

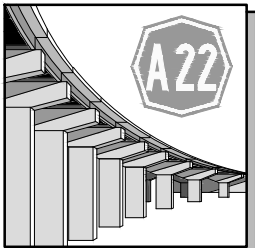

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO
dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

| | |
|--------|--|
| 1 | ELABORATI GENERALI |
| 3.3.1. | STUDI SISMICI Regione Emilia-Romagna Relazione sismica |

| | | | | | |
|-------------------------------|---|---|--|-------------|---------------|
| 0 | MAR. 2021 | EMISSIONE | M. ZINI | M. TAMANINI | C. COSTA |
| REVISIONE: | DATA: | DESCRIZIONE: | REDAZIONE: | VERIFICA: | APPROVAZIONE: |
| DATA PROGETTO: LUGLIO 2009 |  | DIREZIONE TECNICA GENERALE | IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: | | |
| NUMERO PROGETTO: 31/09 | | |  <p>ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI BOLZANO Dott. ing. CARLO COSTA Nr. 891 INGENIEURKAMMER DER PROVINZ BOZEN</p> | | |

INDICE

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | Premesse | 2 |
| 1.1 | Inquadramento geografico | 3 |
| 1.2 | Normativa di riferimento | 4 |
| 1.3 | Parametri di progetto | 4 |
| 1.4 | Principali informazioni pregresse | 5 |
| 1.4.1 | <i>Relazione geologica – Progetto Esecutivo</i> | 5 |
| 1.4.2 | <i>Altre fonti informative</i> | 5 |
| 1.5 | Elaborati grafici prodotti | 6 |
| 1.5.1 | <i>Carta dei terremoti</i> | 6 |
| 1.5.2 | <i>Carta della pericolosità sismica</i> | 7 |
| 2 | Indagini geognostiche e sismiche utilizzate | 8 |
| 2.1 | Indagini sismiche | 8 |
| 2.1.1 | <i>Down-Hole</i> | 8 |
| 2.2 | Prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) | 10 |
| 2.3 | Sondaggi a carotaggio continuo | 11 |
| 3 | Definizione della pericolosità sismica di base | 13 |
| 3.1 | Inquadramento geologico e tettonico | 13 |
| 3.2 | Caratteristiche sismotettoniche | 17 |
| 3.3 | Sismicità del territorio | 18 |
| 3.3.1 | <i>Comune di Campogalliano (MO)</i> | 19 |
| 3.3.2 | <i>Comune di Carpi (MO)</i> | 20 |
| 3.3.3 | <i>Comune di Rolo (RE)</i> | 21 |
| 3.3.4 | <i>Comune di Reggiolo (RE)</i> | 22 |
| 3.3.5 | <i>Sisma di Mirandola, maggio 2012</i> | 23 |
| 3.4 | Classificazione sismica | 26 |
| 3.5 | Disaggregazione e magnitudo | 28 |
| 3.6 | Categoria di sottosuolo | 32 |
| 4 | Rischio di liquefazione | 34 |
| 4.1 | Metodologia | 34 |
| 4.2 | Parametri di input | 37 |
| 4.3 | Analisi dei risultati | 38 |
| 5 | Analisi della risposta sismica locale | 41 |
| 5.1 | Segnali in input | 41 |
| 5.2 | Modello geofisico del sottosuolo | 43 |
| 5.2.1 | <i>Litologia</i> | 44 |
| 5.2.2 | <i>Determinazione della Vs e del Bedrock sismico</i> | 44 |
| 5.2.3 | <i>Curve di variazione dello smorzamento (D) e della rigidità (G/G₀) in funzione della deformazione</i> | 48 |
| 5.3 | Codice di calcolo per la valutazione della RSL | 49 |
| 5.4 | Risultati della modellazione numerica | 50 |
| 5.4.1 | <i>RSL per la verticale in provincia di Modena (MO-SC3-DH)</i> | 50 |
| 5.4.2 | <i>RSL per la verticale in provincia di Reggio Emilia (RE-SC2-DH)</i> | 54 |

1 PREMESSE

La presente relazione descrive lo studio sismico effettuato a supporto della progettazione esecutiva per la realizzazione della terza corsia dell'autostrada A22, "del Brennero", prevista tra Verona Nord (km 223) e l'intersezione con l'autostrada A1 (km 314), relativamente al tratto ricadente nella sola Regione Emilia Romagna.

Detto studio è stato effettuato nel rispetto della normativa vigente, richiamata nel paragrafo 1.2, e, in particolare del D.M. 14/01/2008, Testo Unico - Norme Tecniche per le Costruzioni.

Esso ha comportato lo svolgimento delle seguenti attività:

1. raccolta di tutta la documentazione esistente relativa all'area oggetto d'intervento, quali, carte tematiche, dati di carattere sismico, studi geologici e simici precedenti, in gran parte, citati nel paragrafo 1.4 (in particolare, va sottolineata la vasta mole di informazioni fornite dalle indagini effettuate dopo la redazione del progetto definitivo dell'intervento in esame);
2. definizione della pericolosità sismica di base partendo dalla grande scala: caratteristiche sismotettoniche dell'area, sismicità del territorio e classificazione sismica da normativa; scendendo successivamente nel dettaglio: categoria sismica di sottosuolo e definizione della Magnitudo massima attesa;
3. stima del rischio di liquefazione lungo le verticali indagate mediante prova penetrometrica statica di tipo elettrico;
4. analisi della risposta sismica locale realizzate per due verticali, ritenute significative una in provincia di Modena e una in provincia di Reggio Emilia.

tavole e allegati:

| Elaborato | Titolo | Scala |
|------------------|--|--------------|
| 1_3_3_2 | Carta dei terremoti | 1:200.000 |
| 1_3_3_3 | Carta della pericolosità sismica | 1:25.000 |
| 1_3_3_4 | Allegato - Verifiche a liquefazione | - |
| 1_3_3_5 | Allegato -Indagini sismiche | - |
| 1_3_3_6 | Allegato - Prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) | - |
| 1_3_3_7 | Allegato - Stratigrafie sondaggi a carotaggio continuo | - |

Tab. 1 – Tavole e allegati

1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il tratto emiliano dell'autostrada A22 "del Brennero", ha una lunghezza di una trentina di chilometri, collegando all'incirca la chilometrica 284 con l'intersezione con l'autostrada A1, nei pressi del km 314.

Come rappresentato nello stralcio di mappa di Fig. 1, nella porzione settentrionale ricade in provincia di Reggio Emilia, interessando i comuni di Reggiolo e Rolo; mentre, più a sud attraversa i comuni di Carpi e Campogalliano, in provincia di Modena.

In questo tratto, l'infrastruttura attraversa una porzione di pianura padana in cui gli unici elementi geografici significativi sono due corsi d'acqua artificiali: il cavo Lama e il canale della Bonifica Parmigiana Moglia.

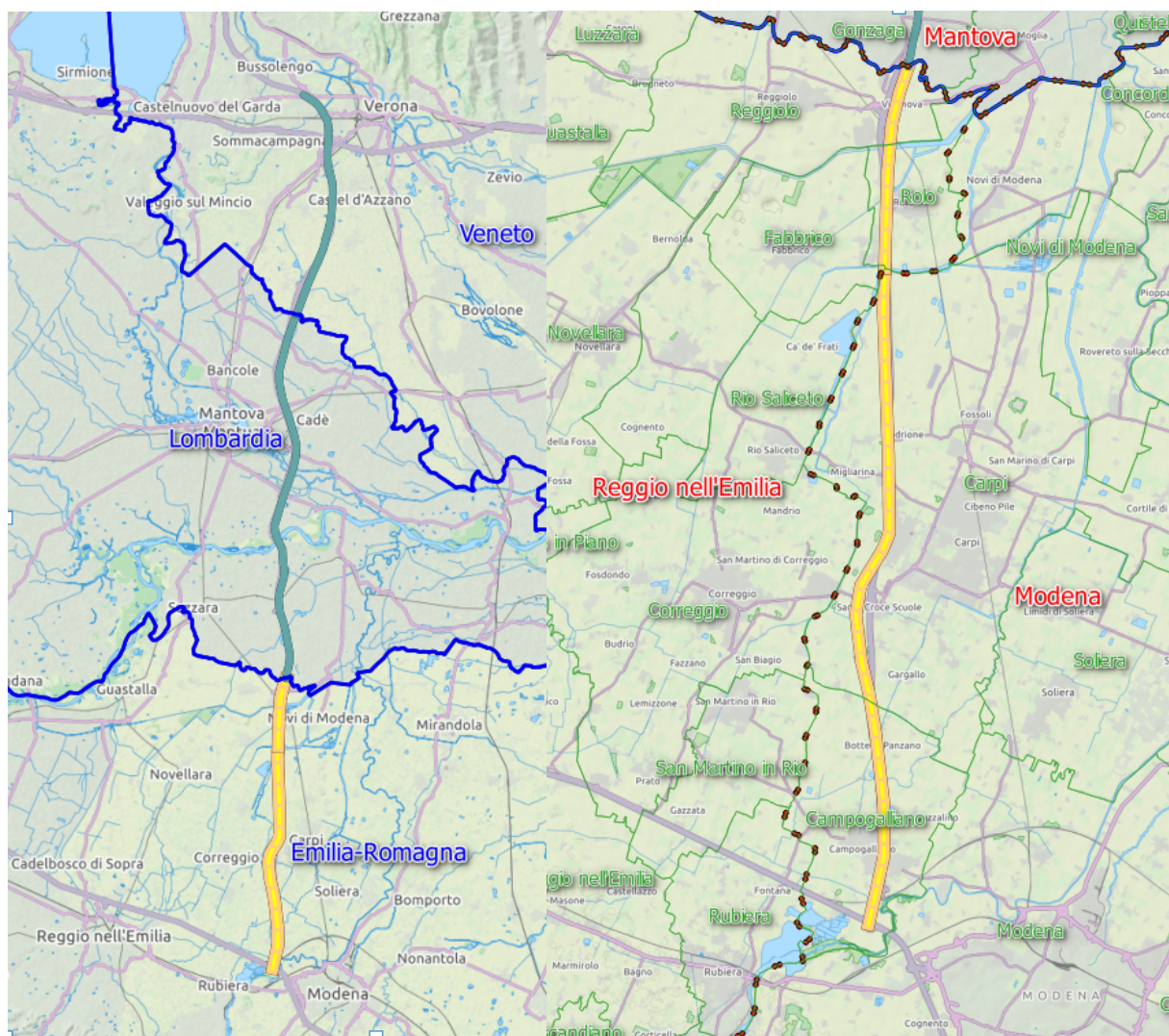


Fig. 1 – Immagine con ubicazione del tratto di autostrada emiliano oggetto d'intervento

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Decreto ministeriale 14-01-2008 – Testo unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14-01-2008, Circolare 2 febbraio 2009.
- 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 (stesura finale 2003).
- Eurocodice 7.1 (1997) – Progettazione geotecnica –Parte I: Regole Generali – UNI.
- Eurocodice 7.3 (2002) – Progettazione geotecnica –Parte II: Progettazione assistita da prove in sito – UNI.
- 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".
- Regione Emilia Romagna DAL 112/2007 "Approvazione dell'atto d'indirizzo e coordinamento tecnico", ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio", in merito a "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica".

1.3 PARAMETRI DI PROGETTO

Coerentemente con quanto disposto delle NTC 2008 (Cap. 2.4), in accordo con la Committenza, sono stati definiti i seguenti parametri di progetto:

- VITA NOMINALE: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" la cui vita nominale è $V_n \geq 50$ anni" (come definito dalla Tab. 2.4.I delle N.T.C. 01/2008);
- CLASSE D'USO: Classe IV: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica." (come definito dal paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 01/2008);
- PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA: Considerata la classe d'uso IV, il coefficiente d'uso risulta **Cu=2** (cfr. Tab. 2.4.II delle N.T.C. 01/2008), e di conseguenza la Vita di riferimento dell'opera è **VR=VN*Cu= 100 anni**.

1.4 PRINCIPALI INFORMAZIONI PREGRESSE

Come indicato nelle premesse, la prima fase dello studio è consistita nella ricerca e raccolta di tutta la documentazione di carattere sismico, geologico e geognostico esistente, relativa all'area oggetto d'intervento. Il materiale consultato ha consentito di descrivere la pericolosità sismica di base e ha fornito le basi geognostiche necessarie per definire la categoria di sottosuolo, per valutare il rischio di liquefazione e per eseguire l'analisi di risposta sismica locale.

Di seguito sono citate tutte le fonti informative utilizzate.

1.4.1 Relazione geologica – Progetto Esecutivo

La relazione geologica redatta da Engeo S.r.l. a corredo del progetto Esecutivo ha fornito numerose informazioni utili per la redazione del presente studio. In particolare, si è fatto riferimento alle indagini geognostiche e sismiche presenti derivati da:

- Studio geologico a supporto del Progetto Definitivo
- Dati forniti da Autostrada del Brennero S.p.a: relativi alla progettazione sia dell'intera autostrada che di interventi locali, come: sottopassi, sovrappassi, svincoli, stazioni di accesso, piazzole, ecc.
- Studi a supporto dei piani territoriali
- Nuova campagna indagini realizzata ad hoc.

1.4.2 Altre fonti informative

Informazioni in merito alle zone sismogenetiche (ZS9) e i relativi dati di magnitudo massima attesa sono state reperite dalla

- Mappa di Pericolosità Sismica (Ordinanza PCM 20.03.03 n. 3274) redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia a cura di: *C.Maletti e G.Valensise (2004)*.

Un elenco delle sorgenti sismogenetiche e delle faglie potenzialmente attive e capaci è contenuto nel

- DISS 3.2.0 (*Basili R., G. Valensise, P. Vannoli, P. Burrato, U. Fracassi, S. Mariano, M.M. Tiberti, E. Boschi (2008), The Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3*), il database delle sorgenti sismogenetiche italiane, potenzialmente in grado di generare sismi con magnitudo superiore a M 5.5 nell'area Italiana.

La storia sismica è stata desunta dal

- Database Macrosismico Italiano (*M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi (a cura di), 2016*). *DBMI15, la versione 2015 del Database Macrosismico Italiano. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI15>. DOI: 10.6092/INGV.IT-DBMI15*), versione DBMI15, che contiene informazioni relative a 86.071 osservazioni macrosismiche dall'anno 1000 al 2015, e in cui sono presenti 6806 località con almeno 3 osservazioni.

1.5 ELABORATI GRAFICI PRODOTTI

A supporto della presente relazione sono stati redatti gli elaborati grafici indicati nella seguente tabella (cfr. Tab. 2 – Elaborati grafici prodotti):

| Elaborato | Titolo | Scala |
|-----------|----------------------------------|-----------|
| 1_3_3_2 | Carta dei terremoti | 1:200.000 |
| 1_3_3_3 | Carta della pericolosità sismica | 1:25.000 |

Tab. 2 – Elaborati grafici prodotti

Di seguito verrà brevemente descritto il contenuto di tali elaborati, rimandando ai capitoli successivi un commento di maggiore dettaglio sul significato di quanto riportato in carta.

1.5.1 Carta dei terremoti

La carta dei terremoti è un elaborato cartografico d'inquadrimento che descrive le caratteristiche sismogenetiche dell'area di studio e delinea l'attività sismica in termini di eventi sismici con magnitudo superiore a 3 Mw. Osservando la legenda, di cui se ne riporta uno stralcio in Fig. 2, si osserva che in tale elaborato i principali eventi sismici (tratti dal Database Macrosismico Italiano) sono stati rappresentati con differente simbologia per diversi intervalli di magnitudo, partendo da un valore minimo di 3 Mw fino a un massimo di 7 Mw.

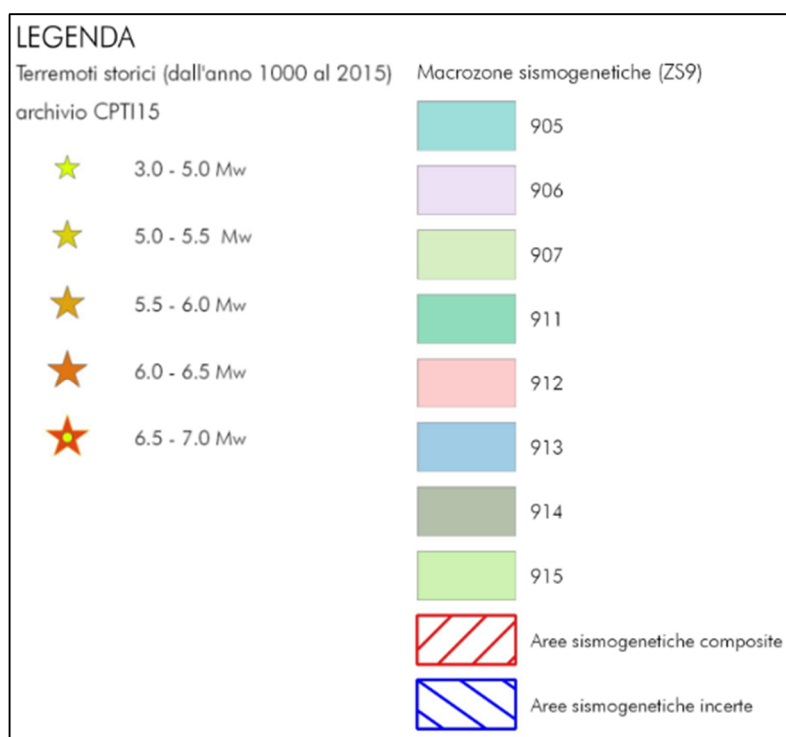


Fig. 2 – Stralcio di legenda dell'elaborato 1_3_3_2

In carta vengono inoltre rappresentate le Macrozone sismogetiche (ZS9) e le aree sismogenetiche composite (tratte dal database DISS 3.2.0); come si vedrà successivamente (Capitolo 3) ogni area

sismogenetica composita è caratteristica di un sistema sismo-tettonico ben definito e ad esse è associato un valore di magnitudo massima attesa.

1.5.2 Carta della pericolosità sismica

A differenza del precedente elaborato cartografico, d'inquadramento, la Carta della pericolosità sismica è un elaborato di dettaglio: oltre a riassume le principali caratteristiche sismiche dei terreni in esame, come la classificazione sismica comunale (OPC n°3271 del 2003) e le isosismiche (in termini di PGA, con tempo di ritorno 475 anni) ricavate dal reticolo sismico nazionale (Allegato B delle NTC 2008), riporta le classi sismiche dei terreni in esame definite dalle indagini sismiche consultate (cap. 3.2.2 delle NTC 2008) e i valori di potenziale di liquefazione calcolati secondo la metodologia descritta nel capitolo 3.

In Fig. 3 si riporta uno stralcio della legenda, da cui si note che sono oltre sì rappresentati i punti di indagine utilizzati nel presente studio e la rispettiva tipologia.

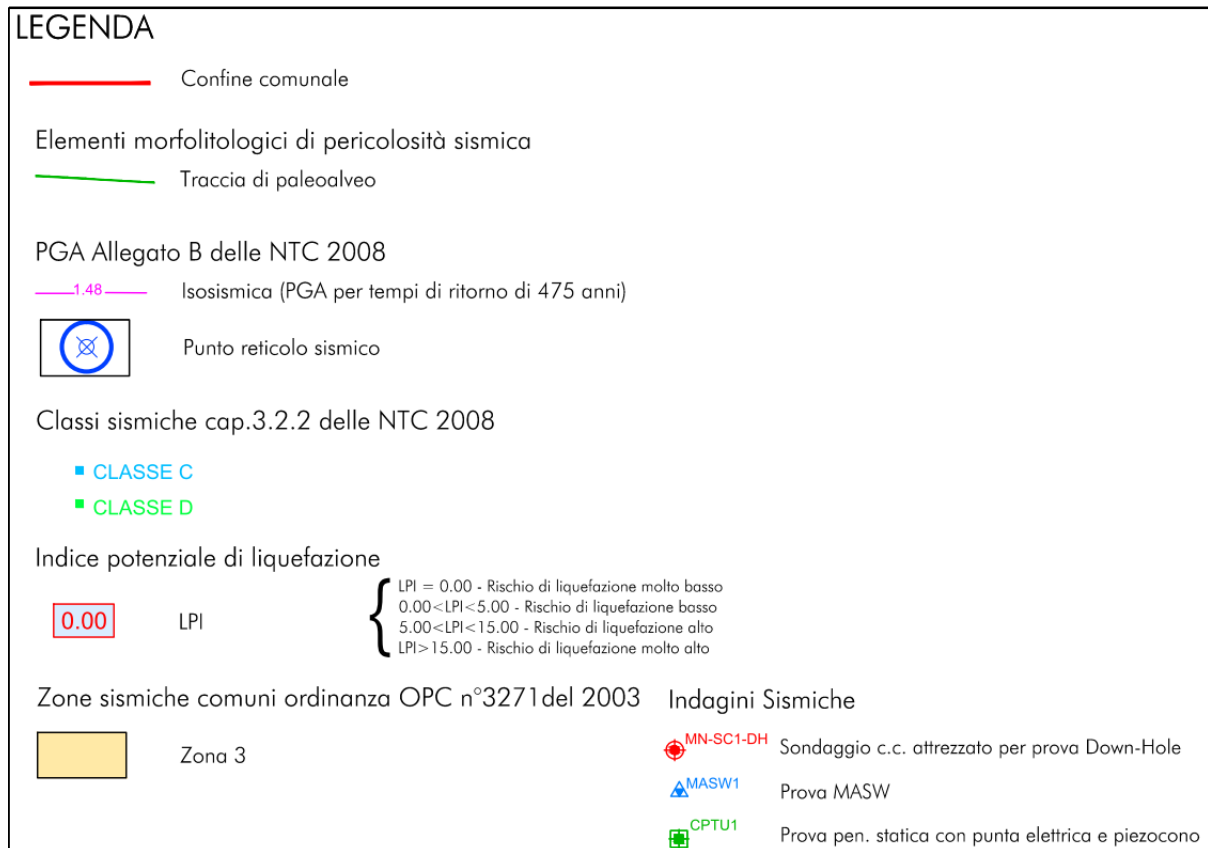


Fig. 3 – Stralcio di legenda dell'elaborato 1_3_3_3

2 INDAGINI GEOGNOSTICHE E SISMICHE UTILIZZATE

I risultati delle indagini geognostiche e sismiche utilizzati nel presente studio sono riportati negli allegati elencati nella seguente tabella (cfr. Tab. 3).

| Elaborato | Titolo |
|----------------|--|
| 1_3_3_5 | Allegato -Indagini sismiche |
| 1_3_3_6 | Allegato – Prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) |
| 1_3_3_7 | Allegato – Stratigrafie sondaggi a carotaggio continuo |

Tab. 3 – Allegati con report indagini geognostiche e sismiche

Per ricostruire le caratteristiche sismiche dei terreni dell'area oggetto di studio, sono stati considerati, innanzitutto, i dati pregressi già citati nel paragrafo 1.4. Trattasi di indagini sismiche di tipo Down-Hole eseguite in foro di sondaggio e di prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU), inoltre per la ricostruzione della stratigrafia necessaria per eseguire l'analisi di risposta sismica locale sono stati utilizzati i risultati di 2 sondaggi a carotaggio continuo.

