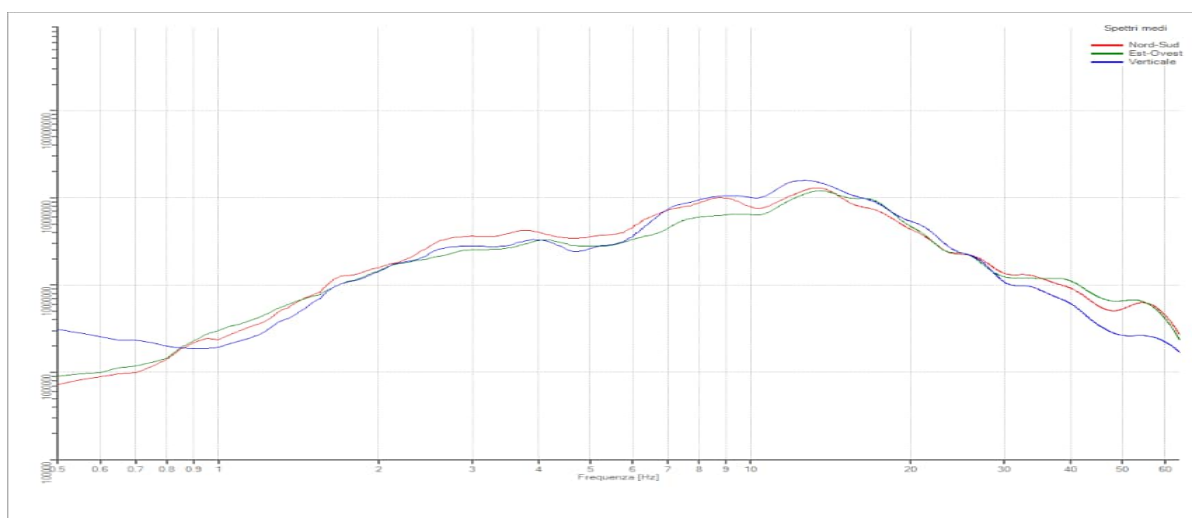


Figura 3-8 - Grafico con spettri delle singole componenti per la prova HVSR1

Dalla prova tromografica è possibile ottenere due informazioni: la frequenza di risonanza caratteristica del sito (Nakamura Y., 1989) e la velocità media delle onde di taglio V_s (Castellaro S. e Mulargia F., 2009).

Nel presente caso, visto che la velocità delle onde sismiche è stata ottenuta mediante gli stendimenti sismici MASW, la cui trattazione è riportata nel precedente paragrafo 3.2, le prove HVSR vengono predisposte per determinare la frequenza di risonanza caratteristica.

La prova HVSR 1 ha evidenziato un picco stratigrafico significativo a una frequenza di 53.2 Hz che corrisponde a un periodo pari a 0.02 s.

Per i report con i dettagli delle singole prove si rimanda all'Al. 3.

4 DEFINIZIONE DEI CARATTERI LITOSTRATIMETRICI LOCALI

Le prove CPTU 1 e CPTU 2 presentano una stratigrafia molto simile. Di conseguenza, si è ritenuto opportuno prendere in considerazione, per quanto riguarda la litologia, solo la prova CPTU2 che, insieme alla prova CPTU3 ha consentito di tracciare una sezione in grado di coprire un'area abbastanza vasta da essere rappresentativa, nei limiti delle possibilità, dell'area di studio.

La sezione così tracciata presenta una direzione NE – SE, e attraversa l'area di studio posta a S del rilevato autostradale.

Nella seguente Figura 4-1 si riporta uno dell'elaborato significativo dell'assetto litostratimetrico dei terreni dell'area oggetto d'indagine.

L'ubicazione delle prove e delle sezioni litostratimetriche realizzate è riportata in Tav. 4; la rappresentazione delle sezioni, invece, è riportata in Tav. 5.

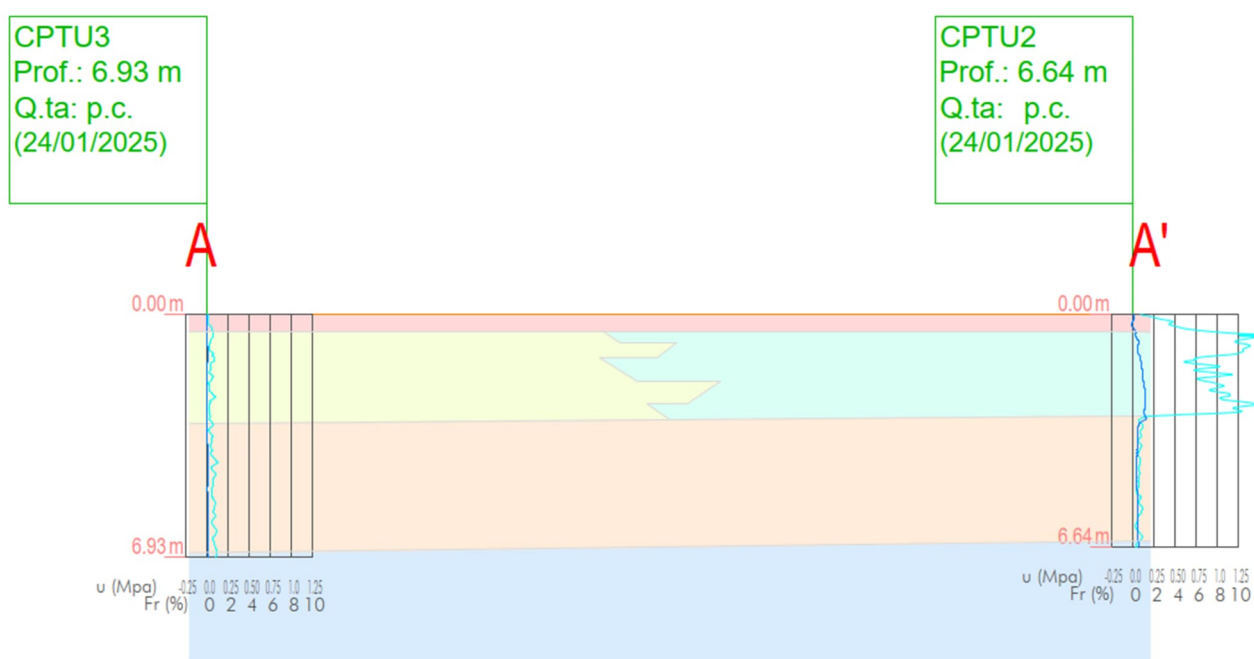


Figura 4-1 –Stralcio della sezione litostratimetrica di Tav. 5

Essa evidenzia come, al di sotto del suolo agrario, assunto sempre di spessore pari a 0.5, nella parte ubicata più a est, in corrispondenza della prova CPTU 2, si trovi uno strato di materiale limoso – argilloso dello spessore di circa 2.9 m, che ricopre depositi sabbiosi rilevati fino al tetto delle ghiaie, che si attesta per tutte le prove attorno ai 7 m. In corrispondenza della prova CPTU 3, più a ovest, si può osservare come lo strato superficiale sia costituito da materiali più limoso – sabbiosi. In sezione è stato rappresentato il passaggio graduale tra queste due litologie.

Come anticipato nelle premesse, una volta realizzate le restanti prove, verrà fornita un'integrazione degli aspetti geolitologici.

5 ANALISI GEOTECNICA

5.1 Determinazione dei parametri geotecnici

Le n. 3 prove penetrometriche CPTU eseguite in sito, descritte nel capitolo 3, oltre a consentire di determinare la successione litostratigrafica dei depositi costituenti i terreni di fondazione, hanno permesso di determinare i parametri geotecnici e dedurre il relativo modello.

Le indagini hanno evidenziato la presenza, nel sottosuolo, sia di depositi a comportamento coesivo che di depositi a comportamento granulare.

Anche per quanto riguarda i parametri geotecnici, come anticipato nelle premesse, verrà fornita un'integrazione una volta eseguite le prove penetrometriche mancanti.

Nei successivi paragrafi vengono indicate le formule utilizzate per ricavare i parametri geotecnici per entrambe le tipologie di sedimenti.