Nei successivi paragrafi, sono descritte le varie tipologie d'indagine di cui si sono potuti esaminare i risultati.

2.1 INDAGINI SISMICHE

Nel tratto emiliano dell'autostrada A22 le indagini sismiche utilizzate sono tutte di tipo Down-hole, di seguito illustrate.

2.1.1 Down-Hole

Le prove sismiche in foro di tipo Down-Hole vengono realizzate in fori di sondaggio appositamente predisposti, il tubo viene reso solidale con il terreno mediante cementazione con boiaccia di cemento iniettato mediante pompa a bassa pressione, con l'uso di geofoni da pozzo di tipo tridimensionale ed opportuni sistemi di energizzazione.

Il metodo Down-Hole prevede la sorgente energetica in superficie ed i sensori all'interno del foro. Si adoperano geofoni particolarmente assemblati per essere calati e fissati a profondità via via crescenti contro la parete di un foro opportunamente condizionato; energizzando il terreno in superficie e misurando i tempi di arrivo del primo impulso ai geofoni, si ha la possibilità di determinare la velocità dei litotipi riscontrati nella perforazione ed i loro moduli elastici.

Gli impulsi sismici vengono originati con procedure specifiche in modo da generare, oltre alle onde di compressione (Onde P), anche onde a componente di taglio orizzontale (onde SH), essendo queste utilizzabili per la determinazione del Modulo dinamico G_0 , del Modulo di Young E , nonché la velocità delle onde di taglio V_s .

Nel primo caso sono generate prevalentemente onde di compressione (onde P) che si propagano in profondità e vengono registrate al meglio dal geofono verticale (asse z).

Nel secondo caso verranno generate prevalentemente onde di taglio (onde S) visibili principalmente sui geofoni con l'asse posto orizzontalmente (assi x e y).

Il sistema di ricezione, costituito da un geofono tridimensionale da foro ad ancoraggio elettromeccanico, viene calato nel foro, sino alla profondità massima di investigazione e progressivamente sollevato dell'interdistanza propria di ciascuna indagine (solitamente 1 m).

L'analisi interpretativa dei dati, prevede un sismogramma per le forme d'onda relative al geofono verticale (asse z) e in un altro sismogramma le forme d'onda relative ai geofoni orizzontali (assi x e y).

L'interpretazione dei dati così acquisiti consente di ricostruire l'andamento delle velocità delle onde sia di pressione che di taglio in funzione della profondità. La velocità equivalente delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m sotto il piano di posa della fondazione (V_{s30}) è definita come:

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

dove h_i e V_i sono lo spessore e la velocità delle onde dello strato i-esimo entro i 30 m dalla fondazione.

Nel tratto in esame sono state utilizzate 14 prove Down-Hole: 11 in provincia di Modena e 3 in provincia di Reggio Emilia.

In Tab. 4, per ciascuna prova, sono riportati le principali informazioni inerenti l'ubicazione, la quota e la profondità investigata:

| Codice | Provincia | Quota (m) | Progressiva (km) | Profondità (m) | Latitudine WGS84 UTM zona 32 N | Longitudine WGS84 UTM zona 32 N |
|------------|-----------|-----------|------------------|----------------|--------------------------------|---------------------------------|
| RE-SC2-DH | RE | 20,3 | 285+852 | 45,00 | 4974711,15 | 645914,10 |
| RE-SC5-DH | RE | 20,8 | 290+732 | 45,00 | 4969849,76 | 646206,14 |
| RE-SC6-DH | RE | 18,5 | 290+783 | 45,00 | 4969795,91 | 646187,93 |
| MO-SC3-DH | MO | 20,2 | 292+025 | 45,00 | 4968558,78 | 646259,96 |
| MO-SC5-DH | MO | 21,0 | 294+068 | 60,00 | 4966518,28 | 646379,97 |
| MO-SC8-DH | MO | 23,0 | 296+658 | 60,00 | 4963937,98 | 646304,81 |
| MO-SC9-DH | MO | 29,0 | 300+893 | 60,00 | 4959757,60 | 646132,11 |
| MO-SC11-DH | MO | 29,7 | 302+141 | 45,00 | 4958529,98 | 645923,99 |
| MO-SC14-DH | MO | 31,1 | 304+464 | 60,00 | 4956210,63 | 646087,00 |

| Codice | Provincia | Quota (m) | Progressiva (km) | Profondità (m) | Latitudine WGS84 UTM zona 32 N | Longitudine WGS84 UTM zona 32 N |
|------------|-----------|-----------|------------------|----------------|--------------------------------|---------------------------------|
| MO-SC16-DH | MO | 36,0 | 308+503 | 55,00 | 4952202,43 | 646402,29 |
| MO-SC22-DH | MO | 42,0 | 312+611 | 30,00 | 4948166,89 | 646291,84 |
| MO-SC30-DH | MO | 35,1 | 307+347 | 55,00 | 4953350,83 | 646255,51 |
| MO-SC31-DH | MO | 40,2 | 310+467 | 55,00 | 4950259,70 | 646682,36 |
| MO-SC34-DH | MO | 40,9 | 311+207 | 50,00 | 4949529,62 | 646535,69 |
| MN-SC53-DH | MN | 17,0 | 283+301 | 50,00 | 4977123.42 | 646749.36 |

Tab. 4- Tabella riepilogativa delle prove Down-Hole

I report con le tabelle e i grafici dei valori di Vs, rilevati nel corso delle prove Down-Hole, sono riportati nell'elaborato 1_3_3_5.

2.2 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PIEZOCONO (CPTU)

Queste prove consistono nella misurazione della resistenza alla penetrazione di una punta elettrica dotata di piezocono, di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($V = 2 \text{ cm/s} \pm 0.5 \text{ cm/s}$). 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.

Nel presente studio, come si vedrà con maggiore dettaglio dei capitoli successivi, i valori ottenuti da tali indagini sono stati utilizzati per l'analisi del Rischio di liquefazione.

Nel tratto in esame sono state utilizzate 29 prove CPTU: 24 in provincia di Modena e 5 in provincia di Reggio Emilia.

In Tab. 5, per ciascuna prova, sono riportati le principali informazioni inerenti l'ubicazione, la quota e la profondità investigata:

| Codice prova | Provincia | Quota (m) | Progressiva (km) | Profondità (m) | Latitudine WGS84 UTM zona 32 N | Longitudine WGS84 UTM zona 32 N |
|--------------|-----------|-----------|------------------|----------------|--------------------------------|---------------------------------|
| RE-CPTU1 | RE | 19,7 | 287+000 | 1,71 | 4973540,00 | 645989,05 |
| RE-CPTU2 | RE | 19.6 | 287+223 | 30,00 | 4973341,84 | 646003,51 |

| Codice prova | Provincia | Quota (m) | Progressiva (km) | Profondità (m) | Latitudine WGS84 UTM zona 32 N | Longitudine WGS84 UTM zona 32 N |
|--------------|-----------|-----------|------------------|----------------|--------------------------------|---------------------------------|
| RE-CPTU3 | RE | 21.8 | 289+234 | 25,00 | 4971342,04 | 646130,13 |
| RE-CPTU4 | RE | 21.0 | 290+352 | 30,00 | 4970224,38 | 646137,18 |
| RE-CPTU5 | RE | 19.4 | 288+407 | 30,00 | 4972168,54 | 646092,99 |
| MO-CPTU1 | MO | 20,0 | 291+985 | 32,00 | 4968598,29 | 646367,45 |
| MO-CPTU2 | MO | 20,2 | 292+032 | 29,00 | 4968552,28 | 646272,38 |
| MO-CPTU3 | MO | 20,8 | 294+039 | 30,00 | 4966554,06 | 646468,51 |
| MO-CPTU4 | MO | 21,0 | 294+068 | 30,00 | 4966516,00 | 646341,99 |
| MO-CPTU5 | MO | 22,2 | 295+000 | 25,00 | 4965561,26 | 646455,01 |
| MO-CPTU6 | MO | 23,7 | 296+626 | 35,00 | 4963968,56 | 646394,73 |
| MO-CPTU7 | MO | 23,0 | 296+658 | 40,50 | 4963938,04 | 646278,54 |
| MO-CPTU8 | MO | 29,0 | 300+890 | 41,50 | 4959778,07 | 646059,99 |
| MO-CPTU9 | MO | 29,0 | 300+893 | 43,00 | 4959752,08 | 646153,35 |
| MO-CPTU10 | MO | 31,0 | 304+420 | 45,00 | 4956253,57 | 646006,47 |
| MO-CPTU11 | MO | 31,1 | 304+464 | 41,60 | 4956210,33 | 646067,01 |
| MO-CPTU12 | MO | 33,1 | 305+200 | 1,43 | 4955462,25 | 646028,58 |
| MO-CPTU13 | MO | 36,0 | 308+484 | 45,00 | 4952216,01 | 646345,71 |
| MO-CPTU14 | MO | 36,0 | 308+503 | 43,50 | 4952204,83 | 646424,23 |
| MO-CPTU15 | MO | 35,5 | 307+339 | 27,96 | 4953342,31 | 646163,58 |
| MO-CPTU16 | MO | 35,1 | 307+340 | 29,94 | 4953358,59 | 646257,04 |
| MO-CPTU17 | MO | 26,0 | 298+935 | 30,00 | 4961669,45 | 646557,85 |
| MO-CPTU18 | MO | 28,8 | 299+500 | 35,00 | 4961154,47 | 646450,92 |
| MO-CPTU19 | MO | 40,2 | 310+455 | 43,88 | 4950271,74 | 646682,86 |
| MO-CPTU20 | MO | 40,2 | 310+517 | 43,30 | 4950214,68 | 646619,41 |
| MO-CPTU21 | MO | 40,4 | 311+193 | 32,86 | 4949535,90 | 646609,74 |
| MO-CPTU22 | MO | 40,9 | 311+195 | 39,22 | 4949541,67 | 646536,19 |
| MO-CPTU23 | MO | 41,00 | 311+729 | 30,00 | 4949010,37 | 646494,24 |
| MO-CPTU24 | MO | 41,80 | 312+612 | 10,94 | 4948183,21 | 646212,73 |

Tab. 5– Tabella riepilogativa delle prove CPTU

I report con le tabelle e i grafici dei valori di resistenza, rilevati nel corso delle prove CPTU, sono riportati nell'elaborato 1_3_3_6.

2.3 SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO

Per la ricostruzione della stratigrafia necessaria per eseguire l'analisi di risposta sismica locale sono stati utilizzati i risultati di 2 sondaggi a carotaggio continuo.

In Tab. 6, per ciascuna indagine, sono riportate le principali informazioni inerenti l'ubicazione, la quota e la profondità investigata.

| Codice | Provincia | Quota (m) | Progressiva (km) | Profondità (m) | Latitudine WGS84 UTM zona 32 N | Longitudine WGS84 UTM zona 32 N |
|------------------|-----------|-----------|------------------|----------------|--------------------------------|---------------------------------|
| RE-SC2-DH | RE | 20,3 | 285+852 | 45,00 | 4974711,15 | 645914,10 |
| MO-SC3-DH | MO | 20,2 | 292+025 | 45,00 | 4968558,78 | 646259,96 |

Tab. 6– Tabella riepilogativa dei sondaggi a carotaggio continuo consultati

I report della stratigrafia ottenuta durante la realizzazione dei sondaggi sono riportati nell'elaborato 1_3_3_7.

3 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E TETTONICO

Il settore di territorio in esame ricade nella porzione di Pianura Padana a sud del fiume Po. Si tratta di un esteso bacino subsidente che iniziò a delinarsi quando emersero prima la catena Alpina poi quella Appenninica, di cui la Pianura rappresenta le rispettive avanfosse.

Detto ambiente, dal punto di vista strutturale, risulta strettamente connesso all'Appennino Settentrionale. Infatti, il fronte della catena appenninica non coincide con il margine appenninico-padano (limite morfologico catena-pianura), ma è individuabile negli archi esterni delle Pieghe Emiliane e Ferraresi, sepolte dai sedimenti quaternari. Quindi, il vero fronte appenninico, circa all'altezza del Po, sovrascorre verso nord sulla piattaforma padano-veneta. Si può così schematizzare che l'evoluzione del territorio dell'Emilia-Romagna coincide con l'evoluzione del settore esterno della catena nord-appenninica.

Il quadro stratigrafico del sottosuolo padano (cfr. Fig. 4), ricostruito sulla base di profili sismici e di sondaggi risulta caratterizzato da una potente successione terrigena del Quaternario, suddivisibile, in senso stratigrafico, in un'unità inferiore d'ambiente marino (Qm) e in un'unità superiore, affiorante, d'ambiente continentale (Qc).

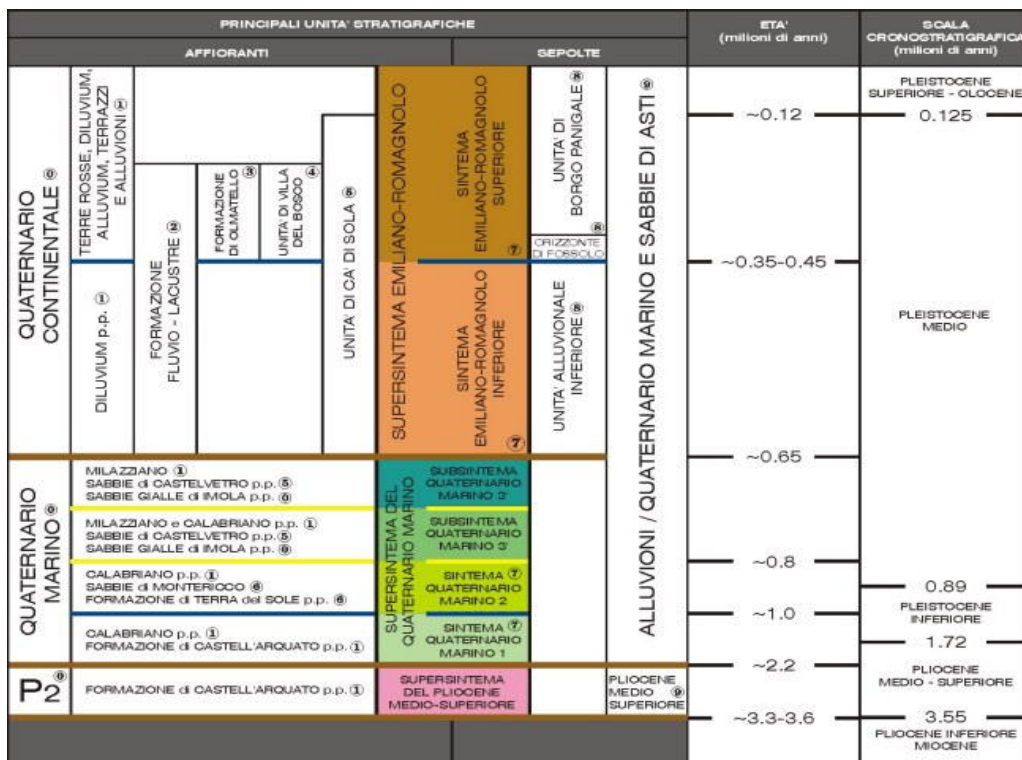


Fig. 4 - Inquadramento geologico stratigrafico dell'area di studio (dal sito del Servizio Geologico Regionale)

I sedimenti di origine marina (Qm) si sono depositi a partire da poco dopo la fine del Pliocene (1,73 Ma BP), fino a 0,65 Ma BP (Pleistocene medio). In essi sono riconoscibili tre distinti cicli progradazionali (Qm1, Qm2 e Qm3) ben individuabili nei profili sismici AGIP.

Per quanto riguarda i depositi continentali, i tecnici del Servizio cartografico e geologico della Regione Emilia Romagna hanno riconosciuto due unità stratigrafiche principali: Unità Emiliana Inferiore e Unità Emiliana Superiore.

L'Unità Emiliano-Romagnola Inferiore (AEI), depositatasi presumibilmente tra circa 0,65 e $0,45 \div 0,35$ Ma BP (pleistocene medio), rappresenta la fase iniziale della sedimentazione continentale del Quaternario con limite inferiore e superiore di tipo erosivo. L'unità è sedimentata in un ambiente di piana alluvionale durante un periodo di subsidenza regionale, costituita in prevalenza da depositi fini con intercalazioni di corpi ghiaiosi e sabbiosi nastriformi, riferibili ad antichi paleoalvei fluviali, i quali diventano preponderanti in corrispondenza dell'apertura dei principali bacini vallivi sull'antistante pianura alluvionale.

L'unità Emiliana Superiore (AES) ha avuto origine, dopo un'importante fase tettonica di sollevamento regionale, con la quale ebbe inizio la rapida progradazione dei sistemi di conoide alluvionale nella zona antistante ai rilievi appenninici e dei sistemi fluvio-deltizi lungo la fascia del Po.

Nei profili geologici (cfr. Fig. 5) i depositi del AES sono indicati con la sigla a; mentre, con la sigla b sono stati accorpati Sabbie gialle, Sabbie di Imola e depositi del AEI.

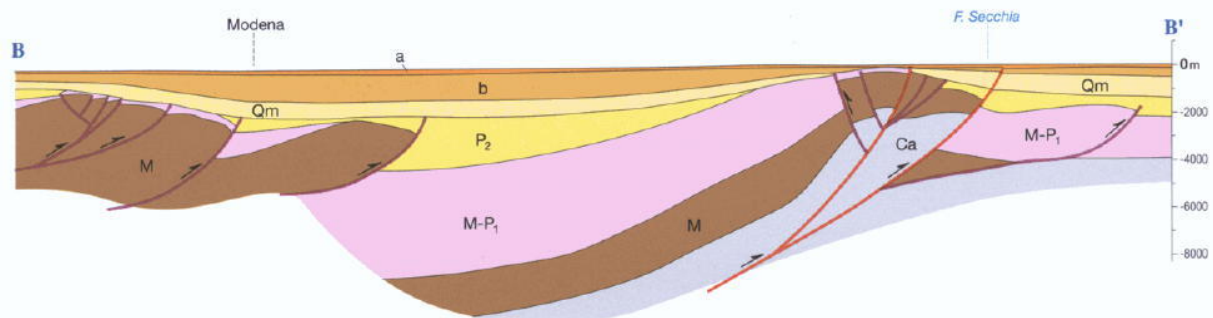


Fig. 5-Sezione geologica parallela all'autostrada A22 una decina di chilometri ad est della stessa infrastruttura (da AA. VV., 2004, "Carta sismotettonica della Regione Emilia-Romagna")

In Fig. 6 è rappresentata la quota della base del AES, con sfumature di colore corrispondenti ad intervalli di 50 metri. Si osserva che, nella porzione di pianura attraversato dal tratto di autostrada un esame, essa passa dagli oltre -300 m del settore più meridionale a quote molto più superficiali (inferiori a -50) in prossimità del confine settentrionale.

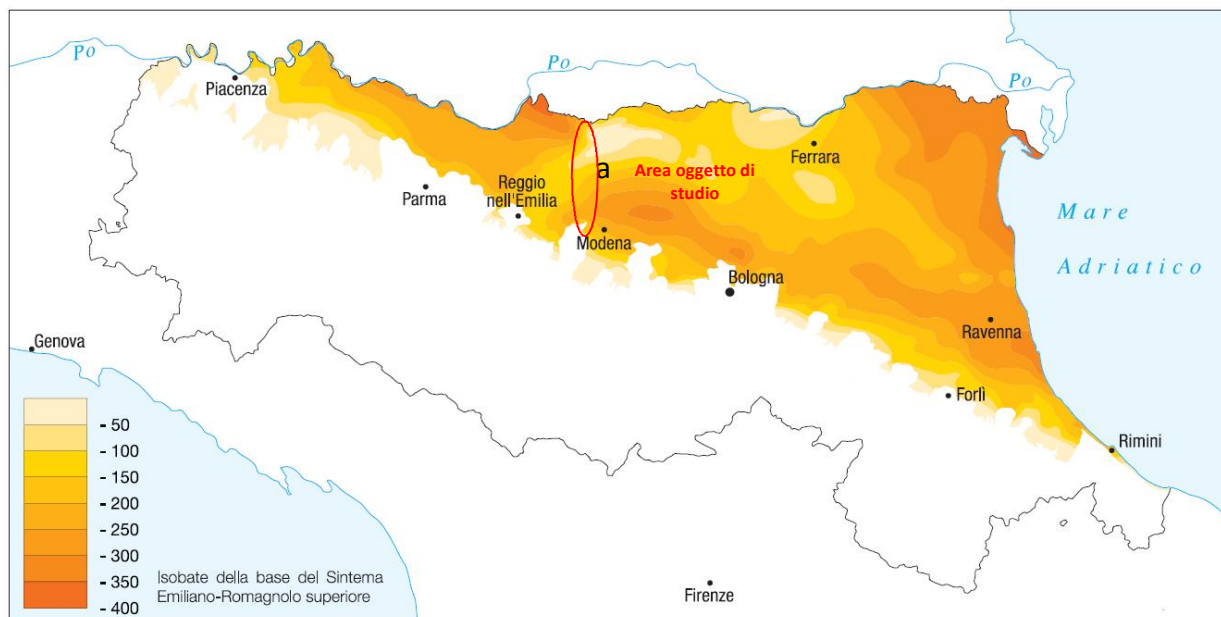


Fig. 6 - Rappresentazione della base del Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore (da "Note alla Carta sismotettonica della Regione Emilia-Romagna")

Tale assetto è dovuto alla presenza delle già citate Pieghe Ferraresi, struttura appartenente al fronte di accavallamento esterno (E.T.F) che definisce il limite settentrionale dell'Appennino sepolto (cfr. Fig. 7).