5.1.1 Depositi Coesivi

5.1.1.1 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata (c_u) è stata determinata dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche mediante la seguente equazione (*Baligh e Campanella, 1975*):

$$c_u = \frac{q_c}{N_k}$$

assumendo $N_k = 20$.

5.1.1.2 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio (ϕ') è stato stimato in base alla correlazione proposta da *Shioi e Fukuni* utilizzando la formula generale (1982):

$$\phi' = 15 + \sqrt{N_{SPT} + 15}$$

Il valore di N_{SPT} viene ricavato utilizzando la correlazione di *Robertson* (1983) che lo mette in relazione alla resistenza alla punta (R_p) del penetrometro statico:

$$N_{SPT} = \frac{R_p}{4.5}$$

5.1.1.3 Coesione efficace

La resistenza al taglio in condizioni drenate, o coesione efficace c' , è stata determinata facendo riferimento a quanto proposto da *Cherubini* (2000), (*Reliability evaluation of shallow foundation bearing capacity on c' , ϕ' soils, Canadian Geotechnical Journal, 37, 264–269*), applicando la correlazione più cautelativa:

$$c' = (-0.1793 \cdot \phi') + 15.21$$

5.1.1.4 Modulo edometrico

Il modulo di deformazione confinato E_{ed} (ricavato solo per i terreni coesivi) è stato ottenuto dai valori di resistenza alla punta R_p ottenuti dalle prove penetrometriche statiche, in accordo alla correlazione di *Mitchell e Gardner* (1975) che utilizza l'espressione:

$$E_{ed} = \alpha \cdot R_p$$

dove i valori di α sono riportati nella Tab. 1 (w_n = umidità naturale espressa in percentuale).

Argille di bassa plasticità (CL)	$q_c < 0.7$ (MPa) $0.7 < q_c < 2$ (MPa) $q_c > 2$ (MPa)	$3 < \alpha < 8$ $2 < \alpha < 5$ $1 < \alpha < 2.5$
Limi di bassa plasticità (ML)	$q_c < 2$ (MPa) $q_c > 2$ (MPa)	$1 < \alpha < 3$ $3 < \alpha < 6$
Limi e argille di alta plasticità (MH, CH)	$q_c < 2$ (MPa)	$2 < \alpha < 6$
Limi organici (OL)	$q_c < 1.2$ (MPa)	$2 < \alpha < 8$
Torba e argilla organica (Pt, OH)	$50 < w_n < 100$ $100 < w_n < 200$ $w_n > 200$	$1.5 < \alpha < 4$ $1 < \alpha < 1.5$ $0.4 < \alpha < 1$

Tab. 1– Correlazione di Mitchell e Gardner (1975)

5.1.2 Depositi granulari

5.1.2.1 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio (ϕ') è stato stimato in base alla correlazione proposta da *Shioi e Fukuni in Japanese Railway* (1982):

$$\phi' = 27 + (N_{SPT} \cdot 0.3)$$

I valori di N_{SPT} sono ricavati partendo sempre dal valore della resistenza alla punta delle prove penetrometriche statiche, tramite la correlazione empirica di *Robertson et al.*, (1983), già indicata nel paragrafo 5.1.1.2:

$$N_{SPT} = \frac{R_p}{4.5}$$

5.1.2.2 Modulo elastico

Il valore del modulo elastico E_y è stato determinato dalle prove penetrometriche statiche a partire dal valore di resistenza alla punta q_c mediante la formula di *Schmertmann* (1978):

$$E_y = 2.5 \cdot R_p$$

con il modulo elastico espresso in MPa.

5.2 Modello geotecnico

L'interpretazione stratigrafica dei terreni descritta nel capitolo 4, unitamente all'interpretazioni dei dati geotecnici ottenuti dalle prove penetrometriche, ha permesso di ricostruire il modello geotecnico del sottosuolo oggetto di indagine, rappresentato graficamente in Tav. 5, di cui si riporta uno stralcio nella seguente Figura 5-1.

Nel modello i parametri geotecnici, definiti per i vari orizzonti, sono stati espressi, oltre che con il loro valore caratteristico, da utilizzare per valutazioni semiprobabilistiche (stati limite), ai sensi della normativa vigente (N.T.C. 01/2018), mediante il valor medio e la relativa deviazione standard.

Per i diversi terreni, il valore caratteristico della coesione non drenata e dei parametri di deformabilità è stato valutato come il valore corrispondente al 5° percentile della distribuzione della media, utilizzando una distribuzione lognormale.

Per l'angolo di attrito interno il valore caratteristico è sempre riferito al 5° percentile della distribuzione della media, utilizzando però una distribuzione gaussiana (normale).

Di seguito viene proposta la parametrizzazione di dettaglio dei singoli orizzonti considerando la suddivisione rappresentata in Tav. 6.

Considerato che le prove penetrometriche non sono riuscite a penetrare nelle ghiaie per tale orizzonte (Orizzonte 4), i parametri sono stati attribuiti sulla base di terreni analoghi.

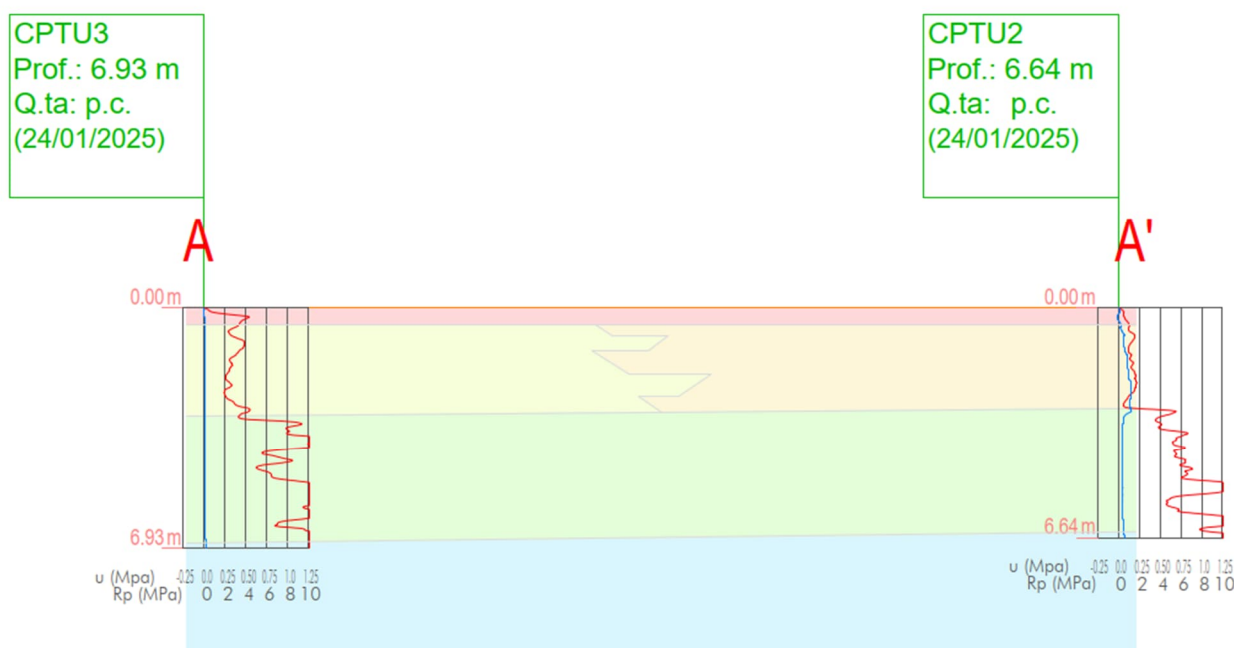


Figura 5-1 – Stralcio del modello geotecnico di Tav. 6

ORIZZONTE 0 - $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$				
Depositi coesivi	<i>cu (kPa)</i>	<i>c' (kPa)</i>	<i>ϕ' (°)</i>	<i>Eed (MPa)</i>
Parametri geotecnici non significativi				

ORIZZONTE 1 - $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$				
Depositi coesivi	<i>cu (kPa)</i>	<i>c' (kPa)</i>	<i>ϕ' (°)</i>	<i>Eed (MPa)</i>
Valore caratteristico	66.39	11.35	21.40	4.36
Valore medio	67.96	11.37	21.47	4.45
Dev. Std.	17.26	0.15	0.85	0.96