Le Pieghe Ferraresi sono un sistema di pieghe-faglie che hanno dato origine a due dorsali sepolte che nell'insieme descrivono, in pianta, un arco vergente verso nord, esteso tra Reggio Emilia e la costa adriatica, che si spinge fino ed oltre il Po tra Ferrara e Occhiobello (RO). In particolare, sono distinguibili una dorsale più interna, che ha il massimo sollevamento tra Novi di Modena e Medolla, nota come struttura o alto di Mirandola, e una più esterna che ha il culmine tra Bondeno e Ferrara.

La strutturazione di queste dorsali sepolte è il risultato dell'attività di faglie inverse (thrust) la cui attività è iniziata nel Pliocene medio-superiore, con vergenza settentrionale e piano di scorrimento immergente verso sud; di attivazione più recente sono le strutture retrovergenti con piano di scorrimento immergente verso nord (backthrust) che interessano soprattutto gli orizzonti più superficiali.

Nelle aree di sinclinale lo spessore delle alluvioni supera i 500 m mentre nelle zone di alto strutturale, si riduce fino a meno di 100 m, con grandi lacune stratigrafiche e, talora, anche il substrato risulta fortemente eroso.

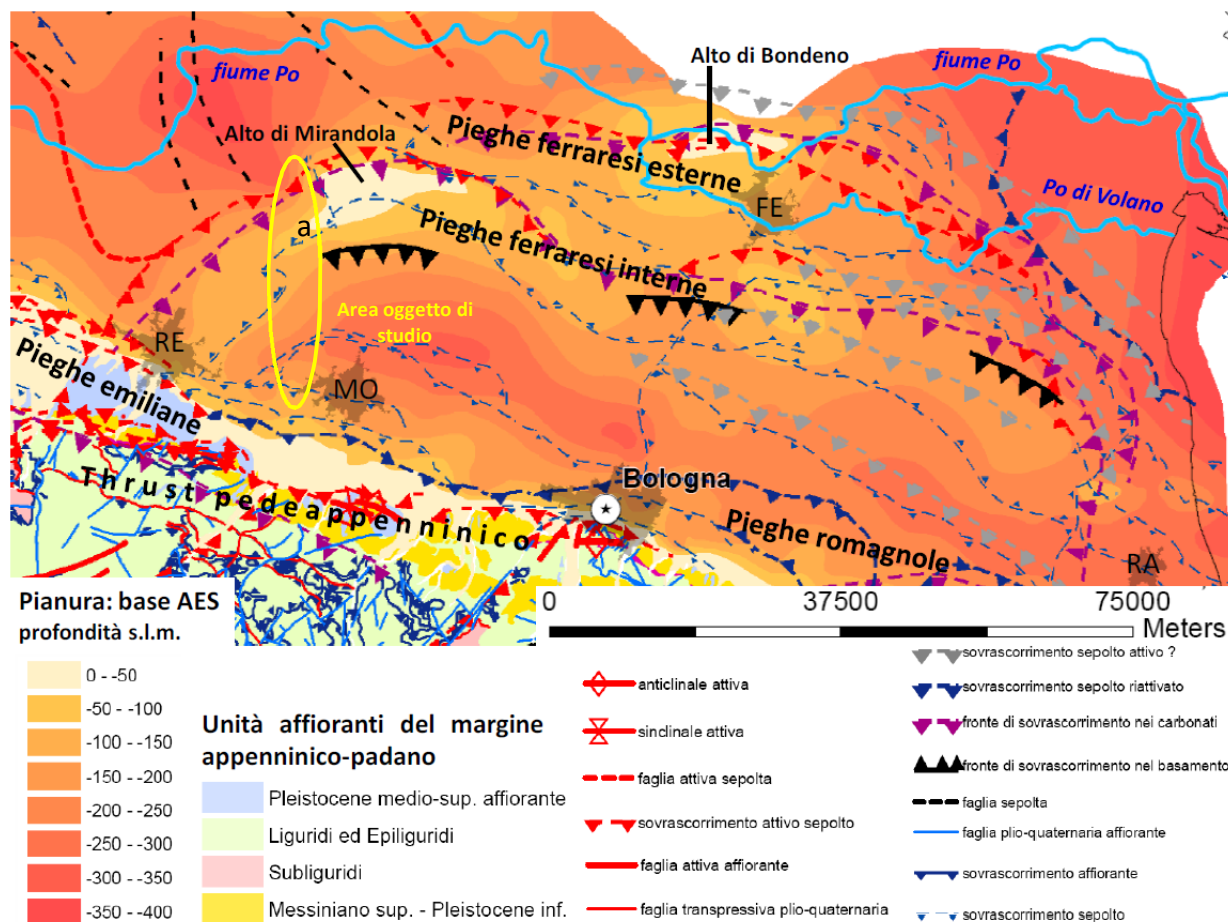


Fig. 7 - Schema tettonico della porzione di pianura in cui ricade l'area oggetto d'intervento
 (tratto da "Quadro sismotettonico dell'Appennino emiliano-romagnolo e della Pianura Padana centrale" di L. Martelli, 2011)

Nel complesso, i depositi affioranti nel territorio in esame sono relativi alla sotto-unità più recente del Supersistema Emiliano-Romagnolo, definita, in letteratura geologica, come Subsistema di Ravenna, costituita da una successione sedimentaria la cui deposizione è inquadrabile nell'ambito degli eventi alluvionali verificatisi dal Pleistocene superiore ad oggi.

Con l'eccezione dell'estremità meridionale del tratto oggetto di studio, ubicato in corrispondenza dell'unghia della conoide del fiume Secchia, si tratta di depositi di piana alluvionale. Più precisamente, in provincia di Reggio Emilia, sono presenti solo depositi di piana a meandri, mentre, all'incirca, a sud del confine con la provincia di Modena alternano, in ordine di tessitura decrescente, depositi di canale, di argine prossimale, di argine distale, di area interfluviale e di palude.

Lo spessore massimo dell'unità è di inferiore a 20 metri. Il profilo di alterazione varia da poche decine di centimetri a 1 metro.

Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche.

3.2 CARATTERISTICHE SISMOTETTONICHE

Ai fini della valutazione del rischio sismico di un'area, è fondamentale identificare le faglie attive.

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

Per la definizione di faglia attiva si fa normalmente riferimento alla possibilità che una faglia possa attivarsi in un intervallo di tempo futuro che interessa la nostra società. D'altra parte le faglie che hanno la maggiore probabilità di muoversi in un futuro prossimo sono da ricercarsi tra quelle che si sono mosse nelle fasi più recenti della storia geologica. Una delle definizioni più comunemente accettata è quella della *U.S NuclearRegulatoryCommission* (1982), che definisce attive le faglie che presentano un'attivazione negli ultimi 35.000 anni o almeno due negli ultimi 500.000 anni.

Un elenco delle sorgenti sismogenetiche e delle faglie potenzialmente attive e capaci è contenuto nel DISS 3.2.0 (si veda paragrafo 1.4.2 per riferimenti bibliografici), il database delle sorgenti sismogenetiche italiane, potenzialmente in grado di generare sismi con magnitudo superiore a M 5.5 nell'area Italiana.

Con riferimento all'immagine di Fig. 20 e all'elaborato 1_3_3_2 – Carta dei terremoti, le sorgenti sismogenetiche più significative al contorno del tratto emiliano dell'autostrada A22 sono:

- **ITCS049 –Campegine-Correggio**, con magnitudo massima attesa $M_w=5.5$;
- **ITCS051 – Carpi-Poggio Renatico**, con una magnitudo massima attesa $M_w=6.0$, a cui sono associate le faglie:
 - 78 – Mirandola;
 - 79 – Canalazzo di Finale Emilia;
 - 80 – Concordia.

Si noti che la porzione autostradale compresa fra Carpi e Novi di Modena ricade sulla zona sismogenetica ITCS051.

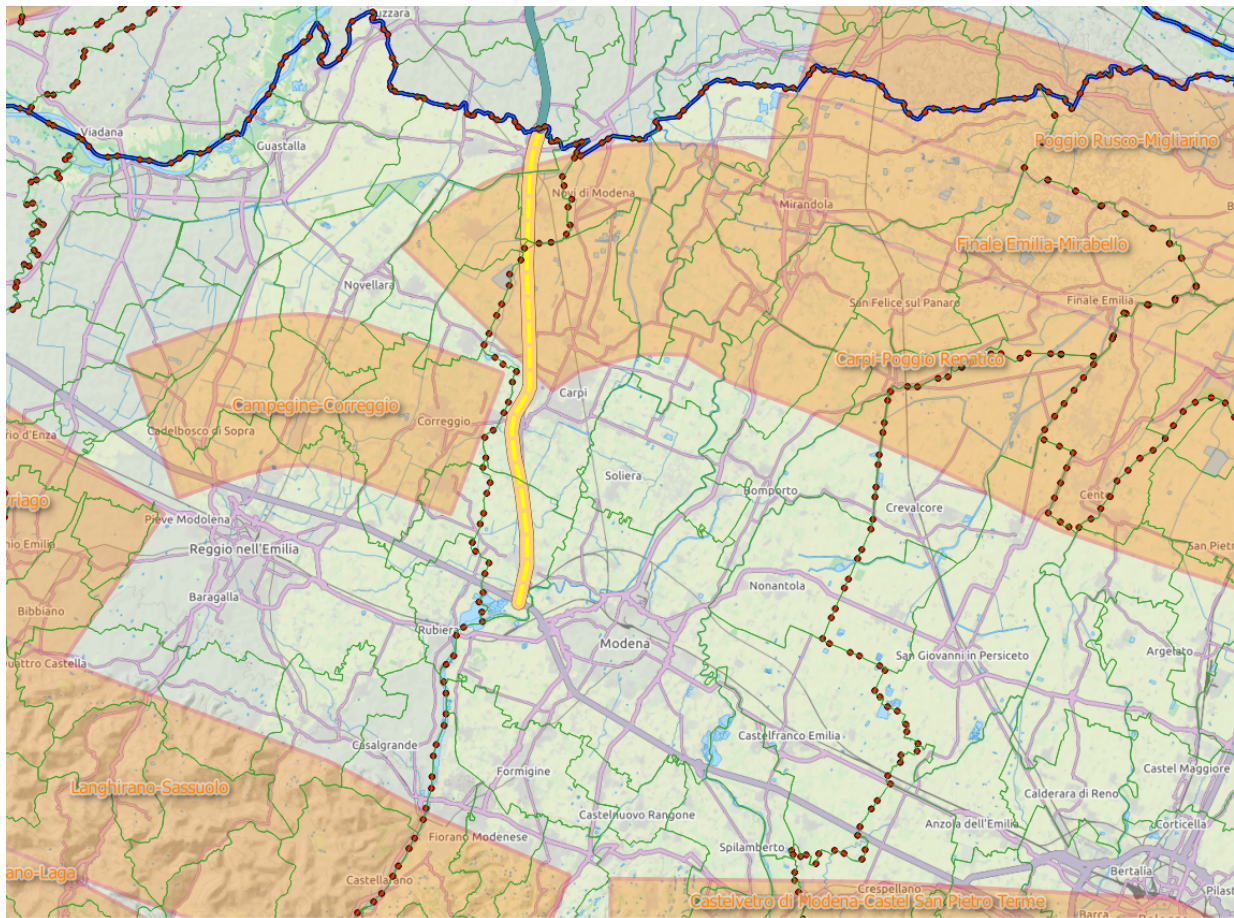


Fig. 8 - Ubicazione delle sorgenti sismogenetiche del DISS 3.2.0, in giallo il tratto autostradale su suolo emiliano

3.3 SISMICITÀ DEL TERRITORIO

La storia sismica dei Comuni di Campogalliano (MO), Carpi (MO), Rolo (RE) e Reggiolo (RE) è stata desunta dal Database Macrosismico Italiano, versione DBMI15, che fornisce un set di dati di intensità macrosismica nella finestra temporale 1000-2014, relativo a circa 20'000 località di cui 15'213 in territorio italiano.

Nell'elaborato 1_3_3_2 - Carta dei terremoti i principali eventi sismici sono stati rappresentati con differente simbologia per diversi intervalli di magnitudo, partendo da un valore minimo di 3Mw fino a un massimo di 7 Mw.

Secondo quanto riportato in DBMI15 (si veda paragrafo 1.4.2 per riferimenti bibliografici), la storia sismica dei suddetti comuni è riassunta graficamente e in modo tabellare nelle immagini riportate nei paragrafi successivi, in cui per ogni comune sono elencati gli eventi di maggiore intensità, indicando per ciascuno di essi, oltre agli effetti provocati al sito, espressi come I(MCS), la data e l'ora in cui si è verificato, il numero di località in cui è stato registrato l'evento (N_p), l'intensità massima epicentrale in scala MCS (I_o) e la magnitudo momento (M_w).

3.3.1 Comune di Campogalliano (MO)

Dalla lettura di Fig. 9 e relativa tabella si deduce che, tra quelli censiti nel DBMI15, ci sono 26 eventi sismici il cui effetto è stato sentito nel comune di Campogalliano, di questi si segnalano 3 eventi sismici che hanno avuto un risentimento significativo a sul territorio comunale, con effetti pari al VI e VII grado della scala MCS:

- il primo verificatosi il 13/03/1832, con epicentro nel reggiano e caratterizzato da una magnitudo calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 5.51;
- il secondo verificatosi il 15/07/1971, con epicentro nel parmense e caratterizzato da una magnitudo massima calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 5.51;
- il terzo verificatosi il 15/10/1996 con epicentro nella pianura emiliana e caratterizzato da una magnitudo massima calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 5.38.

Tuttavia si evidenzia che mancano informazioni relative a questa località nel periodo antecedente al 1832. inoltre, nonostante il database sia aggiornato all'anno 2015, non è riportato l'evento sismico del 20 maggio 2012, con epicentro nella Bassa modenese, in occasione del quale è stata registrata una magnitudo pari a 5.9 della scala Richter. Di tale sisma si riportano ulteriori informazioni nel paragrafo 3.3.5.

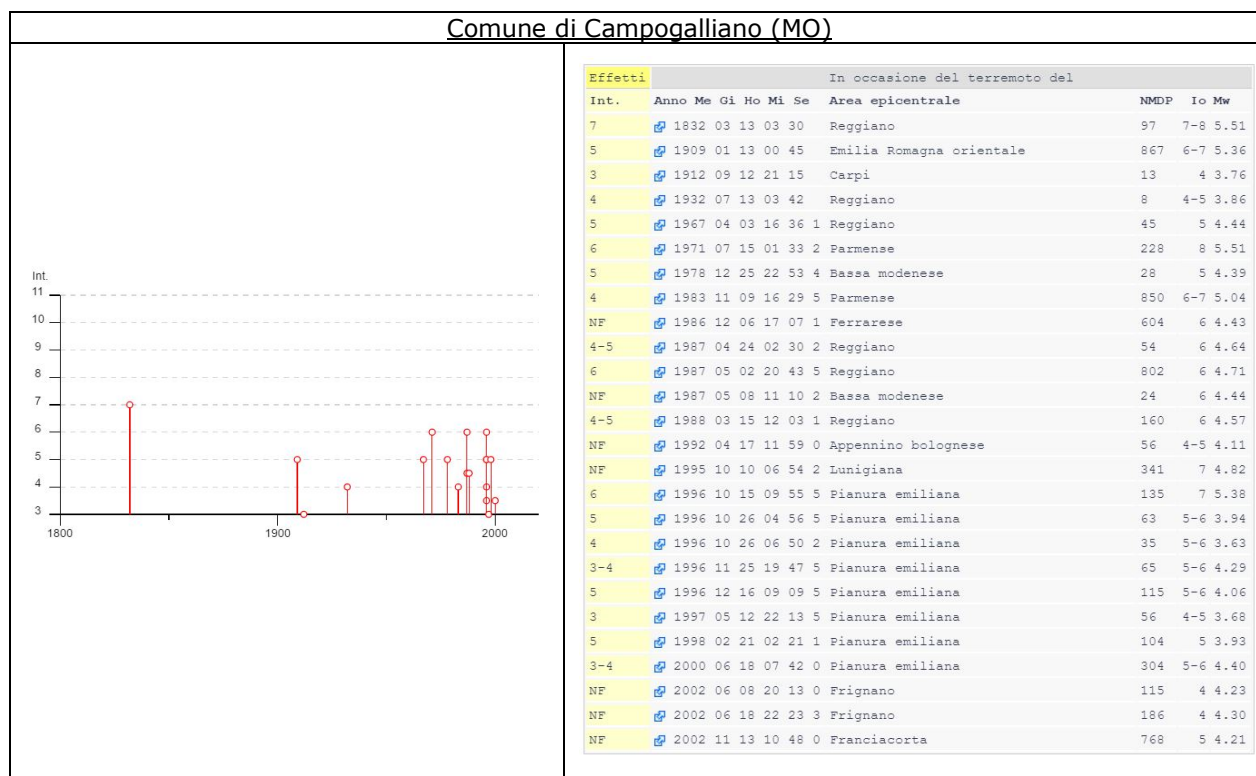


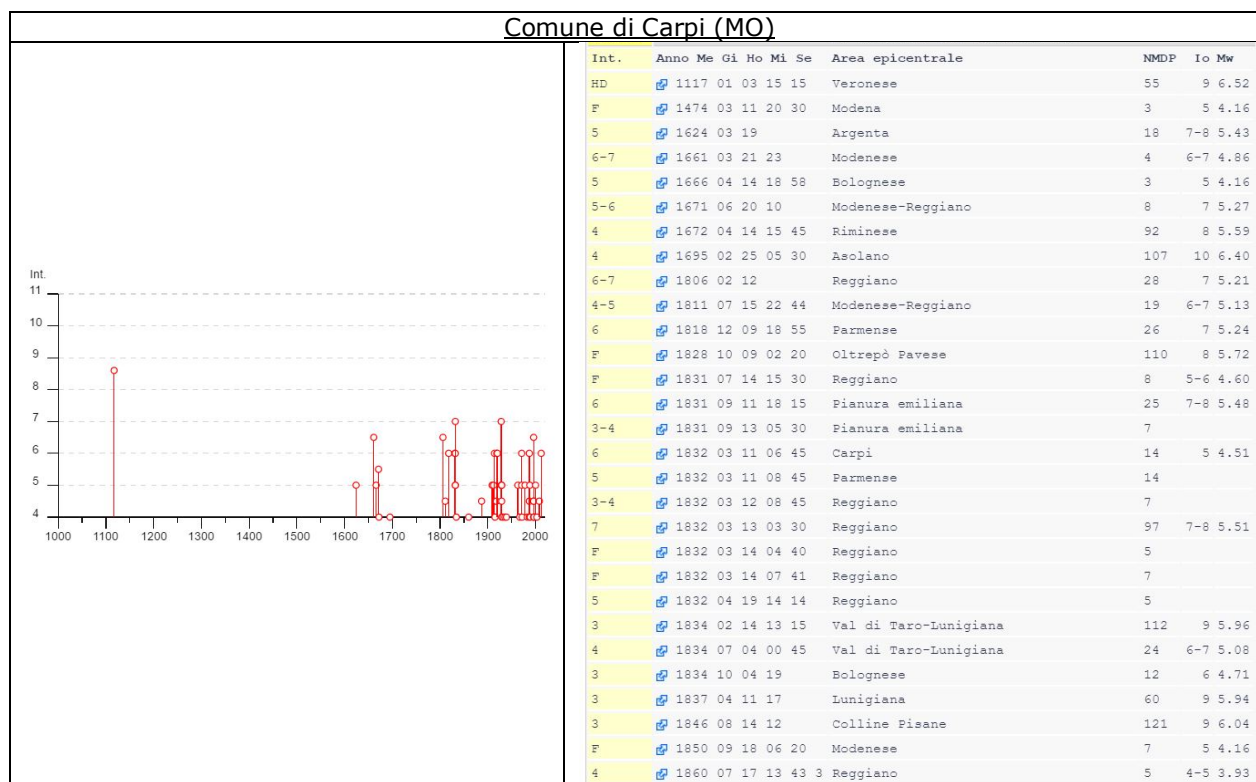
Fig. 9 - Eventi sismici di maggior interesse registrati nel Comune di Campogalliano

3.3.2 Comune di Carpi (MO)

Dalla lettura di Fig. 10 e relativa tabella si deduce che, tra quelli censiti nel DBMI15, ci sono 84 eventi sismici il cui effetto è stato sentito nel comune di Carpi distribuiti tra l'anno 1117 e il 2012, di questi si segnalano 3 eventi sismici maggiormente significativi:

- il primo verificatosi il 03/01/1117, con epicentro nel veronese e caratterizzato da una magnitudo calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 6.52;
- il secondo verificatosi il 12/03/1832, con epicentro nel reggiano con magnitudo MCS di grado VII e caratterizzato da una magnitudo massima calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 5.51;
- il terzo verificatosi il 29/05/2012 con epicentro nella pianura emiliana e caratterizzato da una magnitudo massima calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 5.90.