ORIZZONTE 2 - $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$		
Depositi granulari	<i>ϕ' (°)</i>	<i>Ey (MPa)</i>
Valore caratteristico	28.90	6.86
Valore medio	28.92	7.06
Dev. Std	0.45	1.65

ORIZZONTE 3 - $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$		
Depositi granulari	<i>ϕ' (°)</i>	<i>Ey (MPa)</i>
Valore caratteristico	31.00	19.41
Valore medio	31.13	19.78
Dev. Std	2.99	7.30

ORIZZONTE 3 - $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$		
Depositi granulari	<i>ϕ' (°)</i>	<i>Ey (MPa)</i>
Valore caratteristico	35.00	40.0

6 STUDIO SISMICO

6.1 Sismicità del territorio

La storia sismica del territorio in esame è stata desunta da "DBMI15, database macrosismico italiano"¹, database realizzato dal Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti che contiene i dati macrosismici provenienti da studi dello stesso GNDT e di altri enti. In particolare, si è fatto riferimento al database disponibile per la località Piacenza, che contiene una storia sismica più completa, rispetto ai pochi sismi censiti a Caorso. Secondo quanto indicato in DBMI15, la storia sismica a Piacenza è riassunta graficamente nel diagramma riportato in Figura 6-1, mentre, in Tabella 6-1, sono elencati gli eventi di maggiore intensità (≥ 5) indicando, per ciascuno di essi, oltre alla stessa intensità al sito (Int.), l'anno, la data (comprendente mese, giorno ed ora) in cui si è verificato, l'intensità massima epicentrale in scala MCS (Io) e la magnitudo momento (Mw).

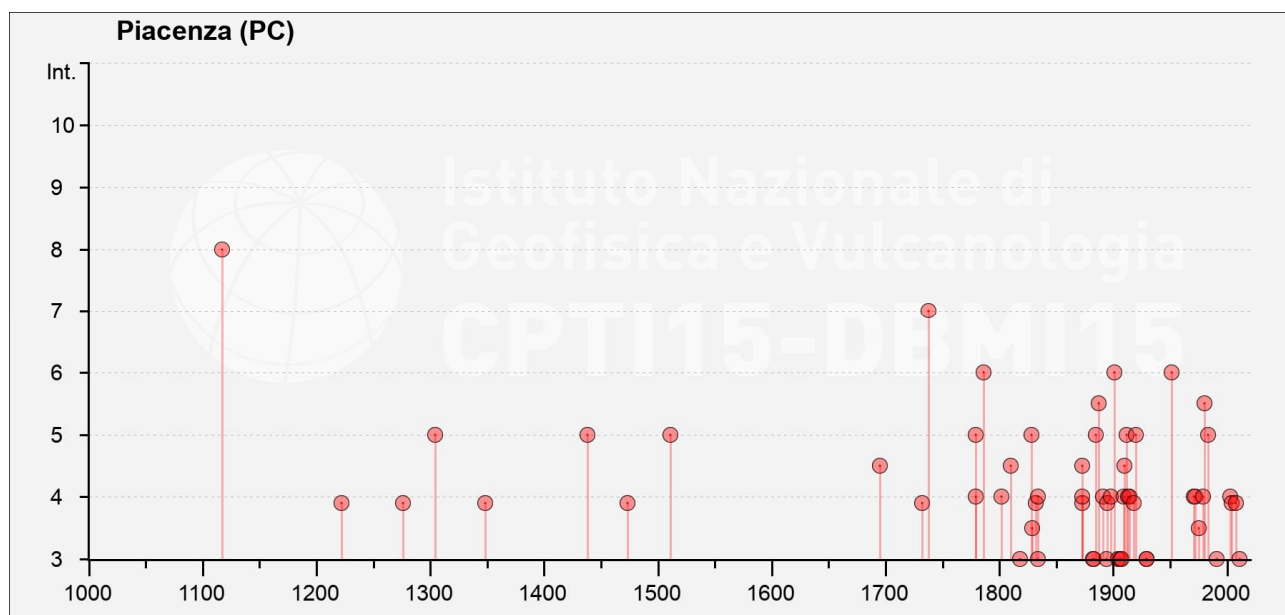


Figura 6-1 – Grafico rappresentante gli eventi sismici avvertiti a Piacenza

Int.	Anno	Mese	Giorno	Ora	Area epicentrale	Io	Mw
8	1117	1	3	15	Veronese	9	6,52
5	1304	10	23	0	Pianura emiliana		
5	1438	6	11	2	Parmense	8	5,56
5	1511	3	26	15	Friuli-Slovenia	9	6,32
7	1738	11	5	0	Emilia occidentale	7	5,1
5	1779	7	14	19	Bolognese		
6	1786	4	7	0	Pianura lombarda	6-7	5,22
5	1828	10	9	2	Oltrepò Pavese	8	5,72
5	1885	2	26	20	Pianura Padana	6	5,01
5-6	1887	2	23	5	Liguria occidentale	9	6,27
6	1901	10	30	14	Garda occidentale	7-8	5,44

¹ Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Conte S., Rocchetti E. (2016). DBMI15, the 2015 version of the Italian Macro seismic Database. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15>

Int.	Anno	Mese	Giorno	Ora	Area epicentrale	Io	Mw
5	1912	10	1	18	Piacenza	4	3,7
5	1920	9	7	5	Garfagnana	10	6,53
6	1951	5	15	22	Lodigiano	6-7	5,17
5-6	1980	12	23	12	Piacentino	6-7	4,57
5	1983	11	9	16	Parmense	6-7	5,04

Tabella 6-1 - Eventi sismici di maggiore intensità i cui effetti si sono avvertiti a Piacenza

Dalla lettura di Figura 6-2 e di Tabella 6-1 si evidenzia che il massimo evento sismico censito a Piacenza, con un'intensità dell'VIII grado della scala MCS, si è verificato il 3 gennaio 1117, con epicentro nel Veronese (cfr. Figura 6-2).

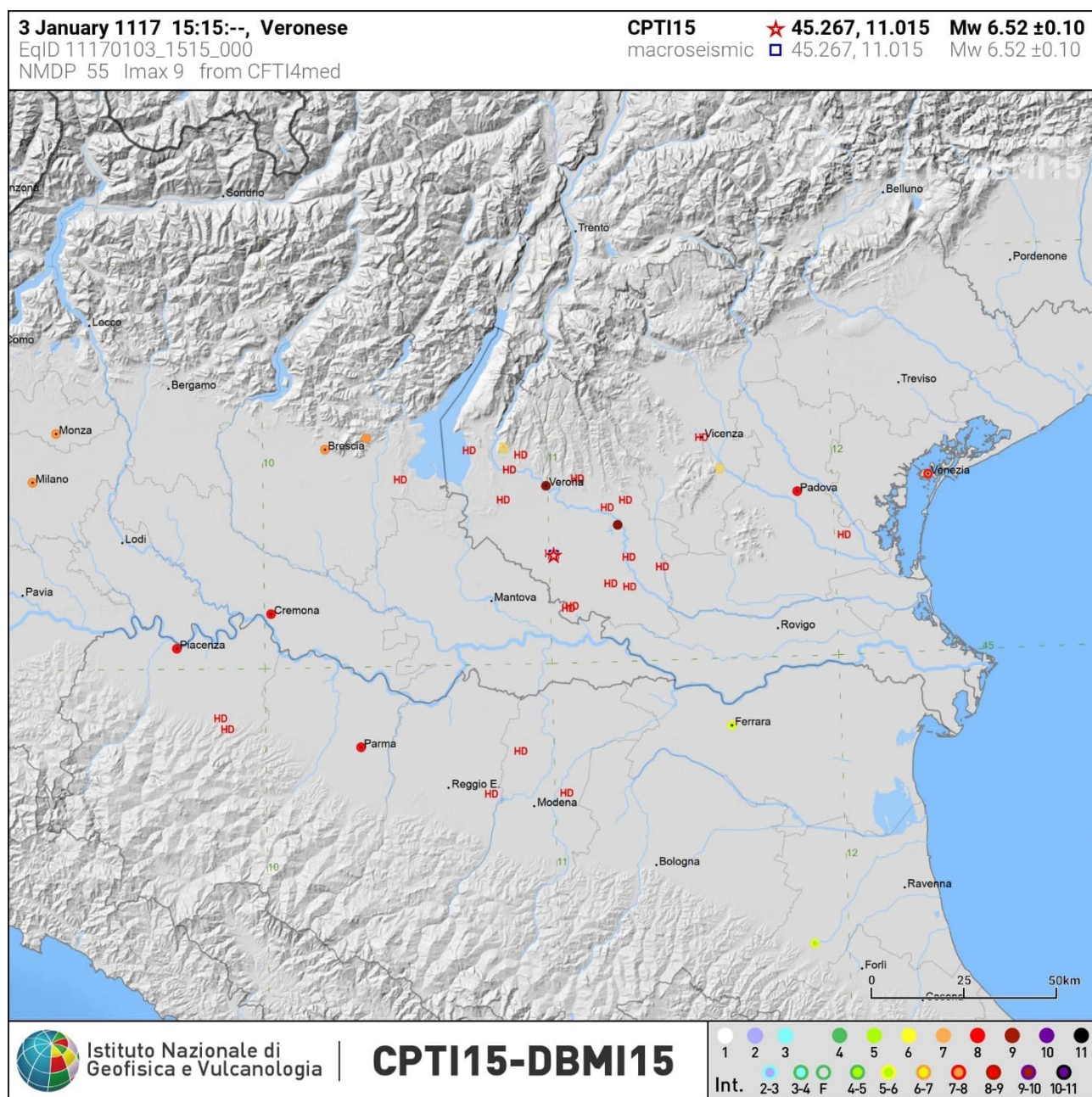


Figura 6-2 – Mappa d'intensità sismica relativa all'evento del 3 gennaio 1117

6.2 Classificazione sismica

L'Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003, suddivide il territorio italiano in 4 zone sismiche con diversi livelli di accelerazione sismica di progetto.

Le delibere della giunta regionale 23 luglio 2018, n.1164, e 06 febbraio 2023, n.146, aggiornano la classificazione sismica di prima applicazione dei comuni dell'Emilia-Romagna riclassificando il territorio. Secondo tali aggiornamenti, come indicato in Figura 6-3), i territori comunali di Monticelli d'Ongina e San Pietro in Cerro sono identificati in zona 3 (a sismicità bassa), cui corrispondono valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, inferiori a $0.15 \cdot g$ (dove g è l'accelerazione di gravità).

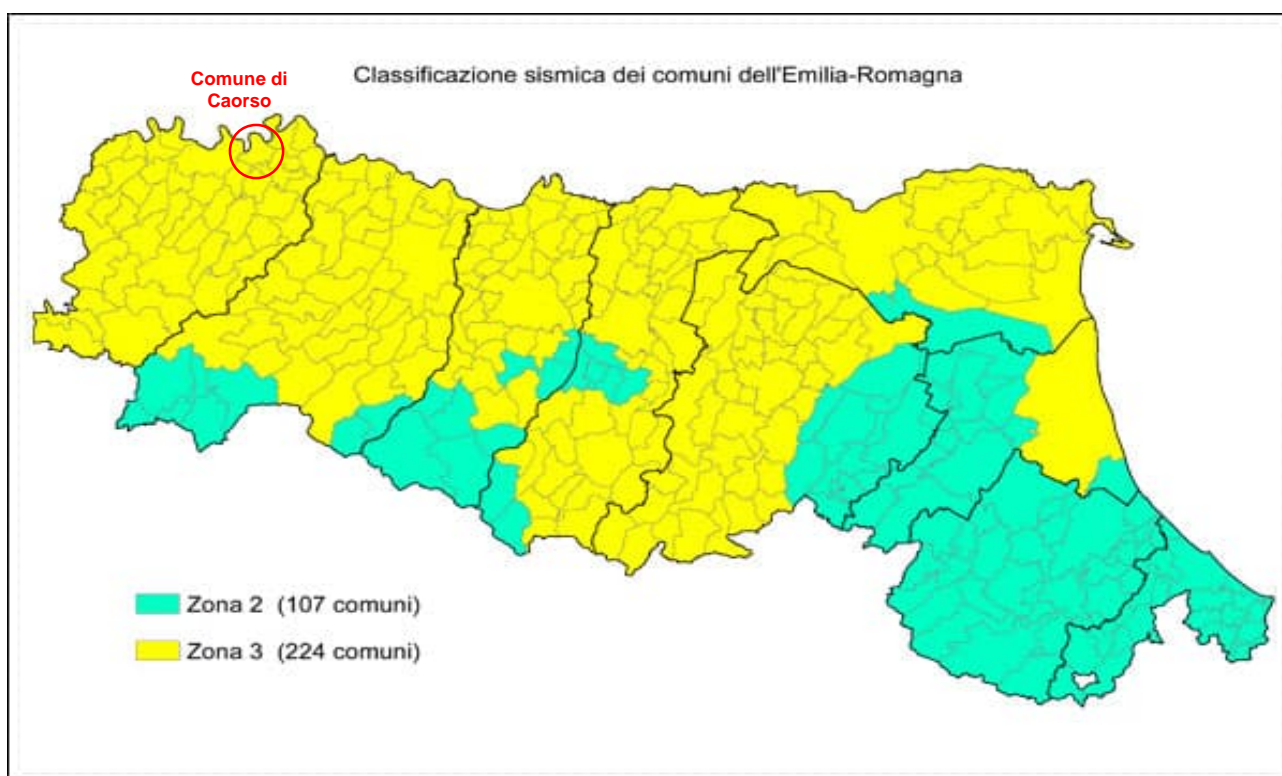


Figura 6-3 – Classificazione sismica dei Comuni della Regione Emilia-Romagna

Tale classificazione ha tuttavia esclusivo valore amministrativo; infatti, alle Norme Tecniche per le costruzioni del D.M. 14-01-2008, è allegato un documento sulla pericolosità sismica (Allegato A), in cui l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base, più semplicemente chiamata pericolosità sismica che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle N.T.C., dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- 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.

Questi tre parametri sono definiti in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento; cfr. Figura 6-4), i cui nodi non distano fra loro più di 10 km, per diverse probabilità di superamento in 50 anni e per diversi periodi di ritorno.