Oltre a questi, vi sono svariati sismi con effetti pari al VI-VII grado della scala MCS e con magnitudo massima calcolata sulle onde di superficie Mw > 5.



| | | | | |
|-----|--------------------|--------------------------|-----|----------|
| 3 | 1889 03 08 02 57 0 | Bolognese | 38 | 5 4.53 |
| NF | 1898 01 16 13 10 | Romagna settentrionale | 110 | 6 4.59 |
| NF | 1908 06 28 03 19 | Finale Emilia | 11 | 4-5 3.93 |
| 5 | 1909 01 13 00 45 | Emilia Romagna orientale | 867 | 6-7 5.36 |
| NF | 1909 08 25 00 22 | Crete Senesi | 259 | 7-8 5.34 |
| NF | 1910 03 22 23 29 | Bassa modenese | 15 | 5 4.16 |
| 5 | 1912 09 12 21 15 | Carpi | 13 | 4 3.76 |
| 6 | 1914 10 27 09 22 | Lucchesia | 660 | 7 5.63 |
| 4 | 1915 10 10 23 10 | Reggiano | 30 | 6 4.87 |
| 3 | 1916 08 16 07 06 1 | Riminense | 257 | 8 5.82 |
| 4-5 | 1918 05 06 08 05 | Reggiano | 8 | 5-6 4.41 |
| 6 | 1919 06 29 15 06 1 | Mugello | 565 | 10 6.38 |
| 6 | 1920 09 07 05 55 4 | Garfagnana | 750 | 10 6.53 |
| 3-4 | 1923 06 28 15 12 | Modenese | 22 | 6 5.04 |
| 7 | 1928 06 13 08 | Carpi | 35 | 6 4.67 |
| 5 | 1928 07 25 01 25 | Carpi | 3 | 4-5 3.93 |
| 3 | 1929 04 10 05 44 | Bolognese | 87 | 6 5.05 |
| 5 | 1929 04 19 04 16 | Bolognese | 82 | 6-7 5.13 |
| 3 | 1929 04 19 22 40 | Bolognese | 12 | 5-6 4.54 |
| 5 | 1929 04 20 01 10 | Bolognese | 109 | 7 5.36 |
| 4-5 | 1929 04 22 08 26 | Bolognese | 41 | 6-7 5.10 |
| 4 | 1929 05 11 19 23 | Bolognese | 64 | 6-7 5.29 |
| 4 | 1932 07 13 03 42 | Reggiano | 8 | 4-5 3.86 |
| 4 | 1936 10 18 03 10 | Alpago Cansiglio | 269 | 9 6.06 |
| 3-4 | 1937 12 10 18 04 | Frignano | 28 | 6 5.30 |
| 4 | 1939 10 15 14 05 | Garfagnana | 62 | 6-7 4.96 |
| 2 | 1957 08 27 11 54 | Appennino modenese | 58 | 5 4.73 |
| 5 | 1963 11 04 15 46 | Bassa modenese | 5 | 5 4.16 |
| 6 | 1971 07 15 01 33 2 | Parmense | 228 | 8 5.51 |
| 5 | 1971 09 11 23 18 1 | Pianura emiliana | 15 | 5 4.19 |
| 4 | 1972 10 25 21 56 1 | Appennino settentrionale | 198 | 5 4.87 |
| 5 | 1978 12 25 22 53 4 | Bassa modenese | 28 | 5 4.39 |
| 3 | 1980 12 23 12 01 0 | Piacentino | 69 | 6-7 4.57 |
| 4 | 1983 11 09 16 29 5 | Parmense | 850 | 6-7 5.04 |
| 2 | 1986 12 06 17 07 1 | Ferrarese | 604 | 6 4.43 |
| 4-5 | 1987 04 24 02 30 2 | Reggiano | 54 | 6 4.64 |
| 6 | 1987 05 02 20 43 5 | Reggiano | 802 | 6 4.71 |
| 4 | 1987 05 08 11 10 2 | Bassa modenese | 24 | 6 4.44 |
| 5 | 1988 03 15 12 03 1 | Reggiano | 160 | 6 4.57 |
| 4 | 1989 09 13 21 54 0 | Prealpi Vicentine | 779 | 6-7 4.85 |
| 6-7 | 1996 10 15 09 55 5 | Pianura emiliana | 135 | 7 5.38 |
| 4 | 1996 10 26 04 56 5 | Pianura emiliana | 63 | 5-6 3.94 |
| 4 | 1996 10 26 06 50 2 | Pianura emiliana | 35 | 5-6 3.63 |
| 4-5 | 1996 11 25 19 47 5 | Pianura emiliana | 65 | 5-6 4.29 |
| 4-5 | 1996 12 16 09 09 5 | Pianura emiliana | 115 | 5-6 4.06 |
| 4 | 1997 05 12 22 13 5 | Pianura emiliana | 56 | 4-5 3.68 |
| 5 | 2000 06 18 07 42 0 | Pianura emiliana | 304 | 5-6 4.40 |
| NF | 2002 06 08 20 13 0 | Frignano | 115 | 4 4.23 |
| NF | 2002 06 18 22 23 3 | Frignano | 186 | 4 4.30 |
| 4 | 2003 09 14 21 42 5 | Appennino bolognese | 133 | 6 5.24 |
| 4-5 | 2008 12 23 15 24 2 | Parmense | 291 | 6-7 5.36 |
| 3-4 | 2011 07 17 18 30 2 | Pianura lombardo-veneta | 73 | 5 4.79 |
| 6 | 2012 05 29 07 00 0 | Pianura emiliana | 87 | 7-8 5.90 |

Fig. 10 - Eventi sismici di maggior interesse registrati nel Comune di Carpi

3.3.3 Comune di Rolo (RE)

Dalla lettura di Fig. 11 e relativa tabella si deduce che, tra quelli censiti nel DBMI15, ci sono 18 eventi sismici il cui effetto è stato sentito nel comune di Rolo, di questi solo due hanno avuto un risentimento significativo a sul territorio comunale, con effetti pari al V - VI grado della scala MCS:

- il primo verificatosi il 15/10/1996 con epicentro nella pianura emiliana e caratterizzato da una magnitudo massima calcolata sulle onde di superficie (M_w) pari a 5.38;

- il secondo verificatosi il 29/05/2012, con epicentro nella pianura emiliana, caratterizzato da una magnitudo massima calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 5.90, tale sisma fa parte della sequenza sismica del sisma di Mirandola di maggio 2012.

Tuttavia si evidenzia che mancano informazioni relative a questa località nel periodo antecedente al 1901.

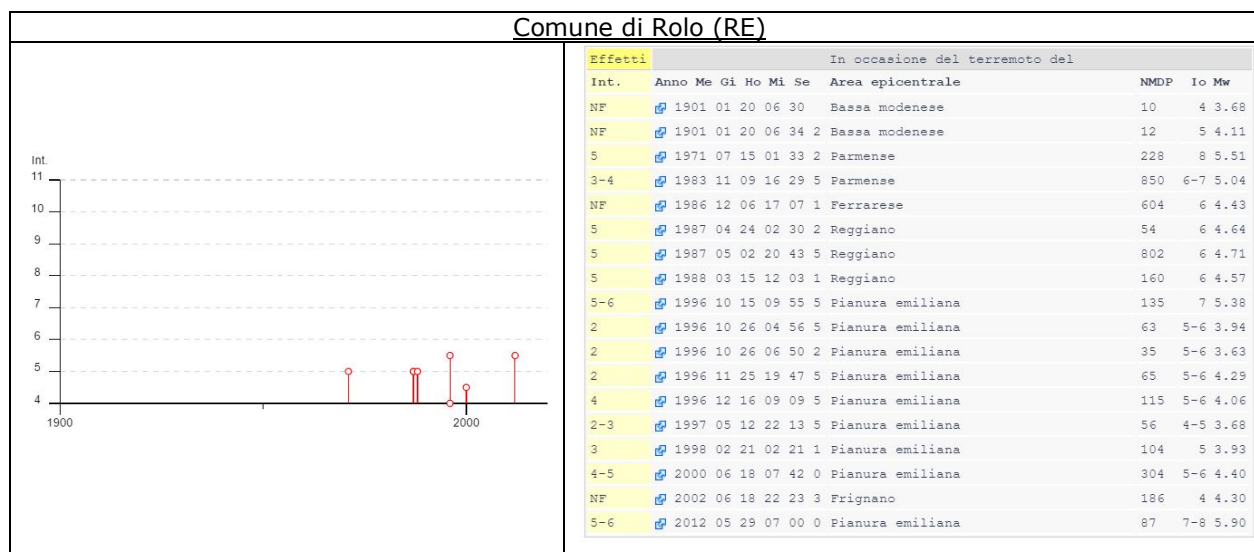


Fig. 11 - Eventi sismici di maggior interesse registrati nel Comune di Rolo

3.3.4 Comune di Reggiolo (RE)

Dalla lettura di Fig. 12 e relativa tabella si deduce che, tra quelli censiti nel DBMI15, ci sono 24 eventi sismici il cui effetto è stato sentito nel comune di Reggiolo, di questi si segnalano 2 eventi sismici che hanno avuto un risentimento significativo a sul territorio comunale, con effetti pari al VI e VII grado della scala MCS:

- il primo verificatosi il 12/02/1806, con epicentro nel reggiano e caratterizzato da una magnitudo calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 5.21;
- il secondo verificatosi il 29/05/2012, con epicentro nella pianura emiliana, caratterizzato da una magnitudo massima calcolata sulle onde di superficie (Mw) pari a 5.90, tale sisma fa parte della sequenza sismica del sisma di Mirandola di maggio 2012;

Tuttavia si evidenzia che mancano informazioni relative a questa località nel periodo antecedente al 1806.

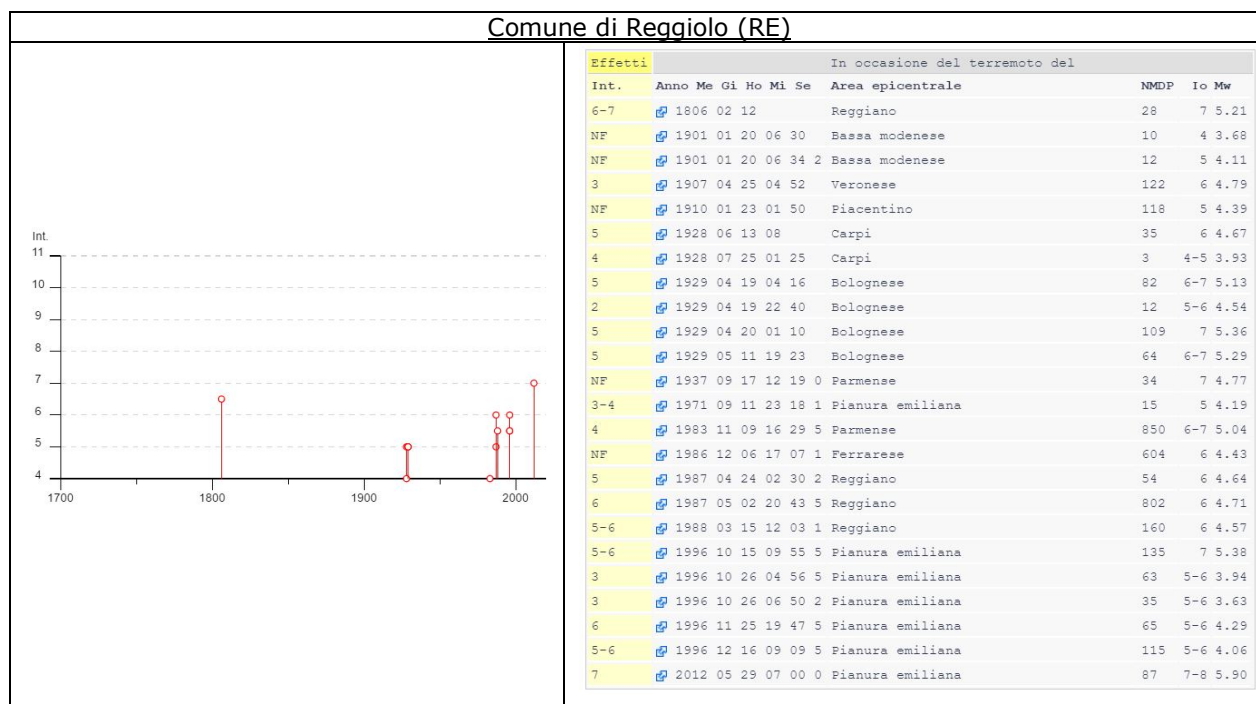


Fig. 12 - Eventi sismici di maggior interesse registrati nel Comune di Reggiolo

3.3.5 Sisma di Mirandola, maggio 2012

Tra i sismi che hanno fatto risentire i propri effetti nei territori comunali in oggetto si segnala quello che ha recentemente interessato il territorio in esame, verificatosi il 20 maggio 2012 alle ore 4.03, con epicentro Mirandola (MO), in occasione del quale è stata registrata una magnitudo pari a 5.9 della scala Richter.

Tale sisma è stato seguito da numerosissime altre scosse, (1437 fino al 4 giugno - Fonte INGV) di cui 6 di magnitudo superiore a 5. In Fig. 13 è riportata la distribuzione temporale delle scosse sismiche nel periodo compreso tra il 20 maggio ed il 4 giugno 2012 e la relativa intensità.

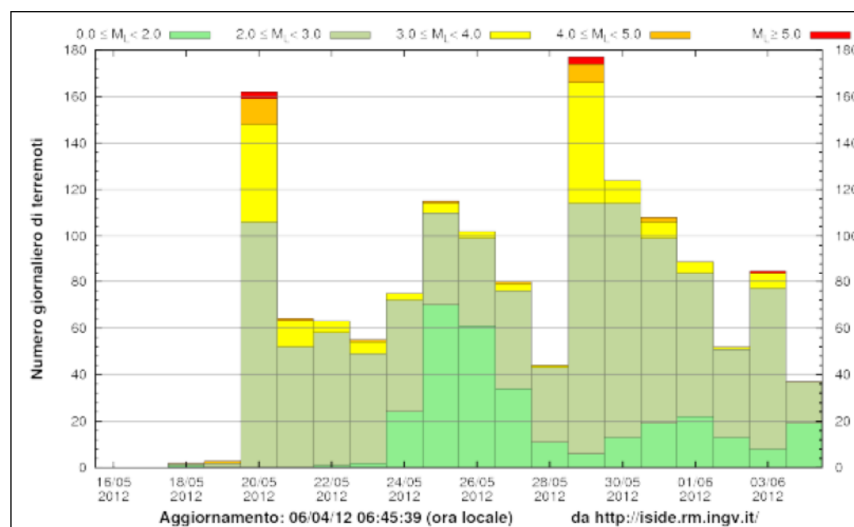


Fig. 13 - Sequenza sismica dal 20 maggio al 4 giugno 2012

In Fig. 14 è riportata la distribuzione spaziale dei sismi con magnitudo maggiore di 4. Come si può notare dalla figura la profondità degli ipocentri è quasi sempre superficiale (5-10 Km).

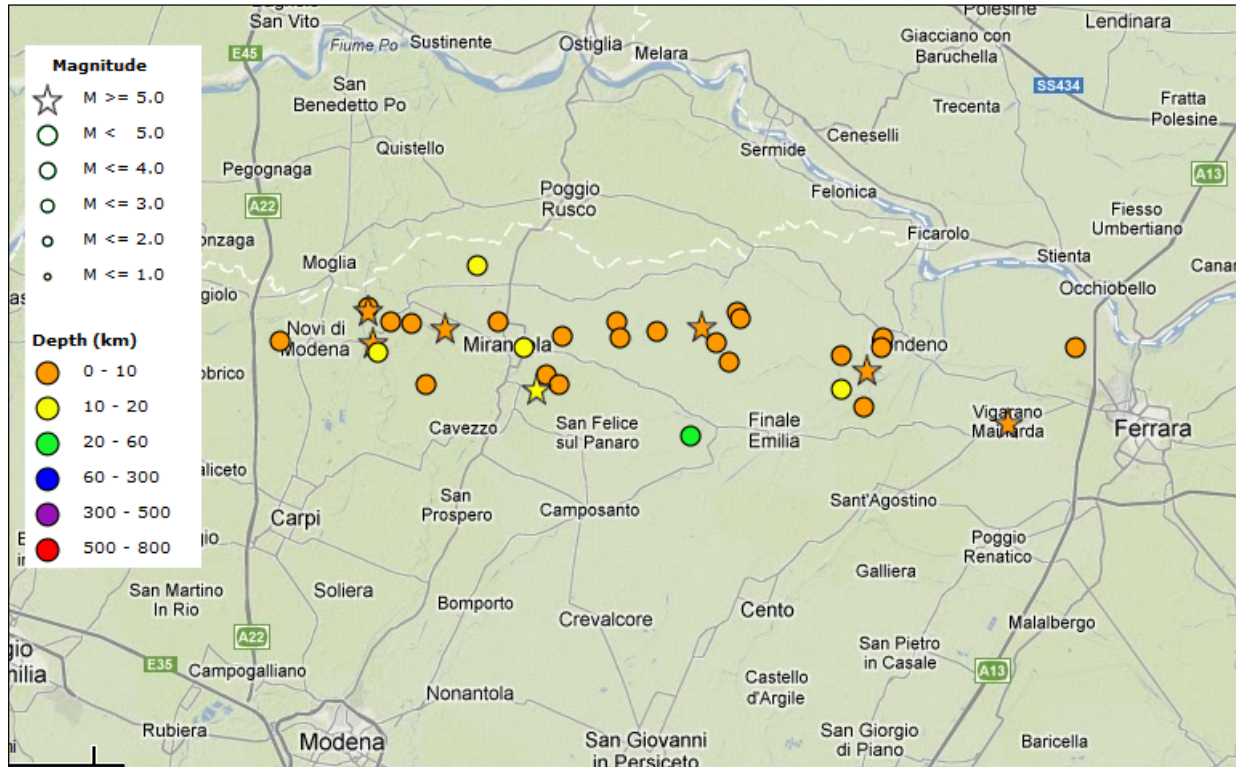


Fig. 14 – Distribuzione degli epicentri dei sismi con magnitudo > 4 (da <http://iside.rm.ingv.it>)

L'elaborazione dei dati della rete sismica nazionale ha consentito ad INGV di verificare che il sisma è legato ad un meccanismo di tipo compressivo, con direzione di massima compressione nord-sud. Tale meccanismo è compatibile con la "struttura di Mirandola", faglia già valutata come potenziale sorgente sismogenetica, con magnitudo massima attesa pari a 5.9 della scala Richter.

In effetti il sisma, secondo le interpretazioni di INGV, è imputabile proprio al movimento della faglia di Mirandola, associata al sistema delle Pieghie Ferraresi, di cui si è già trattato nel paragrafo 3.1.

In Fig. 15 è rappresentata una sezione schematica delle strutture sismogenetiche che hanno generato il terremoto.

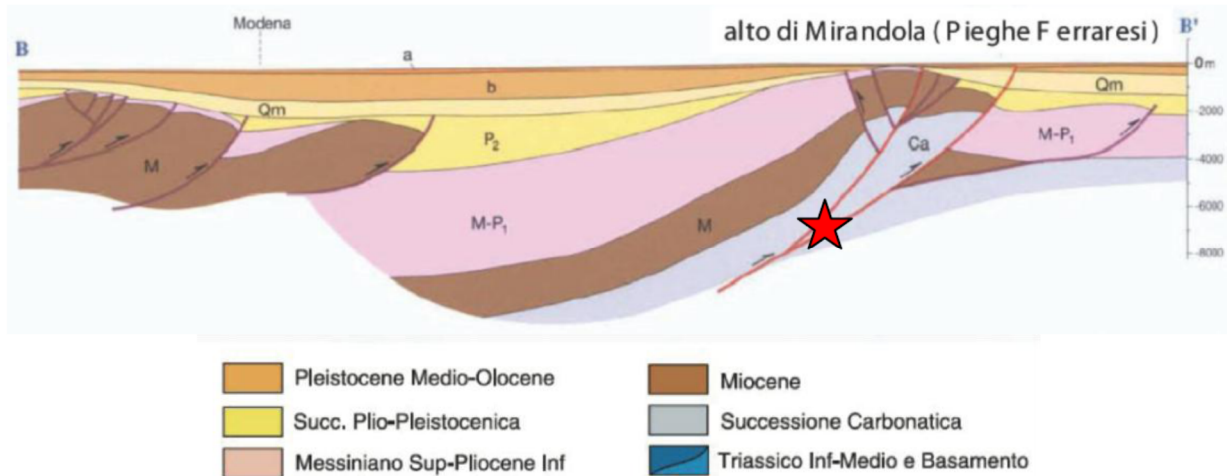


Fig. 15 - Schema delle strutture sismogenetiche (la stella indica la probabile ubicazione dell'ipocentro) - da INGV - Relazione sul terremoto del 20 maggio 2012

L'evento di magnitudo $M_w=5.9$ del 20/5/2012 è stato risentito in tutto il nord-Italia e le shakemap calcolate subito dopo l'evento confermano queste osservazioni. In particolare, nella zona epicentrale le accelerazioni massime (PGA) sono state stimate fino a 0.3 g, ossia il 30% dell'accelerazione di gravità. Analoga accelerazione è stata calcolata per il sisma del 29/5/2012, che ha presentato una magnitudo pari a 5.8 della scala Richter.

Questi valori sono tuttavia stimati in quanto non vi sono dati da stazioni sismiche poste all'epicentro stesso o negli immediati paraggi per cui sono da ritenersi solo indicativi.

La stazione di registrazione più vicina (appartenente alla Rete Accelerometrica Nazionale), ubicata a Mirandola (MRN), si trova ad una distanza di 13.3 km dall'epicentro dell'evento più significativo (20 maggio).

Il picco massimo d'accelerazione registrato, in occasione dell'evento più forte (IA) è di 0.309 g, e, come mostrato in Fig. 16, corrisponde alla componente verticale (UP-DOWN). Inferiori risultano i picchi corrispondenti alle due componenti orizzontali (0.264 in direzione SUD-NORD e 0.261 in direzione OVEST-EST).