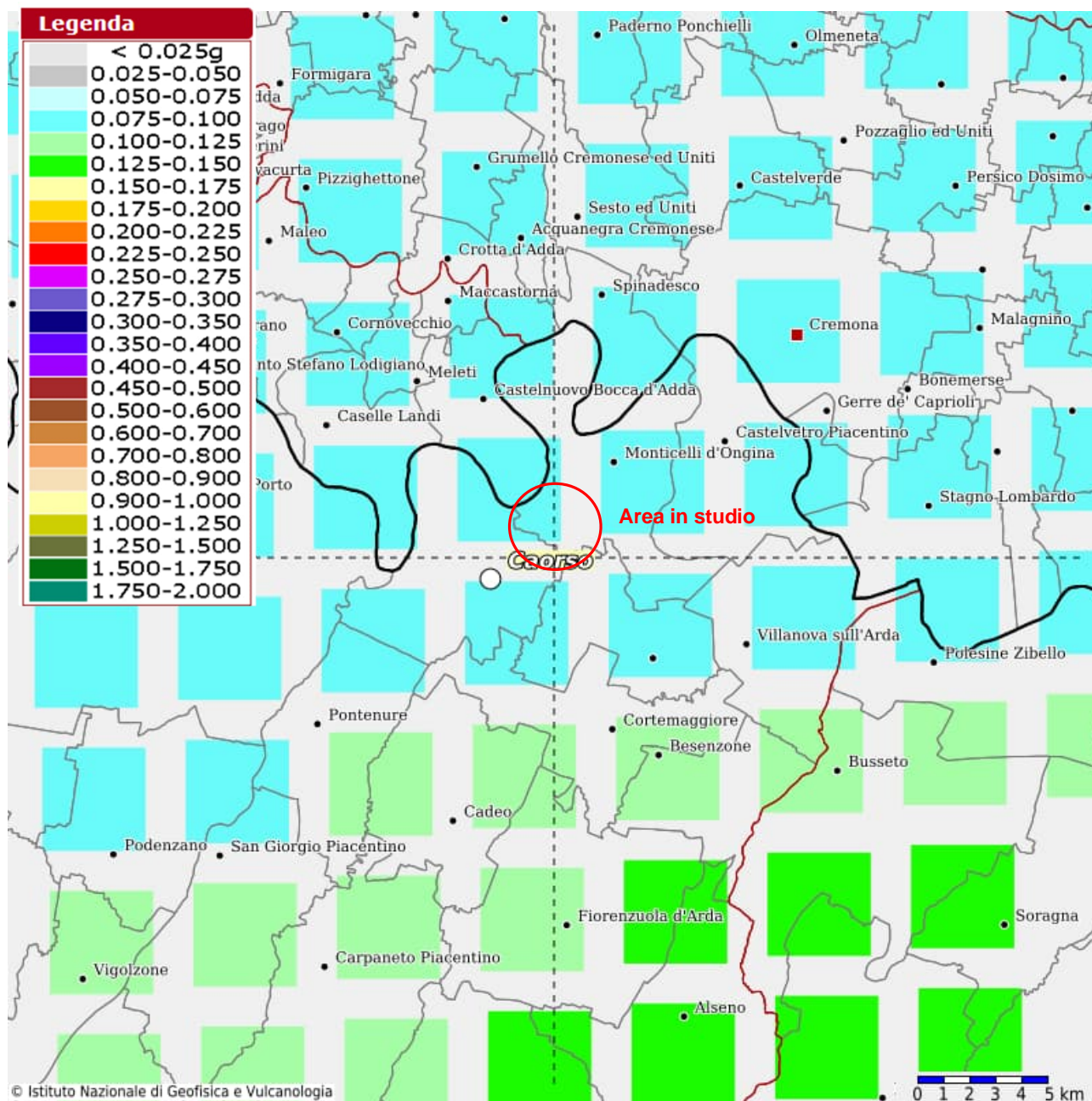


Figura 6-4 – Mappatura dell'accelerazione orizzontale massima del terreno (a_g) con tempi di ritorno di 475 anni per lo stato limite SLV

Per determinare il tempo di ritorno (T_R) si utilizza l'espressione:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

dove V_R è il periodo di riferimento della costruzione, mentre P_{V_R} è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

Per determinare il tempo di ritorno sono stati utilizzati i parametri dell'opera in progetto già indicati nel paragrafo 1.2:

- VITA NOMINALE: “Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari” la cui vita nominale è $V_n \geq 50$ anni (come definito dalla Tab. 2.4.I delle N.T.C. 01/2018);
- CLASSE D'USO: Classe II: “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti” (come definito dal paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 01/2018). Con conseguente coefficiente d'uso $C_u=1.0$ (cfr. Tab. 2.4.II delle N.T.C. 01/2018);

Da questi due parametri si ottiene il periodo di riferimento della costruzione che è dato da:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni} \cdot 1.0 = 50 \text{ anni}$$

Inoltre, sono stati definiti gli stati limite che forniscono le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (vedi Tab. 3.2.I del paragrafo 3.2.1 delle NTC 01/2018), per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) con probabilità pari al 10% e per lo stato limite di esercizio di Danno (SLD) con probabilità pari al 63%. Dato che il sito in esame non ricade nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* possono essere ricavati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione e i quattro vertici.

Alla luce di quanto sopra descritto i valori dei tre parametri necessari per la determinazione delle azioni sismiche sono riportati nella seguente:

Stato Limite	Tempo di ritorno T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_c^* (s)
SLO	30	0.034	2.543	0.210
SLD	50	0.041	2.569	0.237
SLV	475	0.091	2.563	0.296
SLC	975	0.115	2.566	0.305

Tabella 6-2 - Valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* per i tempi di ritorno associati a ciascun stato limite

6.3 Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il D.M. 17-01-2018 definisce 5 categorie in cui suddividere i terreni d'impasto in base ai valori di velocità equivalente delle onde sismiche trasversali fino al substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzato da V_s non inferiore a 800 m/s.

La velocità equivalente delle onde sismiche di taglio, sotto il piano di posa della fondazione e fino al substrato, ($V_{s,eq}$), è definita come:

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

dove h_i e V_i sono lo spessore e la velocità delle onde dello strato i -esimo fondazione, N il numero degli strati e H la profondità del substrato.

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 $H=30$ nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina 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 compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>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.</i>

Tabella 6-3 - Categorie sismiche dei terreni

Sulla base delle prove MASW, descritte nel paragrafo 3.2, si può affermare che i terreni appartengono alla **categoria sismica C**.

6.4 Coefficienti sismici di progetto

Sulla base della categoria di appartenenza del terreno il D.M. 17-01-2018 introduce i coefficienti S_s (coefficiente di amplificazione stratigrafica) e C_c (coefficiente funzione della categoria di sottosuolo) per tener conto dell'amplificazione stratigrafica del valore dell'azione sismica di progetto. Per le categorie B, C, D e E, questi due parametri possono essere calcolati attraverso le espressioni riportate in Tabella 6-4, dove i valori di F_0 e T_c^* sono relativi al sottosuolo di categoria A, g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

Tabella 6-4 - Valori dei parametri S_s e C_c

Con i valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* riportati in Tabella 6-2, per le diverse categorie di suolo, in riferimento ai diversi stati limite, si ottengono i parametri di amplificazione per le opere oggetto di studio, riportati in Tabella 6-5.

L'analisi della superficie topografica ha, invece, consentito di escludere la presenza di effetti locali legati a elementi morfologici. Il sito oggetto di indagine è ubicato in zona pianeggiante, dove il piano campagna ha un angolo di inclinazione $<15^\circ$ e di conseguenza non si ha amplificazione topografica.

	S_s	C_c	St	$A_{max} (m/s^2)$	Beta	Kh	Kv
SLO	1.500	1.760	1.000	0.495	0.180	0.009	0.005
SLD	1.500	1.690	1.000	0.598	0.180	0.011	0.005
SLV	1.500	1.570	1.000	1.339	0.180	0.025	0.012
SLC	1.500	1.550	1.000	1.685	0.240	0.041	0.021

Tabella 6-5 - Coefficienti sismici di progetto

6.5 Rischio di liquefazione

Come richiesto dalle NTC 2018, tenuto conto che le indagini effettuate hanno evidenziato la presenza di livelli di sabbia sottofalda nel primo sottosuolo, si è valutato il rischio di liquefazione dell'area d'intervento, prendendo in considerazione le verticali delle n. 3 prove penetrometriche eseguite (cfr. 3.1).

Come anticipato nelle premesse, una volta eseguite le prove mancanti, anche lo studio del rischio di liquefazione verrà integrato con i dati aggiornati.

6.5.1 Premesse

Per liquefazione s'intende un processo d'incremento della pressione del fluido interstiziale che causa, in un terreno non coesivo saturo (sabbia, limo non plastico), la diminuzione della resistenza a taglio a seguito dello scuotimento sismico, dando luogo a deformazioni permanenti significative.

La liquefazione consiste quindi in una diminuzione della resistenza del terreno, a seguito del raggiungimento della condizione di fluidità. La perdita totale della resistenza viene raggiunta quando la pressione dell'acqua che riempie gli interstizi arriva a uguagliare la pressione di confinamento, rendendo nulle le tensioni efficaci trasmesse attraverso le particelle solide. Una volta che il terremoto ha innescato il processo di liquefazione, la massa del suolo resta in movimento fino a che non raggiunge una nuova condizione di stabilità.

Il rischio di liquefazione può essere stimato con metodi semplificati da prove CPTU ed SCPTU mediante il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione LPI di *Iwasaki et al.* (1982). Le prove CPTU sono preferibili per la migliore ripetibilità delle misure e per la continuità dei profili penetrometrici.

L'indice LPI² è un parametro di sintesi che, mediante un valore numerico compreso tra 0 e 100, quantifica i possibili effetti della liquefazione in superficie, tenendo conto di severità dell'azione sismica, e di profondità, spessore e valore del fattore di sicurezza degli strati liquefacibili.

Per poter valutare la severità degli effetti *Iwasaki* ha proposto la scala riportata nella seguente Tabella 6-6.

Valori di I_L	Rischio di liquefazione
$I_L = 0$	Molto basso
$0 < I_L \leq 5$	Basso
$5 < I_L \leq 15$	Alto
$15 < I_L$	Molto alto

Tabella 6-6 Valutazione del rischio di liquefazione secondo *Iwasaki*

Valutazioni più recenti riportate da *Sonmez* (2003), basate su sismi di magnitudo inferiore a quelli utilizzati da *Iwasaki* consigliano tuttavia di rimodulare le classi di pericolosità come riportato in Tabella 6-7:

LPI = 0.00 - Liquefaction risk nul
LPI between 0.00 and 2.00 - Liquefaction risk low
LPI between 2.00 and 5.00 - Liquefaction risk moderate
LPI between 5.00 and 15.00 - Liquefaction risk high
LPI > 15.00 - Liquefaction risk very high

Tabella 6-7 - Valutazione del rischio di liquefazione secondo *Sonmez*

L'indice LPI è calcolato con riferimento ad una verticale di prova. Gli effetti bi- e tri-dimensionali sono trascurati. Tale semplificazione può condurre talora a stime errate. In particolare, se la liquefazione in un sito è limitata a lenti isolate, la liquefazione in superficie può non manifestarsi anche per valori significativi di LPI. Viceversa,

² LPI = Liquefaction Potential Index è tradotto con IL = Indice di Liquefazione nella cartografia di MS

uno strato liquefatto sottile, profondo, molto diffuso ed esteso può determinare rottura del terreno e “*lateral spreading*” anche per bassi valori di LPI. La variabilità ed eterogeneità naturale delle condizioni stratigrafiche e geotecniche può spiegare la non sempre buona correlazione tra i valori dell’indice LPI e le evidenze di liquefazione.

L’indice LPI è definito nel modo seguente:

$$LPI = \int_0^{20} F W(LPIz) dz$$

DOVE:

- $F(z)$ è una variabile con valori compresi tra 0 e 1, definita ad ogni profondità $0 \leq z \leq 20$ in funzione del valore che, a quella profondità, assume il fattore di sicurezza alla liquefazione FSL
- $w(z)$ è un fattore di peso della profondità.

In sostanza il rischio di liquefazione tiene conto del fattore di sicurezza calcolato strato per strato, ma ne valuta la significatività su tutto lo spessore del deposito.

Il fattore di sicurezza alla liquefazione è definito nel modo seguente:

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

dove:

$CRR_{7.5}$ = Rapporto di resistenza ciclica per $M=7.5$ (*Cyclic Resistance Ratio*)

MSF = fattore di scala della magnitudo (*Magnitude Scale Factor*)

K_{σ} = Fattore di correzione per la pressione di confinamento

CSR = rapporto di tensione ciclica (*Cyclic Stress Ratio*)

Nelle verifiche effettuate nel presente studio, per il calcolo del CRR è stato utilizzato il metodo NCEER (modificato da *Robertson 2009*) implementato dal programma CLIQ della *Geologimiki*.

In Figura 6-5 viene presentata, in forma di *flow-chart*, la procedura di calcolo di CRR utilizzata dal programma per la verifica con il metodo NCEER.

In tali verifiche, come valori di CSR, sono stati utilizzati quelli calcolati dal programma CLIQ.

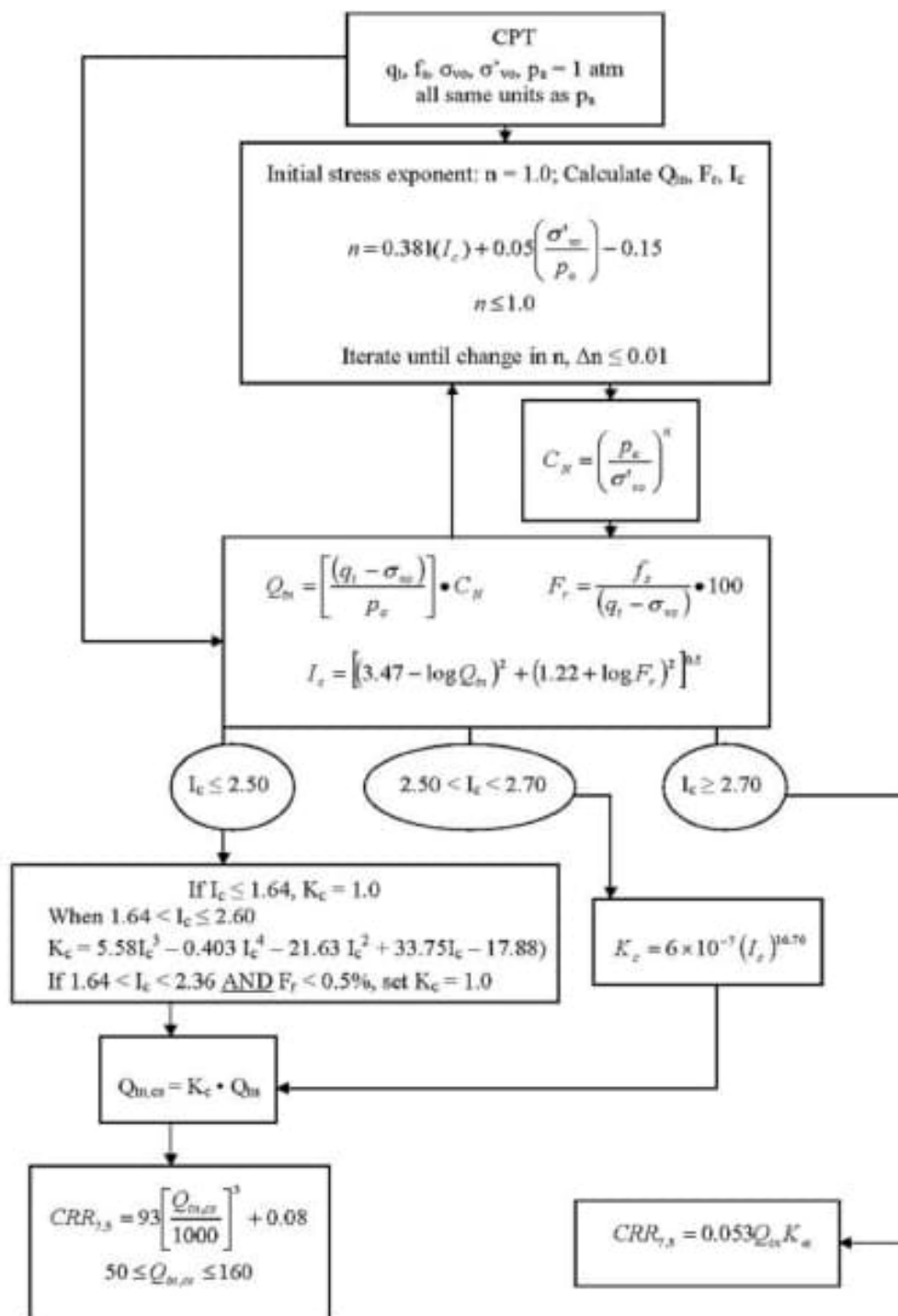


Figura 6-5 - Flow chart della procedura di verifica NCEER modificata da Robertson (2009)

6.5.2 Magnitudo

Per poter definire la magnitudo di riferimento necessaria per la verifica a liquefazione si è fatto riferimento ai dati dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) che fornisce i valori disaggregati magnitudo-distanza, ovvero, il contributo percentuale delle diverse coppie di dati magnitudo-distanza alla pericolosità di base con riferimento ai nodi del reticolo di riferimento, individuato dall'Allegato A delle NTC 2008 (nel caso in esame, si è considerato il nodo 14046).

Nella seguente Figura 6-6, viene riportata la disaggregazione per lo stato limite SLV che evidenzia che il massimo contributo percentuale alla pericolosità sismica di base (tra il 15 e il 20 %), è fornito da terremoti di magnitudo compresa tra 4.5 e 5.0 nel range 0.0÷10.0 km e 20.0÷30.0, e da terremoti di magnitudo compresa tra 4.0 e 5.5 nel range 10.0÷20.0 km.