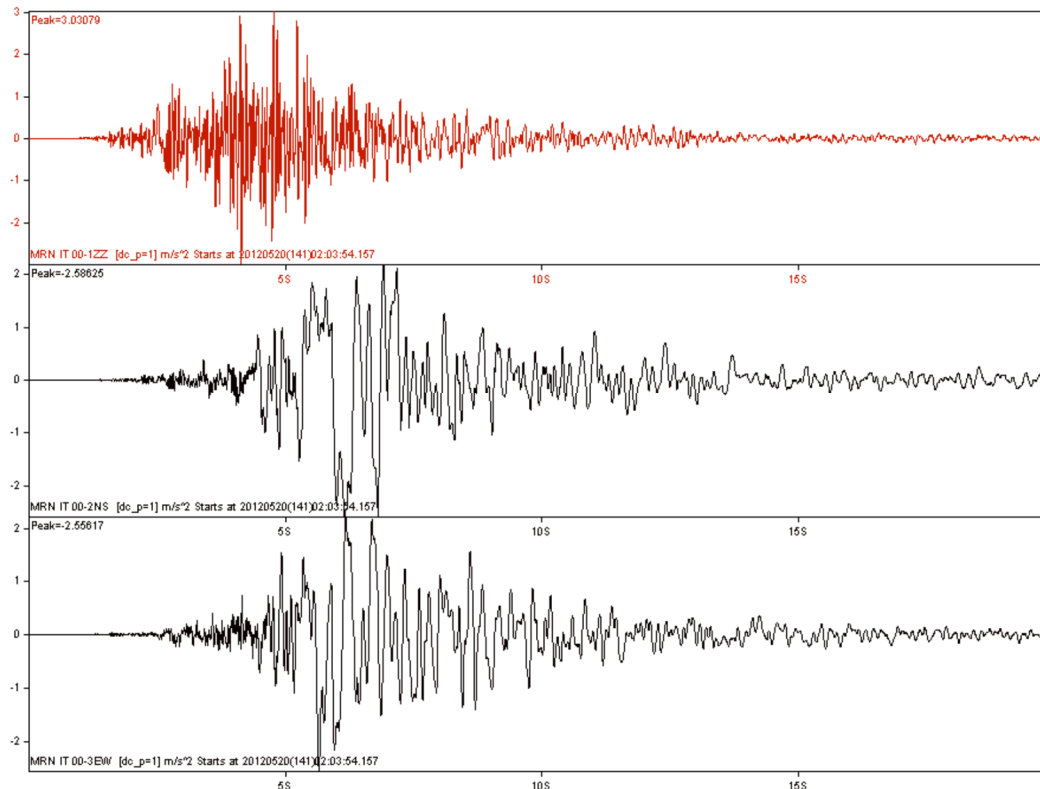


Fig. 16 - Sisma del 20/5/2012. Accelerogramma delle componenti (dall'alto in basso) Verticale, Nord-Sud ed Est-Ovest (acc. m/s/s, tempo s) registrate dalla stazione di Mirandola della Rete Accelerometrica Nazionale (www.protezionecivile.gov.it)

La sequenza sismica ha prodotto gravi danni in una vasta area delle province di Modena, Ferrara, Mantova e Bologna. In particolare sono state gravemente danneggiate, in prossimità delle aree epicentrali, le strutture storiche in mattoni ed i capannoni industriali prefabbricati in cemento armato.

3.4 CLASSIFICAZIONE SISMICA

La classificazione sismica dei comuni su tutto il territorio nazionale è stata stabilita dall'Allegato 1, punto 3 dell'Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003, utilizzando e aggiornando la precedente proposta nel 1998.

La suddivisione è articolata in 4 zone: le prime 3 corrispondono alle zone di sismicità alta (S=12), media (S=9) e bassa (S=6), contemplati nella Legge 64/74, mentre la zona 4 è di nuova introduzione.

Ciascuna zona è contraddistinta da un diverso valore dell'accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (Tab. 7), eliminando di fatto la presenza di aree del territorio classificate come non sismiche: in questo modo, ad ogni area del territorio nazionale viene attribuito un differente livello di pericolosità sismica.

| Zona | Valori massimi di a_g |
|------|-------------------------|
| 1 | $>0,25$ |
| 2 | $0,15 \div 0,25$ |
| 3 | $0,05 \div 0,15$ |
| 4 | $<0,05$ |

Tab. 7 – Valori di accelerazione orizzontale associati a ciascuna zona sismica

La classificazione vigente, identifica i Comuni di Campogalliano, Carpi, Rolo e Reggiolo in zona 3 (Fig. 17), cui corrispondono valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, compresi tra $0,05 \cdot g$ e $0,15 \cdot g$ (dove g è l'accelerazione di gravità).

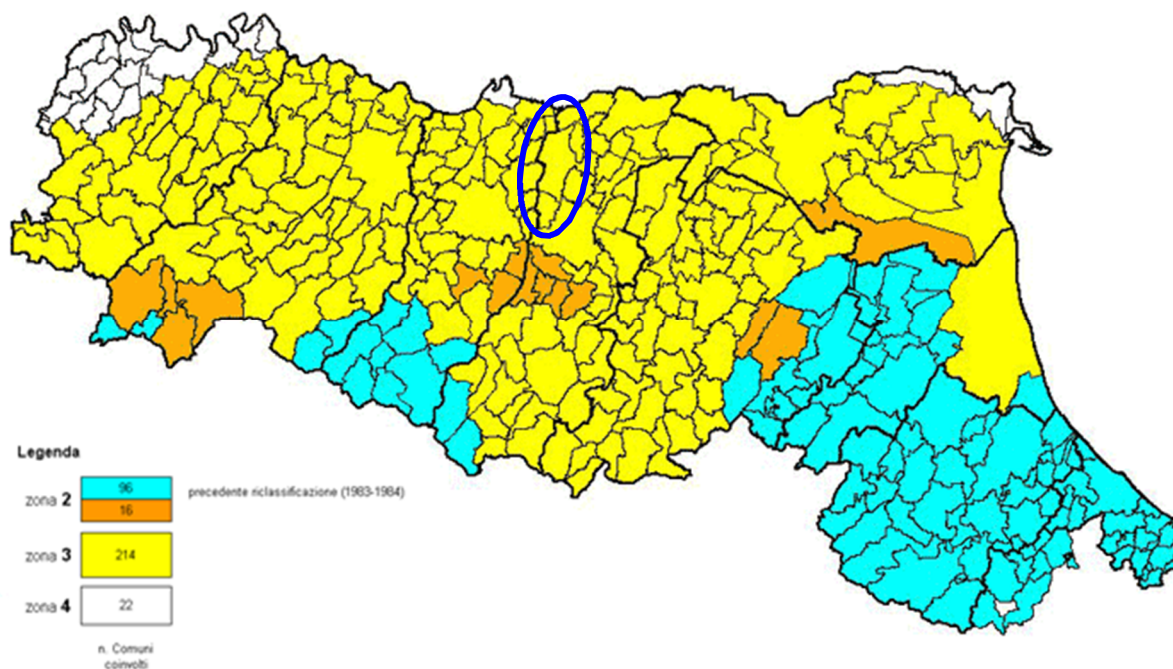


Fig. 17– Classificazione sismica regionale dei Comuni dell'Emilia Romagna. Il cerchio blu individua il territorio in studio.

Successivamente, con l'Ordinanza n° 3519 del 28 aprile 2006 sono stati approvati i criteri generali e la mappa di pericolosità sismica di riferimento a scala nazionale, riportata nell'allegato 1b dell'Ordinanza stessa e la normativa tecnica associata alla nuova classificazione sismica, ovvero, il D.M. 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni", pubblicato sulla G. U. n. 29 del 4 febbraio 2008, che sostituisce il precedente D.M. 14.9.2005.

Tale classificazione ha tuttavia valore esclusivamente a fini amministrativi; alle Norme Tecniche per le costruzioni del D.M. 14-01-2008, è infatti allegato un documento sulla pericolosità sismica

(Allegato A), nel quale 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 d'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), 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 (variabili tra 30 e 682 anni).

Per determinare il tempo di ritorno (TR) 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 definito, nel precedente paragrafo 1.3.

Quanto alle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , sono stati assunti i valori indicati nelle N.T.C. 01/2008 (vedi Tab. 3.2.I del Paragrafo 3.2.1): in particolare, probabilità pari al 10%, per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) e pari al 63%, per lo stato limite di esercizio di Danno (SLD).

Se il sito in esame non ricade nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri a_g , F_0 e 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.

3.5 DISAGGREGAZIONE E MAGNITUDO

Per selezionare i terremoti naturali da un catalogo, da utilizzare come base sia per le successive elaborazioni di RSL che per stimare la magnitudo massima attesa necessaria per la valutazione del rischio di liquefazione, è essenziale dapprima definire le caratteristiche sismogenetiche del sito, cioè definire la coppia di dati magnitudo-distanza che meglio caratterizzano il sito stesso. Tale operazione, nota come disaggregazione, consiste nell'individuazione, a partire da uno studio di pericolosità sismica con metodo probabilistico, le coppie di dati (appunto magnitudo e distanza) che maggiormente concorrono alla sismicità di un sito.

A tale scopo, si sono utilizzati i 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.

Per chiarezza va osservato che secondo le NTC le verifiche SLV (quelle di interesse principale, per esempio, per la liquefazione), prevedrebbero un tempo di ritorno $T_r=949$ anni (cfr. Tab. 3), tuttavia il sito INGV fornisce informazioni solo per 475 e 975 anni (nell'intervallo di interesse). Per motivi prudenziali si è fatto pertanto riferimento alla situazione più critica e cioè 975 anni.

Come si osserva in Fig. 18 il sito fornisce sia direttamente i valori medi di magnitudo, distanza ed epsilon, ma anche i dati che consentono di ricostruire la curva di probabilità di accadimento di un evento che tiene conto di tutte le coppie magnitudo-distanza vicine all'area di interesse.

Per il sito in questione si constata che il massimo contributo percentuale alla pericolosità sismica di base è fornita per terremoti di magnitudo compresa tra 4.5 e 5.0 nel range di distanza tra 0 e 10 Km.

Importanti contributi sono però forniti anche da sismi con magnitudo tra 4.0-4.5 e 5.0-6.0 sempre nel range 0-10 Km, ed in misura leggermente minore da sismi con magnitudo 4.5-5.5 nel range tra 10 e 20 Km.

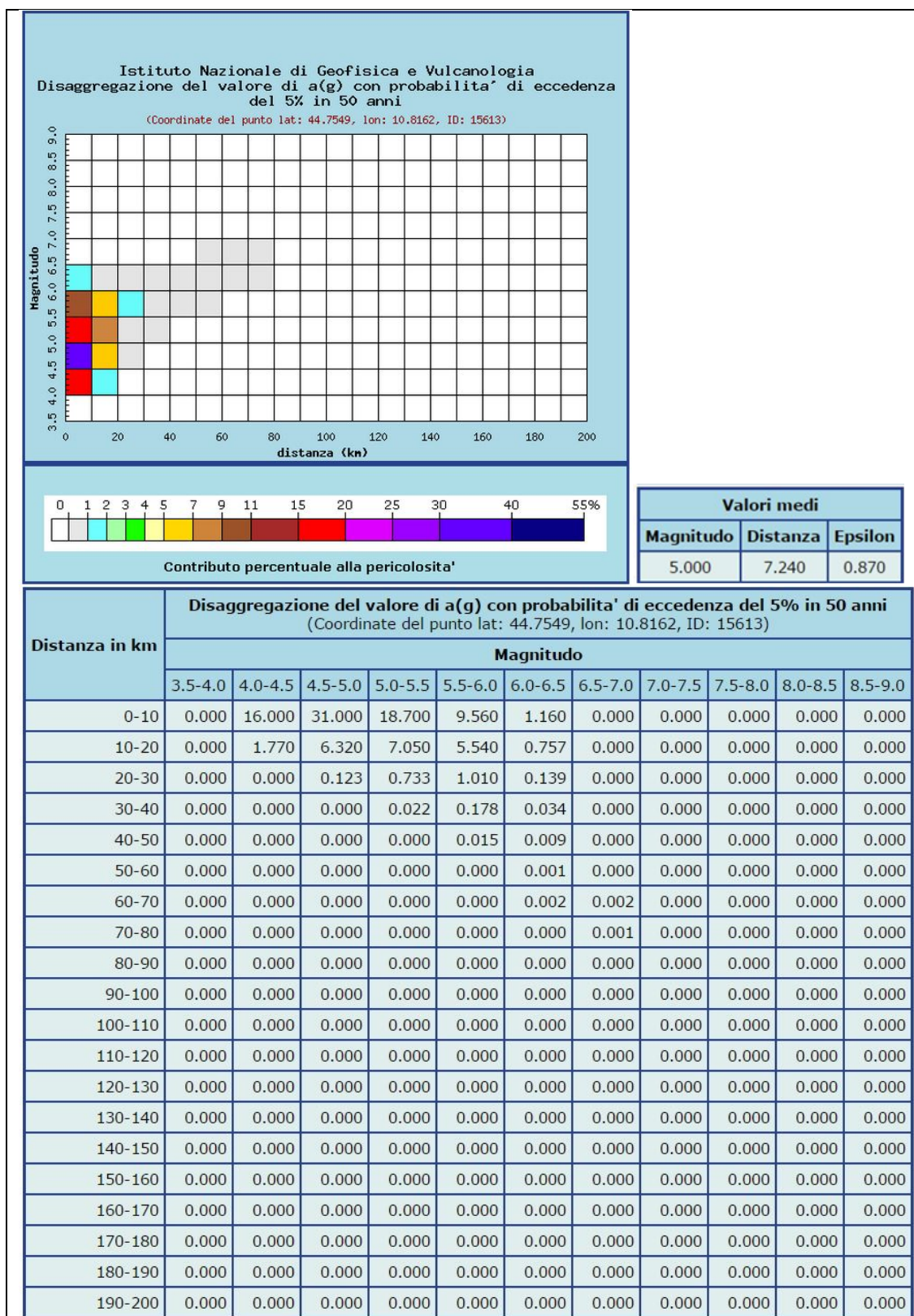


Fig. 18 – Disaggregazione magnitudo-distanza per il nodo 15613 da INGV

La disaggregazione, come detto, fornisce la distribuzione magnitudo-distanza, che può essere utilizzata anche per la definizione della magnitudo di riferimento per le verifiche di liquefazione.

Sulla base dei dati disponibili infatti si possono ricostruire le curve di probabilità che consentono di tener conto delle diverse probabilità di accadimento di un evento con diversi tempi di ritorno (Fig. 19). Esaminando questa curva si osserva che il valore di magnitudo (M_w) corrispondente al 90° percentile è pari a circa 5.8.

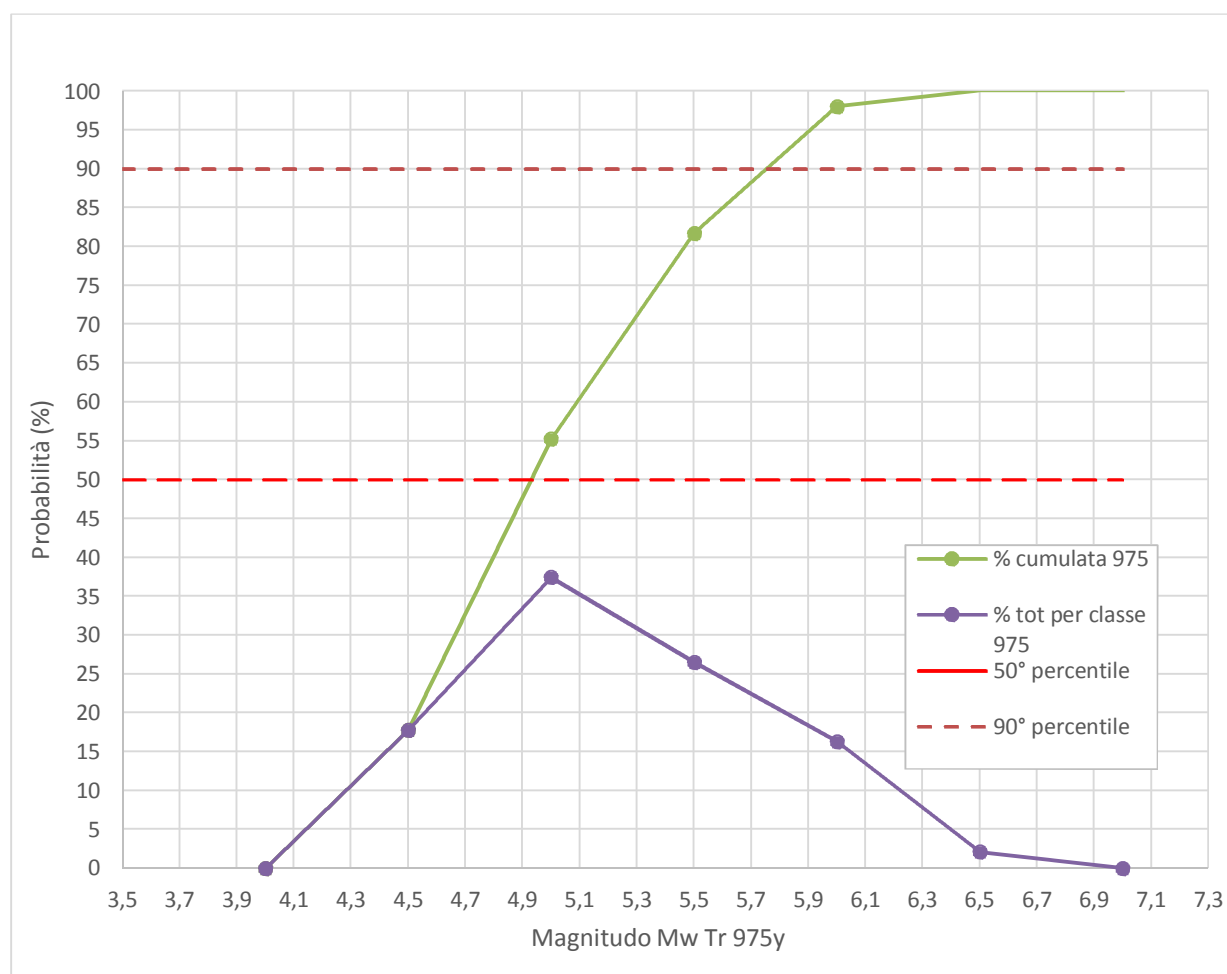


Fig. 19– Calcolo della magnitudo di riferimento sulla base dei dati di Fig. 18

Quanto appena illustrato rappresenta un esempio di stima della Magnitudo massima attesa ottenuta per un singolo nodo del reticolo sismico, di fatto tale stima è stata eseguita per ogni verticale su cui si è valutato il rischio di liquefazione, in riferimento al relativo nodo più vicino.

Nella sottostante Tab. 8 si riportano i valori di magnitudo massima attesa per ogni verticale indagata mediante prova CPTU, su cui si è eseguita la valutazione del rischio di liquefazione.

| Indagine | | Parametri | | Indagine | | Parametri | |
|-----------|--------------|-----------|------|-----------|--------------|-----------|------|
| Prova | Chilometrica | Nodo | Mw | Prova | Chilometrica | Nodo | Mw |
| RE-CPTU1 | 287+000 | 14948 | 5.75 | MO-CPTU9 | 300+893 | 15613 | 5.80 |
| RE-CPTU2 | 287+223 | 14948 | 5.75 | MO-CPTU10 | 304+420 | 15613 | 5.80 |
| RE-CPTU5 | 288+407 | 14948 | 5.75 | MO-CPTU11 | 304+646 | 15613 | 5.80 |
| RE-CPTU3 | 289+234 | 14948 | 5.75 | MO-CPTU12 | 305+200 | 15613 | 5.80 |
| RE-CPTU4 | 290+352 | 15170 | 5.80 | MO-CPTU15 | 307+339 | 15835 | 5.80 |
| MO-CPTU1 | 291+985 | 15170 | 5.80 | MO-CPTU16 | 307+340 | 15835 | 5.80 |
| MO-CPTU2 | 292+032 | 15170 | 5.80 | MO-CPTU13 | 308+484 | 15835 | 5.80 |
| MO-CPTU3 | 294+039 | 15170 | 5.80 | MO-CPTU14 | 308+503 | 15835 | 5.80 |
| MO-CPTU4 | 294+068 | 15170 | 5.80 | MO-CPTU19 | 310+455 | 15835 | 5.80 |
| MO-CPTU5 | 295+000 | 15392 | 5.80 | MO-CPTU20 | 310+517 | 15835 | 5.80 |
| MO-CPTU6 | 296+626 | 15392 | 5.80 | MO-CPTU22 | 311+193 | 15835 | 5.80 |
| MO-CPTU7 | 296+658 | 15392 | 5.80 | MO-CPTU21 | 311+195 | 15835 | 5.8 |
| MO-CPTU17 | 298+935 | 15392 | 5.80 | MO-CPTU23 | 311+729 | 16057 | 5.7 |
| MO-CPTU18 | 299+500 | 15392 | 5.80 | MO-CPTU24 | 312+612 | 16057 | 5.7 |
| MO-CPTU8 | 300+890 | 15613 | 5.80 | | | | |

Tab. 8 – Magnitudo massima stimata per ogni verticale indagata mediante prova CPTU

I valori ottenuti, nel rispetto delle indicazioni delle NTC2008, che prevedono una valutazione probabilistica dai parametri sismici basata sui tempi di ritorno e non l'adozione di parametri "deterministici", risultano di poco differenti dai valori massimi della sorgente sismogenetica di riferimento indicati in DISS 3.2.0 (cfr. paragrafo 3.2).

3.6 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il D.M. 14-01-2008 definisce 7 categorie in cui suddividere i terreni d'imposta in base ai valori di velocità delle onde sismiche trasversali nei primi 30 m sotto il piano di posa della fondazione (V_{s30}).

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

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

Tab. 9 - Categorie sismiche dei terreni

La velocità equivalente delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m sotto il piano di posa della fondazione (V_{S30}) è definita come:

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

dove h_i e V_i sono lo spessore e la velocità delle onde dello strato i -esimo entro i 30 m dalla fondazione.