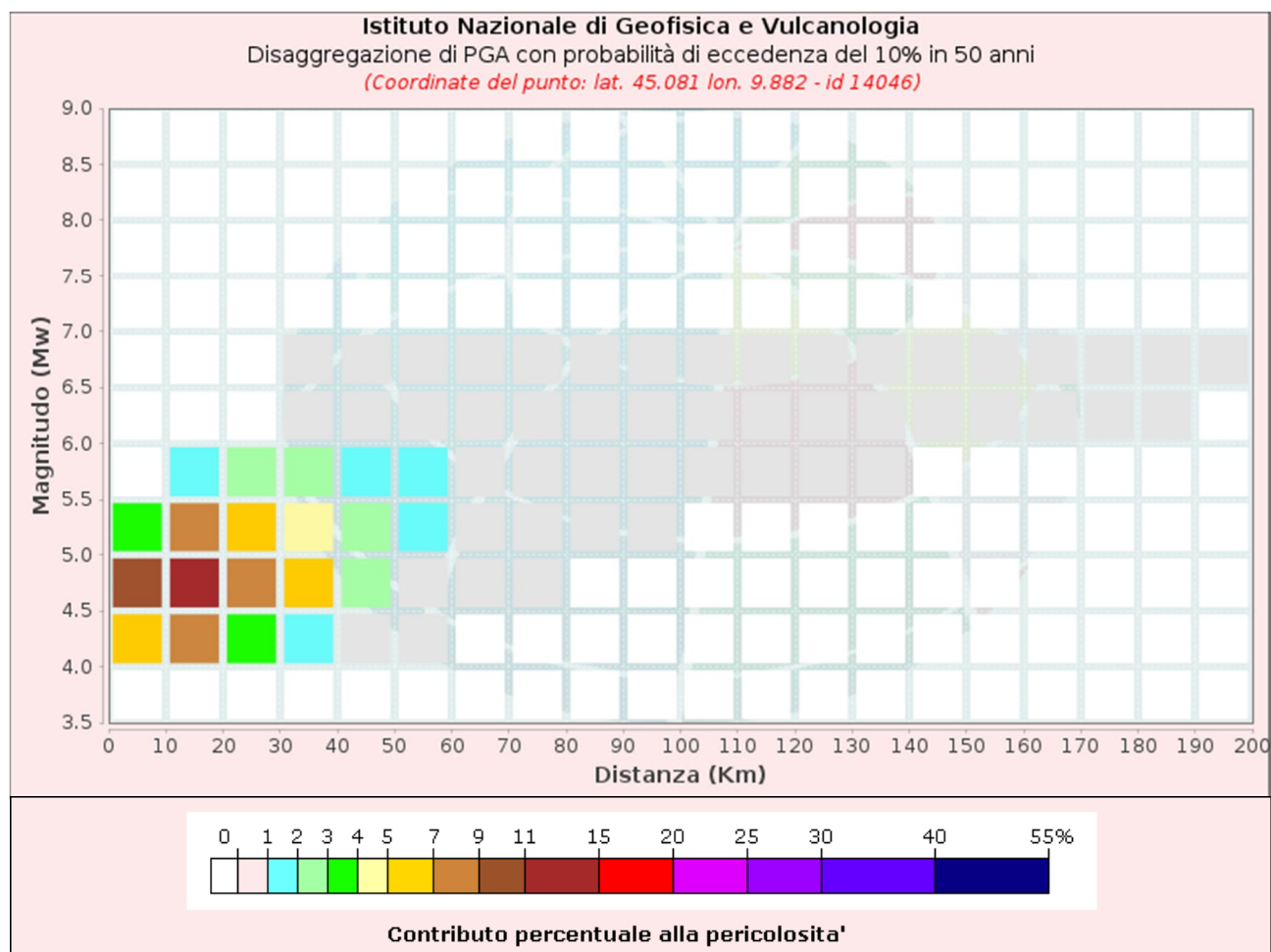


Figura 6-6 - Coppia di dati di disaggregazione magnitudo-distanza per il nodo 14046 per lo stato limite SLV

Per il nodo più prossimo all'intervento in progetto, mediante la costruzione della curva cumulata della disaggregazione magnitudo-distanza, si ricava la magnitudo $M_w = 5.6$, corrispondente al 95% percentile della curva. Tale valore viene utilizzato per la verifica a liquefazione.

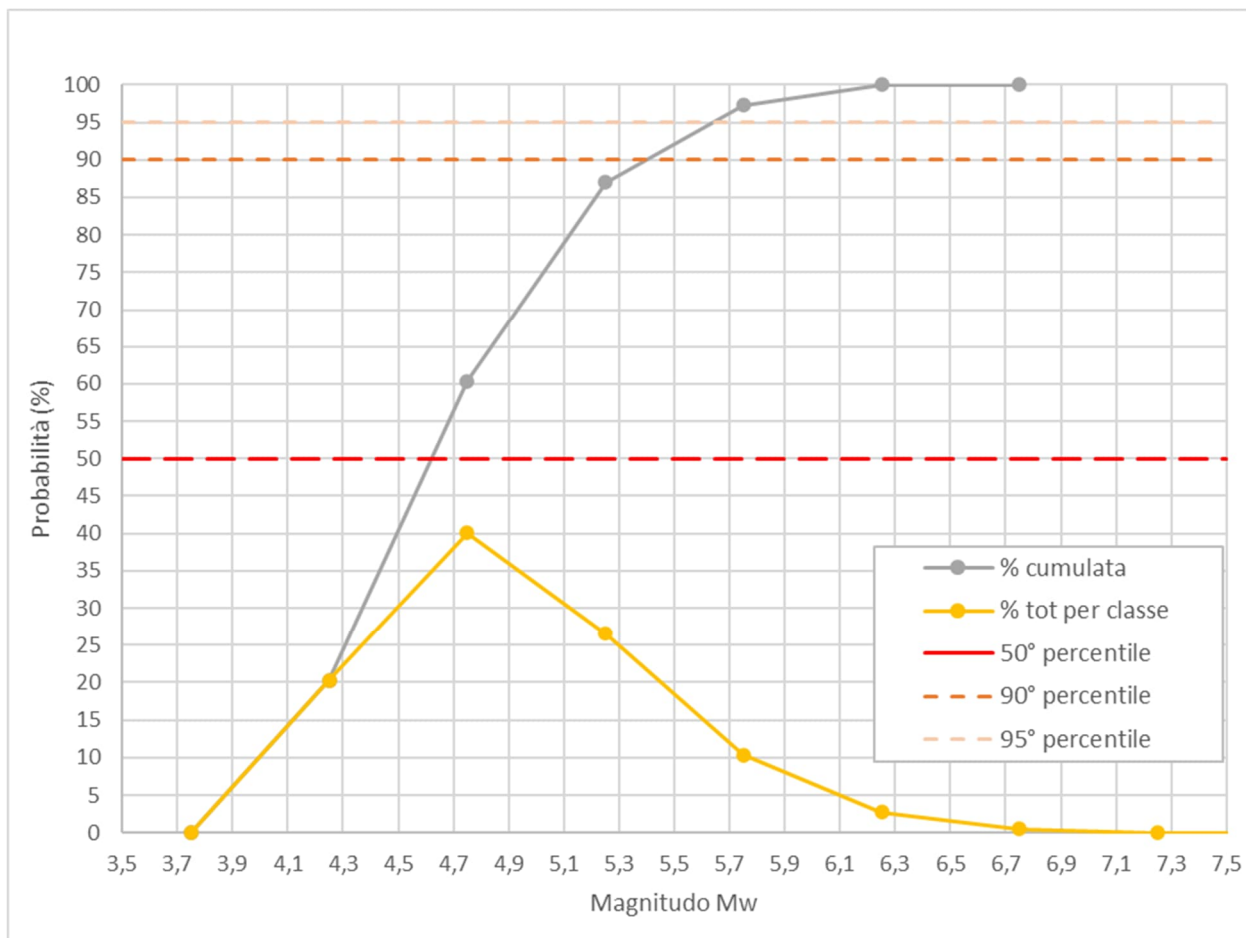


Figura 6-7 - Calcolo della magnitudo di riferimento per la liquefazione

6.5.3 Analisi dei risultati

Utilizzando un valore di magnitudo massima pari a 5.60 scelta sulla base della disaggregazione di cui al paragrafo precedente, e l'accelerazione massima calcolata con l'analisi di microzonazione sismica pari a 0,09 g per lo stato limite SLV (cfr. par. 6.2) per ciascuna prova è stato calcolato l'indice di liquefazione, mediante il metodo di Robertson (2009), i cui risultati sono riportati nella seguente Tabella 6-8 e schematizzati nel grafico della successiva Figura 6-8.

<i>Prova</i>	<i>LPI</i>	<i>Livello di rischio</i>
CPTU 1	0.0	Basso
CPTU 2	0.0	Basso
CPTU 3	0.0	Basso

Tabella 6-8 -Valori di LPI attesi per ciascuna verticale analizzata

Come risulta evidente il rischio di liquefazione è nullo.

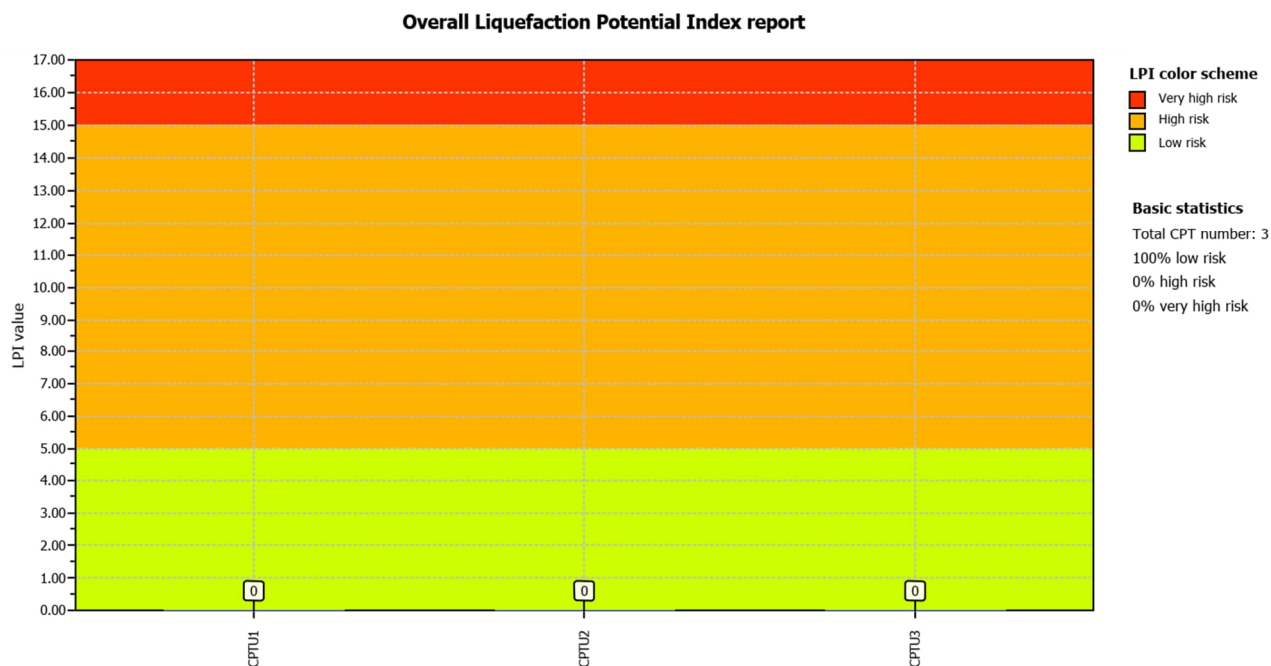


Figura 6-8 - Grafico con i valori di LPI calcolati

Anche i cedimenti attesi in caso di sisma risultano nulli per tutte le verticali analizzate.

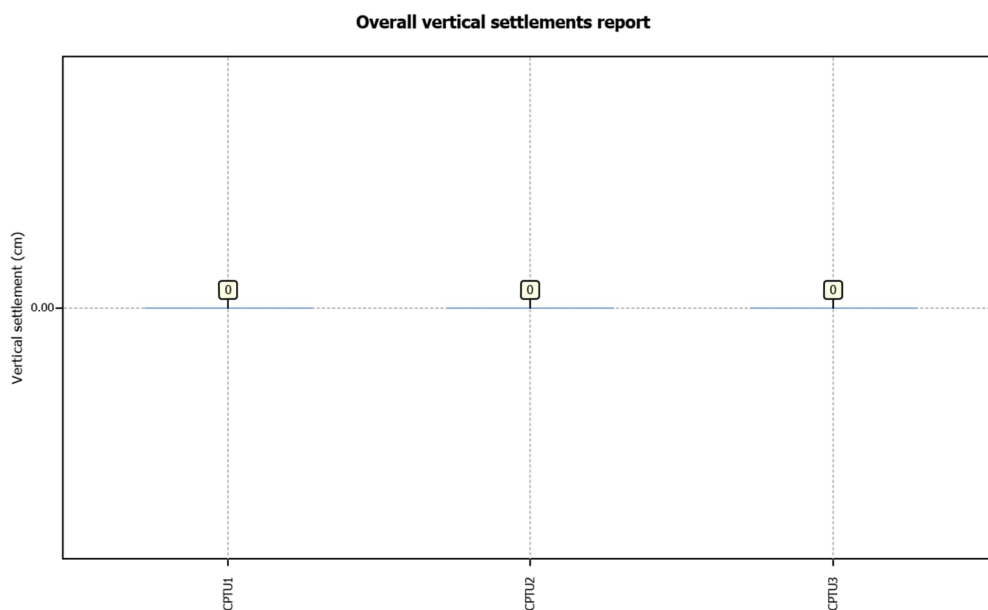


Figura 6-9 - Grafico con i valori cedimenti calcolati, in caso di sisma, per lo stato limite SLV

In All. 4 è consultabile il report completo che contiene sia i grafici interpretativi delle singole prove (con resistenze penetrometriche, litologia, ecc.), sia i grafici relativi alla liquefazione ed in particolare:

- Il confronto tra CSR e CRR
- La variazione del fattore di sicurezza
- La cumulata del valore di LPI
- La cumulata del valore dei cedimenti

7 CONCLUSIONI

Gli studi effettuati e le indagini svolte consentono di formulare le seguenti considerazioni conclusive:

1. *L'area oggetto d'intervento non presenta particolari problematiche di carattere geomorfologico né forme di pregio che potrebbero essere danneggiate dalle opere in progetto.*
2. *Le caratteristiche litostratimetriche sono state indagate mediante una campagna geognostica che ha previsto l'esecuzione di tre prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono.*
3. *Dalle indagini effettuate è stato possibile definire l'assetto litostratimetrico dell'area rappresentato graficamente in Tav. 5 e descritto nel capitolo 4.*
4. *Nel paragrafo 5.2 è stata effettuata la schematizzazione del sottosuolo indagato in 4 differenti tipologie di orizzonti ai quali sono stati attribuiti i parametri geotecnici caratteristici da utilizzare per le verifiche di legge.*
5. *Sotto l'aspetto idrogeologico, va segnalato che la falda, ospitata nei primi orizzonti permeabili, in periodi di alto, può raggiungere livelli prossimi al piano campagna.*
6. *Secondo la classificazione sismica di cui all'O.P.C.M. n° 3274 del 20.03.2003, aggiornata con le delibere della giunta regionale 23 luglio 2018, n.1164, e 06 febbraio 2023, n.146, il Comune di Caorso è stato identificato in zona 3 (a sismicità bassa).*
7. *L'area in esame risulta a rischio di amplificazione stratigrafica e i terreni d'imposta si possono considerare appartenenti alla categoria C: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina 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 compresi tra 180 m/s e 360 m/s".*
8. *Relativamente alla vulnerabilità sismica delle opere in progetto, va segnalato che una delle due prove HVSR eseguite ha evidenziato un picco di risonanza del terreno di fondazione a una frequenza di 53.2 Hz che corrisponde a un periodo pari a 0.02 s. (cfr. capitolo 3.3).*
9. *Lo studio ha evidenziato che, in zona, il rischio di liquefazione dei terreni è da considerarsi nullo.*
10. *La validità delle ipotesi effettuate dovrà essere controllata durante la costruzione considerando, oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure e osservazioni nel corso dei lavori per adeguare, eventualmente, l'opera alle situazioni riscontrate.*

Considerato quanto sopra esposto si esprime parere geologico, geotecnico e sismico favorevole al presente progetto, purché si operi tenendo conto delle prescrizioni indicate.