Come anticipato in precedenza, per determinare il valore delle onde di taglio VS, sono stati utilizzati i valori ottenuti mediante indagini sismiche di tipo Down-Hole. Nella tabella sottostante si riportano i valori di V_{S30} e la classe di suolo per ogni indagine consultata.

| Codice | Prov. | Progressiva (km) | Vs30 (m/s) | CLASSE |
|------------|-------|------------------|------------|--------|
| RE-SC2-DH | RE | 285+852 | 203.2 | C |
| RE-SC5-DH | RE | 290+732 | 236.3 | C |
| RE-SC6-DH | RE | 290+783 | 218.0 | C |
| MO-SC3-DH | MO | 292+025 | 220.6 | C |
| MO-SC5-DH | MO | 294+068 | 208.0 | C |
| MO-SC8-DH | MO | 296+658 | 194.1 | C |
| MO-SC9-DH | MO | 300+893 | 184.0 | C |
| MO-SC11-DH | MO | 302+141 | 190.0 | C |
| MO-SC14-DH | MO | 304+464 | 181.2 | C |
| MO-SC30-DH | MO | 307+347 | 207 | C |
| MO-SC16-DH | MO | 308+503 | 193.3 | C |
| MO-SC31-DH | MO | 310+467 | 184 | C |
| MO-SC34-DH | MO | 311+207 | 188 | C |
| MO-SC22-DH | MO | 312+611 | 212 | C |

Tab. 10 – Classi sismiche di suolo ottenute da indagini sismiche di tipo Down-Hole

Le indagini consultate hanno fornito valori di V_{S30} compresi tra 184 e 236.3 m/s e, conseguentemente, che il sottosuolo in esame appartiene sempre alla categoria C: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

4 RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Il rischio di liquefazione è stato valutato prendendo in considerazione le 29 verticali indagate mediante prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTU): 24 in provincia di Modena e 5 in provincia di Reggio Emilia.

4.1 METODOLOGIA

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 CPT 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 LPI 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 viene *Iwasaki* ha proposta la scala riportata in Tab. 11.

| Valori di LLI | 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 |

Tab. 11 – 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 Tab. 12:

| LPI |
|--|
| 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 |

Tab. 12 – 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 uno strato liquefatto sottile, profondo, molto diffuso ed esteso può determinare rottura del terreno e "lateralspreading" 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) = $CSR = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d$

Nelle verifiche effettuate nel presente studio, per il calcolo del CRR è stato utilizzato il metodo NCEER (modificato da Robertson 2010) implementato dal programma CLIQ della Geologimiki. In Fig. 20 viene presentata, in forma di *flow-chart*, le procedura di calcolo di CRR utilizzata dal programma.

In tali verifiche come valori di CSR sono stati utilizzati quelli "automatici" stimati dal software stesso.

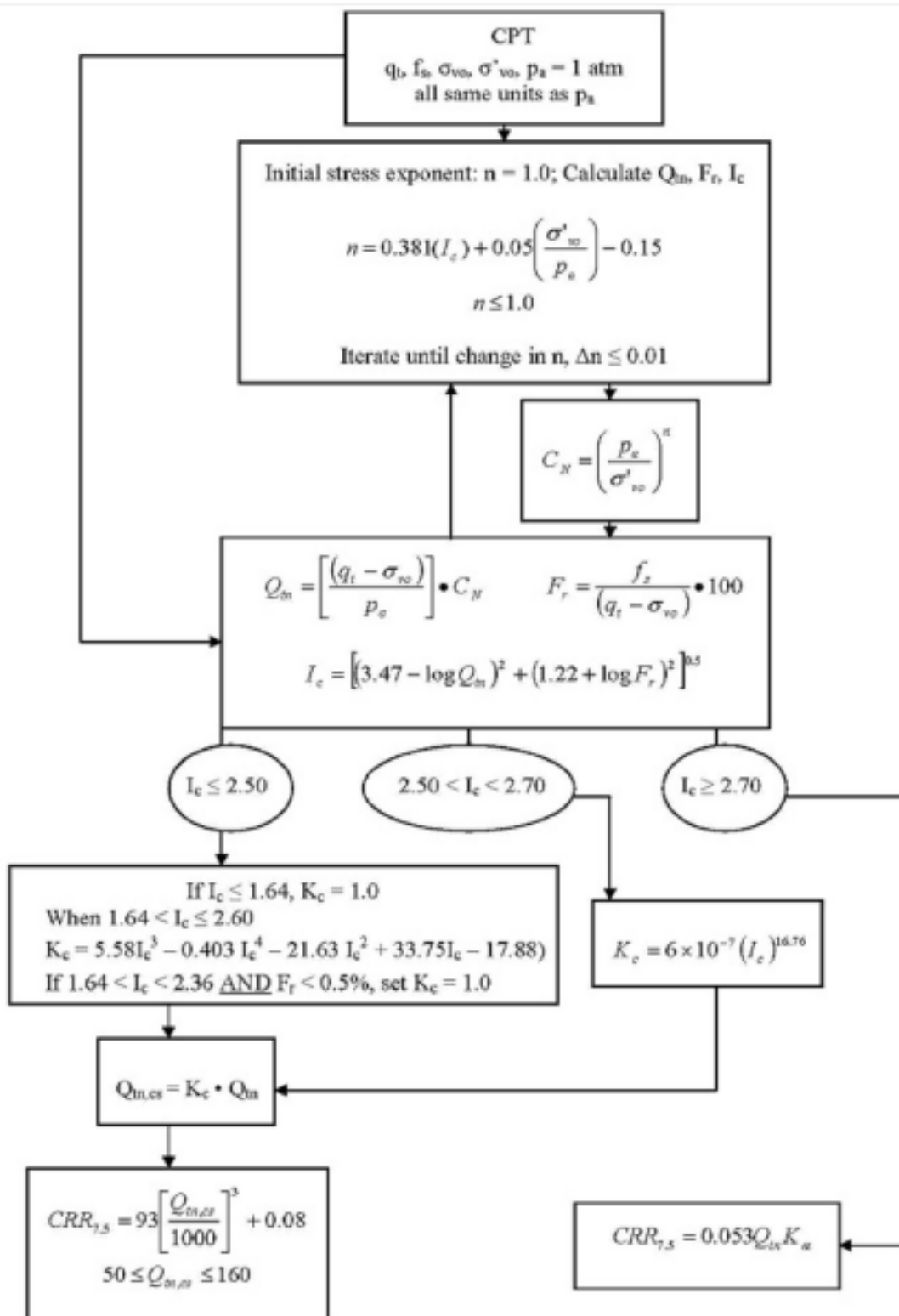


Fig. 20 - Flow chart della procedura di verifica NCEER modificata da Robertson (2010)

4.2 PARAMETRI DI INPUT

Per eseguire la verifica a liquefazione, oltre ai dati delle prove CPTU è necessario fornire al programma l'accelerazione e la magnitudo massime attese al sito.

Per l'accelerazione si è partiti dai valori dal reticolo sismico di riferimento che sono poi stati amplificati sulla base della categoria sismica del suolo e dei parametri di progetto (definiti del capitolo 1.3). Per la magnitudo sono stati utilizzati i valori ottenuti dalla disaggregazione sismica, così come illustrato nel paragrafo 3.5. In Tab. 13 si riportano i parametri di input utilizzati per ogni verticale, vengono inoltre indicati i livelli della falda sia in condizioni statiche che durante il terremoto.

| Indagini | | | Parametri | | | | |
|-----------|------------|--------------|-----------|------|------|-------|-------------------------|
| Prova | Profondità | Chilometrica | Nodo | Mw | PGA | Falda | Falda durante terremoto |
| RE-CPTU1 | - 1,71 m | 287+000 | 14948 | 5.75 | 0.25 | 3.7 | 1.7 |
| RE-CPTU2 | - 30,00 m | 287+223 | 14948 | 5.75 | 0.25 | 3.2 | 1.2 |
| RE-CPTU5 | - 30,00 m | 288+407 | 14948 | 5.75 | 0.25 | 2.8 | 1.8 |
| RE-CPTU3 | - 25,00 m | 289+234 | 14948 | 5.75 | 0.25 | 4.8 | 2.8 |
| RE-CPTU4 | - 30,00 m | 290+352 | 15170 | 5.80 | 0.26 | 3.4 | 1.4 |
| MO-CPTU1 | - 32,00 m | 291+985 | 15170 | 5.80 | 0.26 | 1.7 | 0.2 |
| MO-CPTU2 | - 29,00 m | 292+032 | 15170 | 5.80 | 0.26 | 1.7 | 0.2 |
| MO-CPTU3 | - 30,00 m | 294+039 | 15170 | 5.80 | 0.27 | 3.4 | 1.4 |
| MO-CPTU4 | - 30,00 m | 294+068 | 15170 | 5.80 | 0.27 | 1.4 | 0.2 |
| MO-CPTU5 | - 25,00 m | 295+000 | 15392 | 5.80 | 0.27 | 1.9 | 0.2 |
| MO-CPTU6 | - 35,00 m | 296+626 | 15392 | 5.80 | 0.27 | 1.9 | 0.2 |
| MO-CPTU7 | - 40,50 m | 296+658 | 15392 | 5.80 | 0.27 | 1.15 | 0.2 |
| MO-CPTU17 | - 30,00 m | 298+935 | 15392 | 5.80 | 0.28 | 1.8 | 0.2 |
| MO-CPTU18 | - 35,00 m | 299+500 | 15392 | 5.80 | 0.28 | 4 | 2 |
| MO-CPTU8 | - 41,50 m | 300+890 | 15613 | 5.80 | 0.28 | 2.7 | 0.7 |
| MO-CPTU9 | - 43,00 m | 300+893 | 15613 | 5.80 | 0.28 | 2.7 | 0.7 |
| MO-CPTU10 | - 45,00 m | 304+420 | 15613 | 5.80 | 0.28 | 1.2 | 0.2 |
| MO-CPTU11 | - 41,60 m | 304+646 | 15613 | 5.80 | 0.28 | 1.2 | 0.2 |
| MO-CPTU12 | - 1,43 m | 305+200 | 15613 | 5.80 | 0.28 | 2.2 | 0.2 |
| MO-CPTU15 | - 27,96 m | 307+339 | 15835 | 5.80 | 0.28 | 2.6 | 0.6 |
| MO-CPTU16 | - 29,94 m | 307+340 | 15835 | 5.80 | 0.28 | 2.3 | 0.3 |
| MO-CPTU13 | - 45,00 m | 308+484 | 15835 | 5.80 | 0.28 | 2.2 | 0.2 |
| MO-CPTU14 | - 43,50 m | 308+503 | 15835 | 5.80 | 0.28 | 2.2 | 0.2 |
| MO-CPTU19 | - 43,88 m | 310+455 | 15835 | 5.80 | 0.29 | 4 | 2 |
| MO-CPTU20 | - 43,30 m | 310+517 | 15835 | 5.80 | 0.29 | 4 | 2 |
| MO-CPTU22 | - 32,86 m | 311+193 | 15835 | 5.80 | 0.33 | 4.3 | 2.3 |
| MO-CPTU21 | - 39,22 m | 311+195 | 15835 | 5.8 | 0.33 | 4.2 | 2.2 |
| MO-CPTU23 | - 30,00 m | 311+729 | 16057 | 5.7 | 0.29 | 3.85 | 1.8 |
| MO-CPTU24 | - 10,94 m | 312+612 | 16057 | 5.7 | 0.29 | 4.2 | 2.2 |

Tab. 13 – Parametri in input utilizzati

4.3 ANALISI DEI RISULTATI

Per ciascuna prova è stato prodotto un report (si veda 1_3_3_4 – Allegato – Verifiche a liquefazione) che contiene sia i grafici interpretativi della prova stessa (resistenze penetrometriche, litologia, ecc,), sia i grafici relativi alla liquefazione ed in particolare (Fig. 21):

- Il confronto tra CSR e CCR
- La variazione del fattore di sicurezza
- La cumulata del valore di LPI
- Il cedimento post-sismico

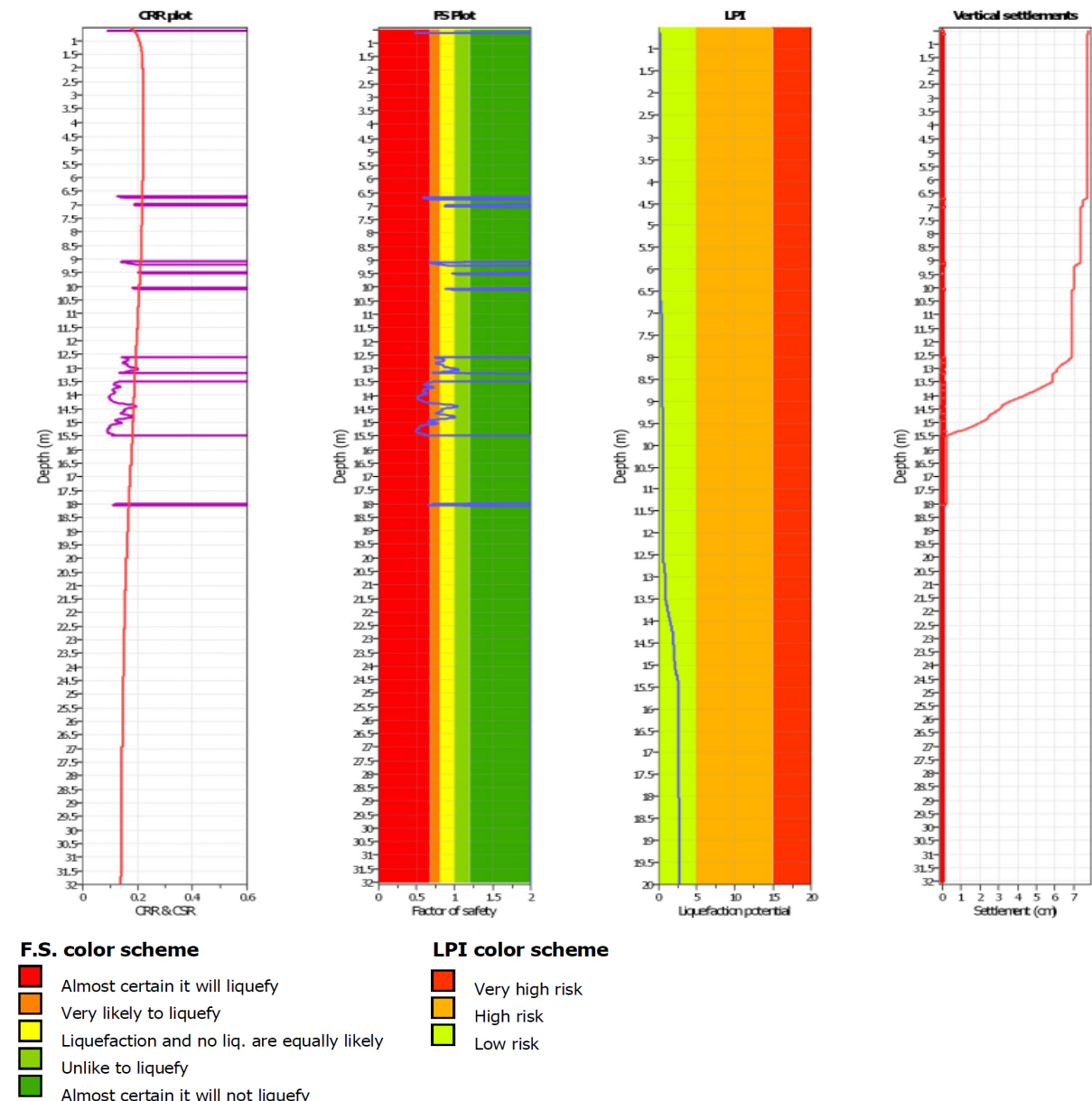


Fig. 21 – Esempio di grafici di CSR-CRR, dei fattori di sicurezza FS, dell'indice di liquefazione (LPI) e del cedimento (Settlement)

Come si nota il software utilizzato riporta i valori di Indice di Potenziale di Liquefazione (LPI) in relazione alla classificazione del rischio di liquefazione proposta da *Iwasaki*; a favore di sicurezza in Fig. 22 si riporta il grafico dei valori dell'Indice di Potenziale di Liquefazione (LPI) ottenuti, con indicate le soglie di rischio proposte da *Sonmez*. Inoltre si presenta il grafico dei valori di cedimento stimati (Fig. 23), i medesimi risultati si riportano anche in forma tabellare in Tab. 14.

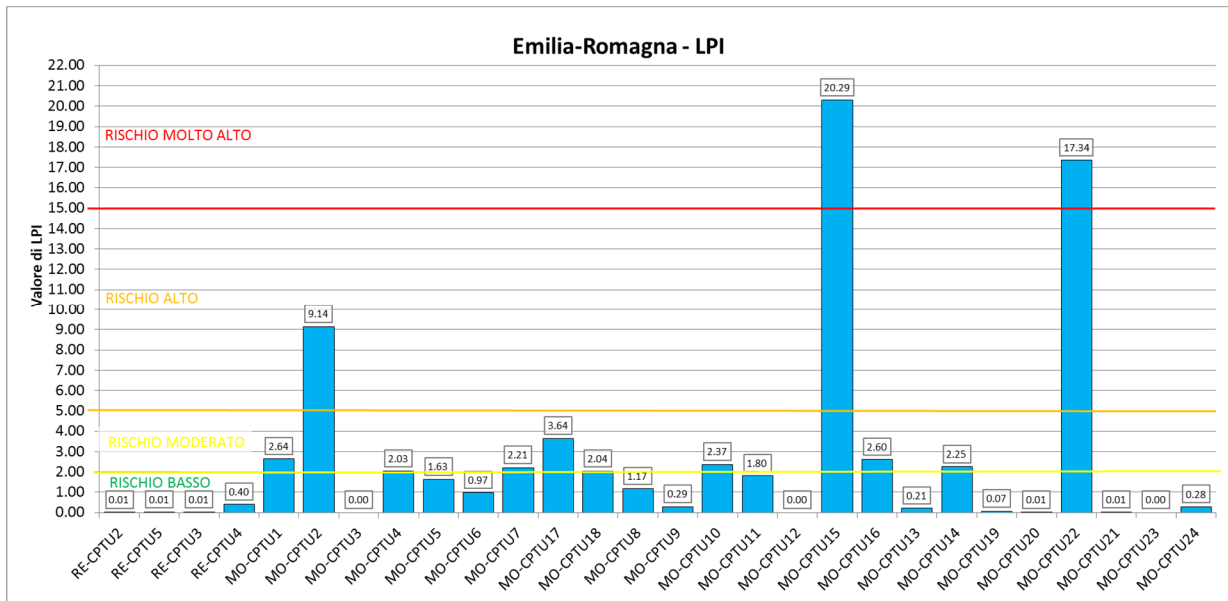


Fig. 22 – Grafico dei valori di LPI ottenuti

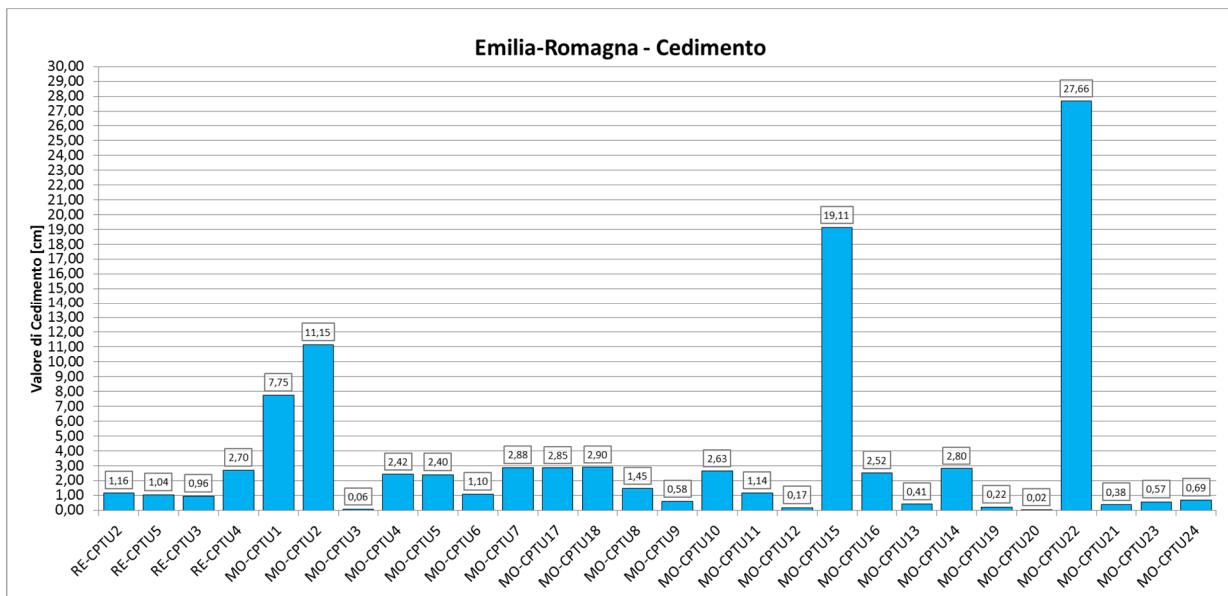


Fig. 23 – Grafico dei valori di cedimento ottenuti

Come si nota dai risultati ottenuti i valori di LPI indicano generalmente un rischio di liquefazione da basso a moderato, fanno eccezione la verticale MO-CPTU2 (ubicata al Km 287+223) con rischio alto e le verticali MO-CPTU15 e MO-CPTU22 (ubicate rispettivamente al Km 307+339 e 311+193) in cui

si è ottenuto un rischio di liquefazione molto alto. A tali indagini corrispondono inoltre valori di cedimento rilevanti: pari a 11.15 cm per l'indagine MO-CPTU2 e rispettivamente 19.11 e 27.66 per le indagini MO-CPTU15 E MO-CPTU22.

| Indagini | | | Risultati | |
|-----------|------------|--------------|-----------|----------------|
| Prova | Profondità | Chilometrica | Lpi | Cedimento (cm) |
| RE-CPTU1 | - 1,71 m | 287+000 | n.d. | n.d. |
| RE-CPTU2 | - 30,00 m | 287+223 | 0,01 | 1,16 |
| RE-CPTU5 | - 30,00 m | 288+407 | 0,01 | 1,04 |
| RE-CPTU3 | - 25,00 m | 289+234 | 0,01 | 0,96 |
| RE-CPTU4 | - 30,00 m | 290+352 | 0,40 | 2,70 |
| MO-CPTU1 | - 32,00 m | 291+985 | 2,64 | 7,75 |
| MO-CPTU2 | - 29,00 m | 292+032 | 9,14 | 11,15 |
| MO-CPTU3 | - 30,00 m | 294+039 | 0,00 | 0,06 |
| MO-CPTU4 | - 30,00 m | 294+068 | 2,03 | 2,42 |
| MO-CPTU5 | - 25,00 m | 295+000 | 1,63 | 2,40 |
| MO-CPTU6 | - 35,00 m | 296+626 | 0,97 | 1,10 |
| MO-CPTU7 | - 40,50 m | 296+658 | 2,21 | 2,88 |
| MO-CPTU17 | - 30,00 m | 298+935 | 3,64 | 2,85 |
| MO-CPTU18 | - 35,00 m | 299+500 | 2,04 | 2,90 |
| MO-CPTU8 | - 41,50 m | 300+890 | 1,17 | 1,45 |
| MO-CPTU9 | - 43,00 m | 300+893 | 0,29 | 0,58 |
| MO-CPTU10 | - 45,00 m | 304+420 | 2,37 | 2,63 |
| MO-CPTU11 | - 41,60 m | 304+646 | 1,80 | 1,14 |
| MO-CPTU12 | - 1,43 m | 305+200 | 0,00 | 0,17 |
| MO-CPTU15 | - 27,96 m | 307+339 | 20,29 | 19,11 |
| MO-CPTU16 | - 29,94 m | 307+340 | 2,60 | 2,52 |
| MO-CPTU13 | - 45,00 m | 308+484 | 0,21 | 0,41 |
| MO-CPTU14 | - 43,50 m | 308+503 | 2,25 | 2,80 |
| MO-CPTU19 | - 43,88 m | 310+455 | 0,07 | 0,22 |
| MO-CPTU20 | - 43,30 m | 310+517 | 0,01 | 0,02 |
| MO-CPTU22 | - 32,86 m | 311+193 | 17,34 | 27,66 |
| MO-CPTU21 | - 39,22 m | 311+195 | 0,01 | 0,38 |
| MO-CPTU23 | - 30,00 m | 311+729 | 0,00 | 0,57 |
| MO-CPTU24 | - 10,94 m | 312+612 | 0,28 | 0,69 |

Tab. 14 – Valori di LPI e cedimento (in cm) calcolati

5 ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Nel presente studio è stata eseguita l'analisi della risposta sismica locale per due verticali, ritenute indicative, una in provincia di Modena e una in provincia di Reggio Emilia.

L'analisi in provincia di Modena è stata realizzata lungo la verticale indagata con sondaggio a carotaggio continuo e prova sismica Down-Hole denominati MO-SC3-DH (comune di Carpi), mentre la verticale esaminata in provincia di Reggio Emilia è la RE-SC2-DH (comune di Rolo).

In Fig. 24 si riporta l'ubicazione su mappa.

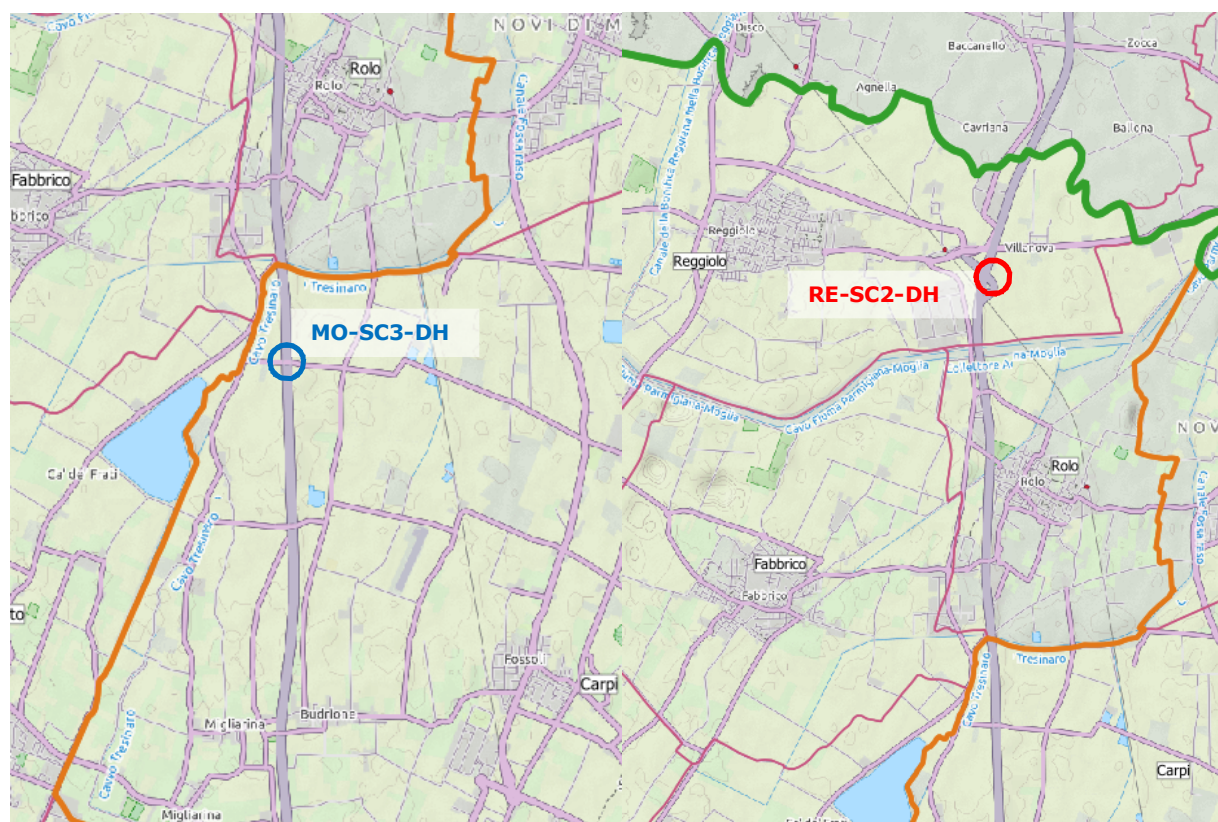


Fig. 24 – Ubicazione delle verticali su cui si è eseguita la RSL

5.1 SEGNALI IN INPUT

Per la scelta degli accelerogrammi naturali di riferimento si è inizialmente utilizzato il programma Rexel¹, che consente di individuare un numero a scelta di accelerogrammi spettro compatibili con il sito di riferimento.

Tale ricerca è stata fatta nel database European Strong-Motion Data².

¹Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E. (2010) "REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis". Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339-362, 2010 DOI 10.1007/s10518-009-9146-1

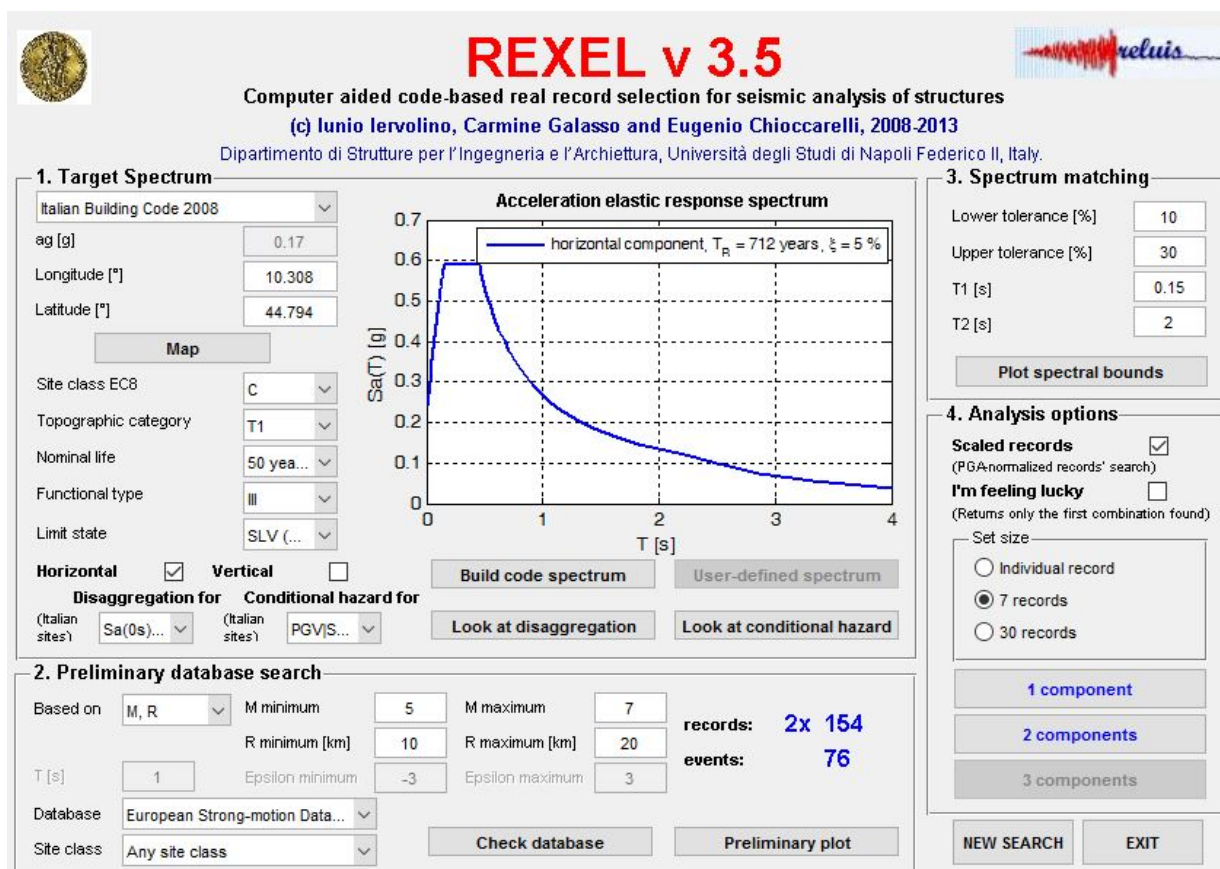


Fig. 25 – Schermata di impostazione della ricerca dei sismi con REXEL

Tutti i segnali sono stati selezionati attraverso una procedura che valuta la similarità tra le forme spettrali di riferimento e la forma degli spettri di risposta dei segnali contenuti nella banche dati.

Va segnalato che soltanto per il sito MO-SC3-DH, ubicato in provincia di Modena il software ha fornito accelerogrammi registrati rappresentativi della sismicità del sito in analisi (13 sismogrammi), compatibili con le caratteristiche sismogenetiche della sorgente, con la coppia magnitudo-distanza dalla sorgente e con la massima accelerazione orizzontale attesa e registrate su *bedrock* sismico, provenienti dai database nazionali ed internazionali più accreditati.

Per quanto riguarda il sito denominato RE-SC2-DH, ubicato in provincia di Reggio Emilia, quali dati d'input sismico si sono, invece, dovuti utilizzare i sismogrammi forniti dalla Regione Emilia Romagna, secondo le indicazioni della DAL 112/2007³ e quelli forniti dal software SEISM-HOME⁴ di Eucentre.

²Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P. and Margaris, B. (2002) "Internet-Site for European Strong-Motion Data", European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme

³ disponibili nel sito web del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli regionale www.regione.emilia-romagna.it/geologia/sismica.

⁴ Rota M., Zuccolo E., Taverna L., Corigliano M., Lai C.G., Penna A. [2012] "Mesozonation of the Italian territory for the definition of real spectrum-compatible accelerograms", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 10, No. 5, pp. 1357-1375.

La Regione Emilia-Romagna fornisce 3 segnali, mentre Seism-Home fornisce 7 accelerogrammi per ciascun nodo del reticolo di riferimento della pericolosità sismica locale dell'Allegato A delle NTC 2008.

Nel complesso, sono stati, pertanto, utilizzati 10 diversi accelerogrammi per le verifiche di risposta sismica locale per il sito RE-SC2-DH e 13 accelerogrammi per il sito MO-SC3-DH.

Sebbene le NTC2008 non forniscano specifiche istruzioni per quanto riguarda il numero di accelerogrammi da utilizzare per la RSL, le indicazioni fornite per le analisi dinamiche con integrazione al passo (Cap. 7.3.5 delle NTC2008) impongono di considerarne almeno 7. Nel presente studio, quindi, il numero di analisi eseguite è maggiore rispetto a quanto richiesto dalla normativa.

Ovviamente tutti i sismi sono stati scalati in accelerazione per ottenere un valore massimo di input pari a quello atteso per lo stato limite SLV su suolo rigido in corrispondenza dell'area di studio, pari a $ag/g=0.19$ per il sito in provincia di Modena e pari a $ag/g=0.18$ per il sito in provincia di Reggio Emilia.

In Tab. 15 è riportato l'elenco dei sismi utilizzati.

| PROVINCIA | Segnali REXEL | Segnali RER | Segnali Seism-Home |
|---------------|---|--|--|
| MODENA | 000116xa_spectrum.txt 000133xa_spectrum.txt 000151xa_spectrum.txt 000427xa_spectrum.txt 000501xa_spectrum.txt 000573xa_spectrum.txt 000592xa_spectrum.txt 000776xa_spectrum.txt 000879xa_spectrum.txt 000879xa_spectrum.txt 001769xa_spectrum.txt 001911xa_spectrum.txt 006958xa_spectrum.txt | | |
| REGGIO EMILIA | | 000046xa_035035Rolo.xy 000126xa_035035Rolo.xy 000354xa_035035Rolo.xy | TR475_ID15821_1 - 7 - tratti dai segnali: 000182xa.cor 000234ya.txt 0455x.txt 1033y.txt SAG0010503201053.NS 19780415_233347ITDPC_NAS__WEC.DAT 20090406_013239ITDPC_MTR__NSC.DAT |

Tab. 15 – Segnali in input utilizzati nelle analisi di RSL

5.2 MODELLO GEOFISICO DEL SOTTOSUOLO

La valutazione della risposta sismica locale richiede un'accurata modellazione delle caratteristiche geofisiche del sottosuolo, principalmente basata sui seguenti parametri:

- litologia;
- velocità delle onde sismiche di taglio (V_s);
- curve di variazione dello smorzamento (D) e della rigidezza (G/G_0) in funzione della deformazione e densità in situ,

Tale modellazione andrebbe “spinta” in profondità fino a raggiungere il bedrock sismico, che teoricamente dovrebbe essere uno strato con velocità $V_s > 800$ m/s, difficilmente raggiungibile nelle zone in questione.

5.2.1 Litologia

Per la determinazione delle caratteristiche litologiche sono stati utilizzati, principalmente, i dati della stratigrafia del sondaggio corrispondenti alle verticali MO-SC3-DH e RE SC2-DH (riportate in allegato 1_3_3_7). L’integrazione della stratigrafia fino al bedrock sismico (i sondaggi raggiungono la profondità di 45 m) è stata effettuata mediante l’utilizzo di dati al contorno, tipicamente stratigrafie di pozzi.

5.2.2 Determinazione della V_s e del Bedrock sismico

La determinazione della V_s in funzione della profondità è stata effettuata mediante prove Down-Hole eseguite in foro di sondaggio fino a 45 m di profondità. Per ogni verticale su cui è stata eseguita la RSL sono stati consultati i risultati di due indagini Down-Hole, di cui uno corrispondente alla verticale indagata e il secondo ubicato nelle vicinanze.

Nel complesso sono state analizzate 4 indagini Down-Hole (2 per la verticale in provincia di Modena e 2 per quella in provincia di Reggio Emilia). Tutte le prove hanno fornito valori di V_s per lo più uniformemente crescenti con la profondità. I valori di V_{s30} calcolati sono sempre compresi tra 203 e 221 m/s, identificando i terreni nella categoria C (da 180 a 360 m/s secondo le NTC 2008).

In Fig. 26 si riportano i grafici delle indagini utilizzate per la RSL in provincia di Modena mentre in Fig. 27 vi sono quelli delle indagini utilizzate per la verticale ubicata in provincia di Reggio Emilia.

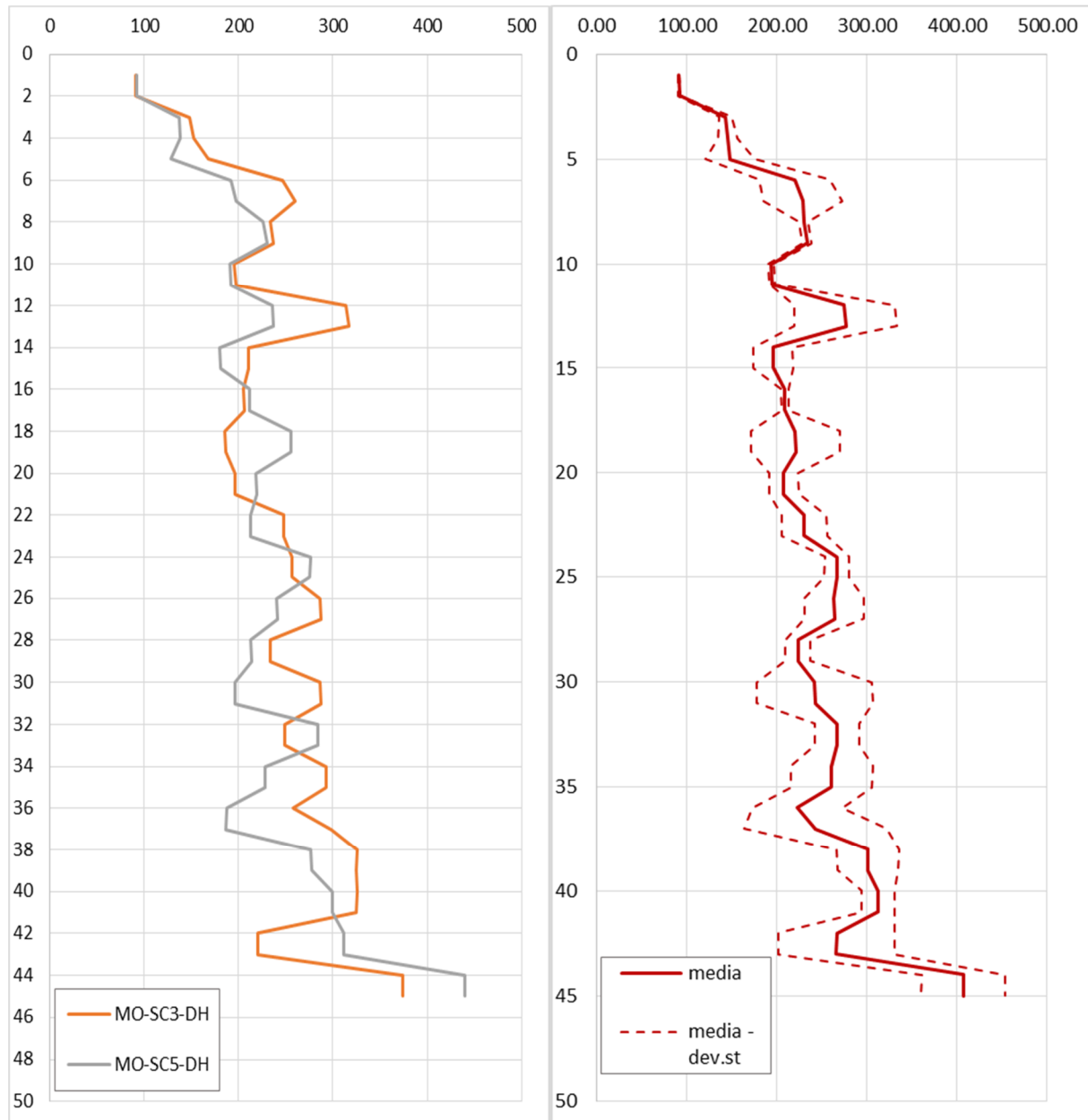


Fig. 26 - Valori di Vs misurati nelle prove DH in provincia di Modena (a sx tutti i valori, a dx media e deviazione standard)

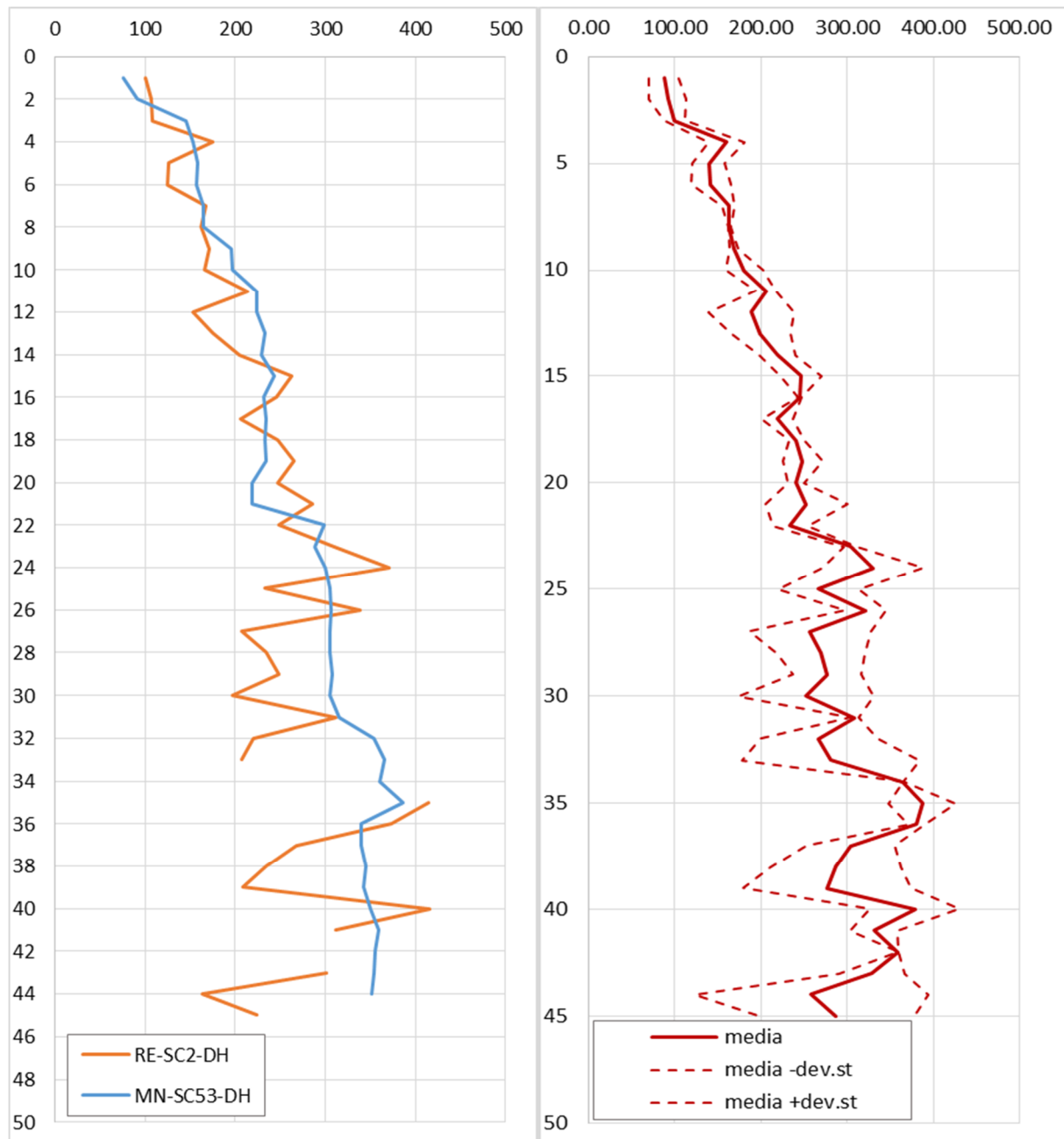


Fig. 27 – Valori di Vs misurati nelle prove DH in provincia di Reggio Emilia (a sx tutti i valori, a dx media e deviazione standard)

Per poter valutare la velocità Vs tra la massima profondità raggiunta dalle indagini ed il bedrock sismico, è stata utilizzata una interpolazione del tratto misurato, mediante una funzione potenza del tipo $y=ax^b$ eseguita sulla media dei due profili Vs utilizzati. Sulla base della funzione ricavata per il tratto misurato si sono poi calcolati i valori di Vs fino alle profondità richieste.

In Fig. 28 sono visibili i profili di Vs ottenuti.

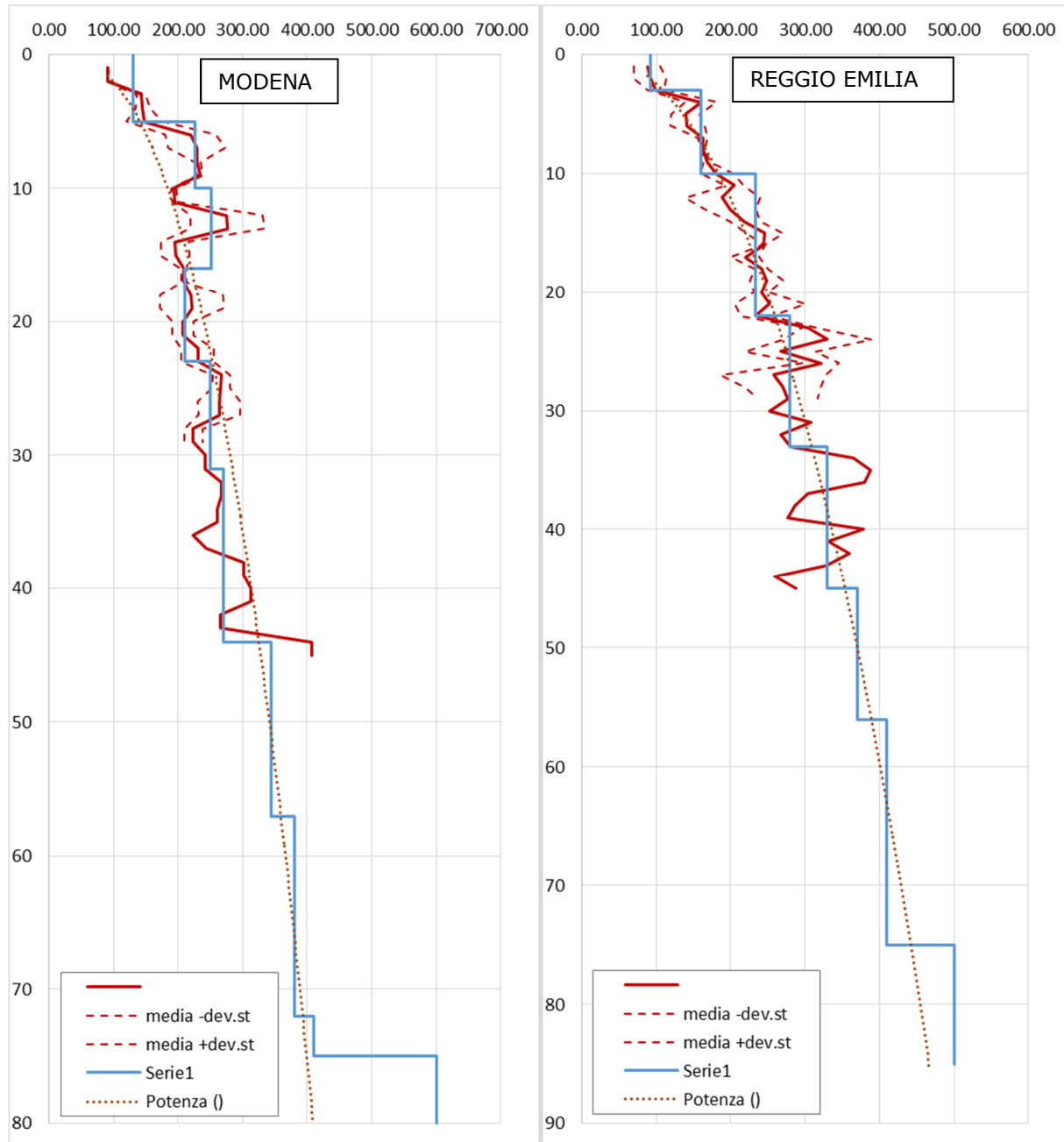


Fig. 28 - Discretizzazione della Vs

5.2.2.1 Considerazioni sul Bedrock sismico

La definizione del bedrock sismico, cioè del sismostrato che presenta velocità delle onde di taglio $V_s \geq 800$ m/s, costituisce un elemento di notevole importanza nell'ambito delle valutazioni di risposta sismica locale.

In realtà oggi si tende ad individuare il bedrock sismico, soprattutto in pianura, in corrispondenza di un elevato contrasto di impedenza sismica, cioè laddove il rapporto tra le velocità dello strato superficiale e quello più profondo supera il valore di $2 \div 2.5$.

Tale profondità non coincide con discontinuità stratigrafiche note.

Infatti, mentre in letteratura (Martelli et alii⁵, 2013 e Martelli et alii⁶, 2014) è indicato che "il maggiore contrasto d'impedenza si ha in genere tra la base del sistema emiliano-romagnolo superiore (AES), datata tra 350.000 e 450.000 anni, e la base del subsistema AES6, datata circa 230.000-250.000 anni (RER e ENI-Agip, 1998)"; nella zona in esame, come evidenziato nello studio "Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna⁷, tali discontinuità si rinvennero molto oltre i 200 m da p.c.; profondità decisamente superiori a quelle del bedrock definito nel presente studio.

Ciò lascia presumere che, a maggiori profondità, si possa avere almeno un altro contrasto d'impedenza, non evidenziato dalle indagini effettuate.

5.2.3 Curve di variazione dello smorzamento (D) e della rigidezza (G/G_0) in funzione della deformazione

La mancanza di campioni sui terreni studiati non ha consentito di utilizzare curve di variazione dello smorzamento (D) e della rigidezza (G/G_0) in funzione della deformazione ricavate appositamente nelle aree di studio. Pertanto sono state utilizzate curve derivanti da dati bibliografici riferite a terreni il più possibile simili a quelli analizzati.

I grafici di G/G_0 e D, per tutti i tipi di terreno utilizzati, diagrammati in funzione dello sforzo, sono riportati in Fig. 29.

⁵ L. Martelli, L. Calabrese, G. Ercolessi, P. Severi, G. Tarabusi, D. Pileggi, S. Rosselli, L. Minarelli, F. Pergalani, M. Compagnoni, G. Vannucchi, C. Madiati, J. Facciorusso, V. Fioravante, D. Giretti, M. Mucciarelli, E. Priolo, G. Laurenzano - (2014) Cartografia speditiva dell'amplificazione e del rischio di liquefazione nelle aree epicentrali del terremoto dell'Emilia 2012 (ML=5.9). Atti del 32 convegno NGTGS 2013

⁶ L. Martelli, P. Severi, G. Biavati, S. Rosselli, R. Camassi, E. Ercolani, A. Marcellini, A. Tento, D. Gerosa, D. Albarello, F. Guerrini, E. Lunedei, D. Pileggi, F. Pergalani, M. Compagnoni, V. Fioravante e D. Giretti (2014) *Analysis of the local seismic hazard for the stability tests of the mainbank of the Po River (northern Italy)*, Boll. Geof. Teor. Appl., 55, 119-134

⁷ "Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna" RER - ENI, Agip 1998 (a cura di G. Di Dio)

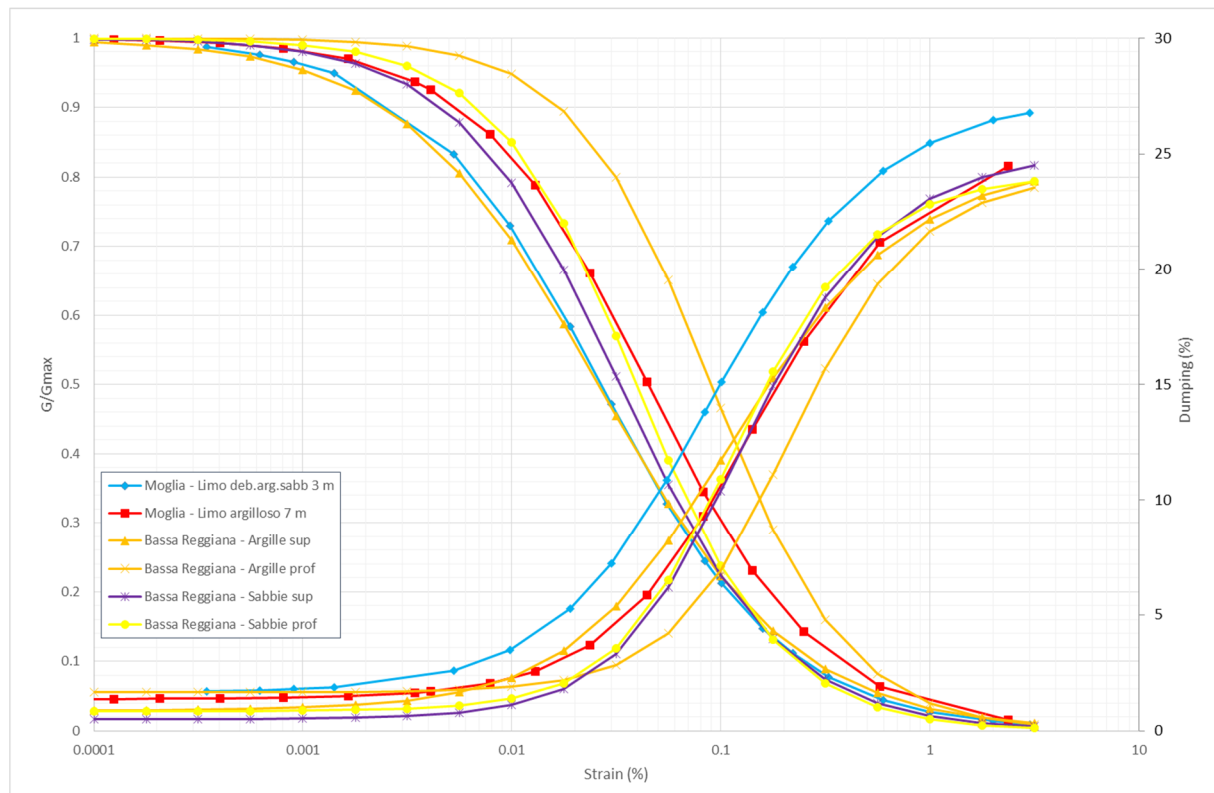


Fig. 29 – Grafico delle curve G/G_0 e D per tutti i tipi di terreni utilizzati

5.3 CODICE DI CALCOLO PER LA VALUTAZIONE DELLA RSL

Per la valutazione della risposta sismica locale è stato utilizzato il codice di calcolo Strata⁸ sviluppato da A. Kottke E. Rathje⁹. Validazioni indipendenti di Strata sono riportate in letteratura (Graizer¹⁰, 2001), con esito soddisfacente.

Strata calcola la risposta dinamica monodimensionale (1D) di una colonna di terreno utilizzando un modello di propagazione lineare delle onde, con proprietà dinamiche del terreno (proprietà elastiche e smorzamento) variabili in funzione del livello deformativo.

Il programma adotta le seguenti convenzioni:

- La risposta del deposito è causata da onde di taglio polarizzate orizzontalmente che si propagano verticalmente nel *bedrock* verso la superficie lungo una colonna verticale monodimensionale di terreno;
- Le superfici di stratificazione sono orizzontali;

⁸Ellen M. Rathje; Albert Kottke (2010), "Strata," <https://nees.org/resources/strata>.

⁹Kottke, Albert R., and Rathje, Ellen M. (2008) Technical Manual for Strata. PEER Report 2008/10. University of California, Berkeley, California

¹⁰Treasure island geotechnical array – case study for site response analysis. 4th IASPEI / IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion August 23–26, 2011 · University of California Santa Barbara

- Le superfici del *bedrock* e delle stratificazioni si estendono lateralmente all'infinito;
- La stratificazione è lateralmente omogenea;
- La superficie topografica è priva d'irregolarità.

La valutazione della RSL è stata effettuata utilizzando il modello "lineare equivalente" (EQL), che considera la variazione dei parametri di rigidità e smorzamento dei terreni in funzione della deformazione indotta dal sisma.

5.4 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE NUMERICA

I risultati della analisi condotte con il codice STRATA, elaborati nel dominio del tempo e delle frequenze, hanno consentito di definire:

- Serie temporali in accelerazione;
- Profilo della PGA in funzione della profondità;
- Spettro di risposta elastico in pseudo-accellerazione in superficie.

5.4.1 RSL per la verticale in provincia di Modena (MO-SC3-DH)

Sulla base di quanto illustrato nei paragrafi precedenti il modello geofisico adottato viene riportato nelle seguenti immagini (Fig. 30 e Fig. 31):

Soil Types

| | Name | Unit Weight (kN/m ³) | G/G_max Model | Damping Model |
|---|----------------------|----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| 1 | Argille superficiali | 18.50 | Bassa Reggiana Argille superficiali | Bassa Reggiana Argille superficiali |
| 2 | Argille profonde | 19.50 | Bassa Reggiana Argille profonde | Bassa Reggiana Argille profonde |
| 3 | Sabbie superficiali | 20.50 | Bassa Reggiana Sabbie superficiali | Bassa Reggiana Sabbie superficiali |
| 4 | Sabbie profonde | 21.00 | Bassa Reggiana Sabbie profonde | Bassa Reggiana Sabbie profonde |
| 5 | Limi | 18.50 | Limo argilloso 7 m Moglia | Limo argilloso 7 m Moglia |

Fig. 30 – Tipi di suolo del modello geofisico

Site Profile

| | Depth (m) | Thickness (m) | Soil Type | Vs (m/s) |
|----|-----------|---------------|----------------------|----------|
| 1 | 0.00 | 5.00 | Argille superficiali | 130.00 |
| 2 | 5.00 | 5.00 | Limi | 226.00 |
| 3 | 10.00 | 6.00 | Sabbie superficiali | 251.00 |
| 4 | 16.00 | 7.00 | Argille superficiali | 210.00 |
| 5 | 23.00 | 8.00 | Argille profonde | 250.00 |
| 6 | 31.00 | 13.00 | Sabbie profonde | 270.00 |
| 7 | 44.00 | 13.00 | Sabbie profonde | 345.00 |
| 8 | 57.00 | 15.00 | Argille profonde | 348.00 |
| 9 | 72.00 | 3.00 | Sabbie profonde | 410.00 |
| 10 | 75.00 | Half-Space | Bedrock | 600.00 |

Fig. 31 – Modello geofisico

Si segnala inoltre che in fase di analisi sono stati scartati sei dei 13 sismogrammi in input, poiché poco affini con il sito in esame.

5.4.1.1 Serie temporali

Le serie temporali in accelerazione (accelerogrammi) in output costituiscono la modifica dei segnali originali in input in funzione delle caratteristiche del terreno.

Le serie rappresentate nella figura seguente (Fig. 32) sono relative alla superficie e consentono di verificare la massima accelerazione (PGA), che è risultata pari a 0.25 g.

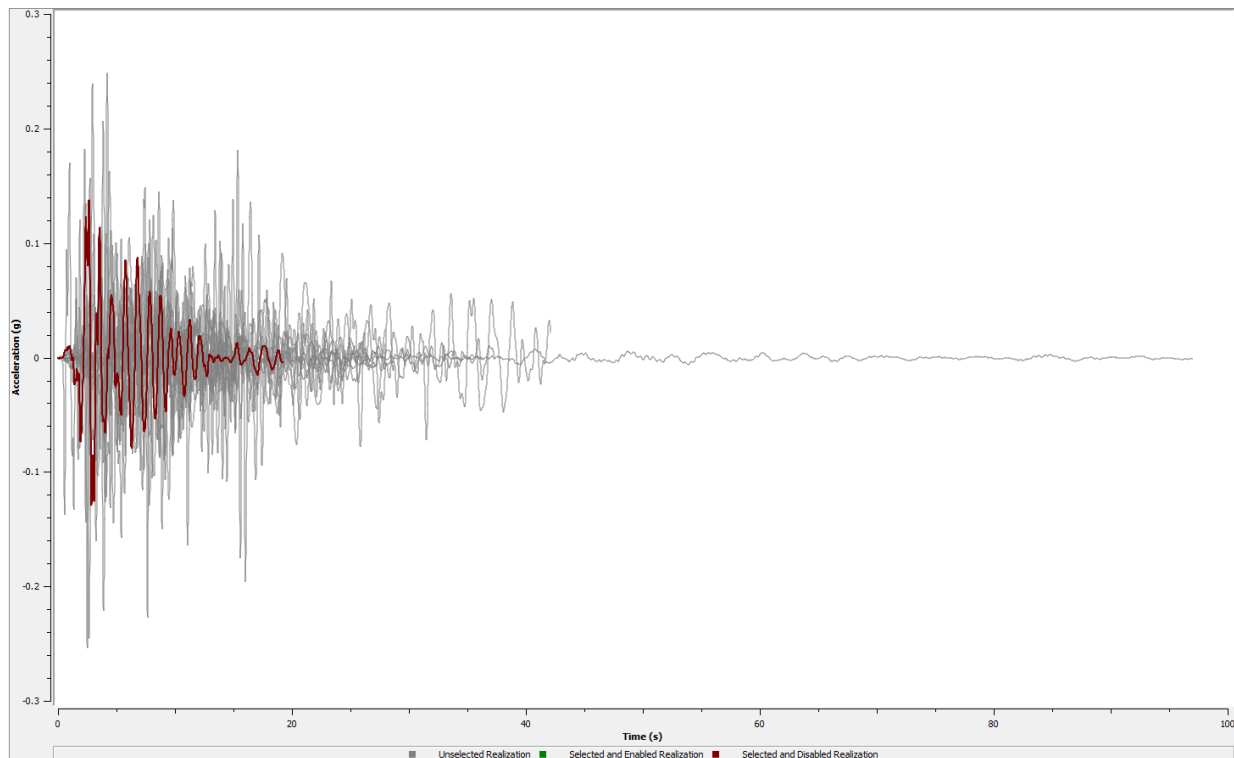


Fig. 32 - Serie temporali di output in superficie

5.4.1.2 Profilo della PGA in funzione della profondità

Per verificare l'andamento della PGA con la profondità è stato realizzato il grafico di Fig. 33, mediando i valori di PGA per ciascuna serie temporale in funzione della profondità. Come si può constatare in questa rappresentazione il valore mediano della PGA in superficie è pari a circa 0.22 g, quindi inferiore a quello che deriva dall'applicazione dei coefficienti sismici di progetto che per un suolo di classe C risulta pari a 0.26 g. Ciò che è interessante, tuttavia, è la sensibile diminuzione di accelerazione che avviene già a partire dalla profondità di circa 5 m da p.c., in corrispondenza della prima variazione stratigrafica. L'accelerazione media, infatti diminuisce in maniera significativa, sino a circa 16 m, profondità alla quale i valori di accelerazione ricominciano ad aumentare.



Fig. 33 – Profilo della PGA dal bedrock alla superficie

5.4.1.3 Spettri di risposta elastici in superficie

I dati di maggior interesse per la progettazione sono gli spettri di risposta elastici in pseudo-accelerazione, ricavati per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%.

In Fig. 34 sono riportati tutti gli spettri calcolati di tutti i segnali utilizzati (in grigio), oltre alle curve rappresentanti i valori mediani (in blu continuo) e i valori mediani +/- la deviazione standard (blu tratteggiato).

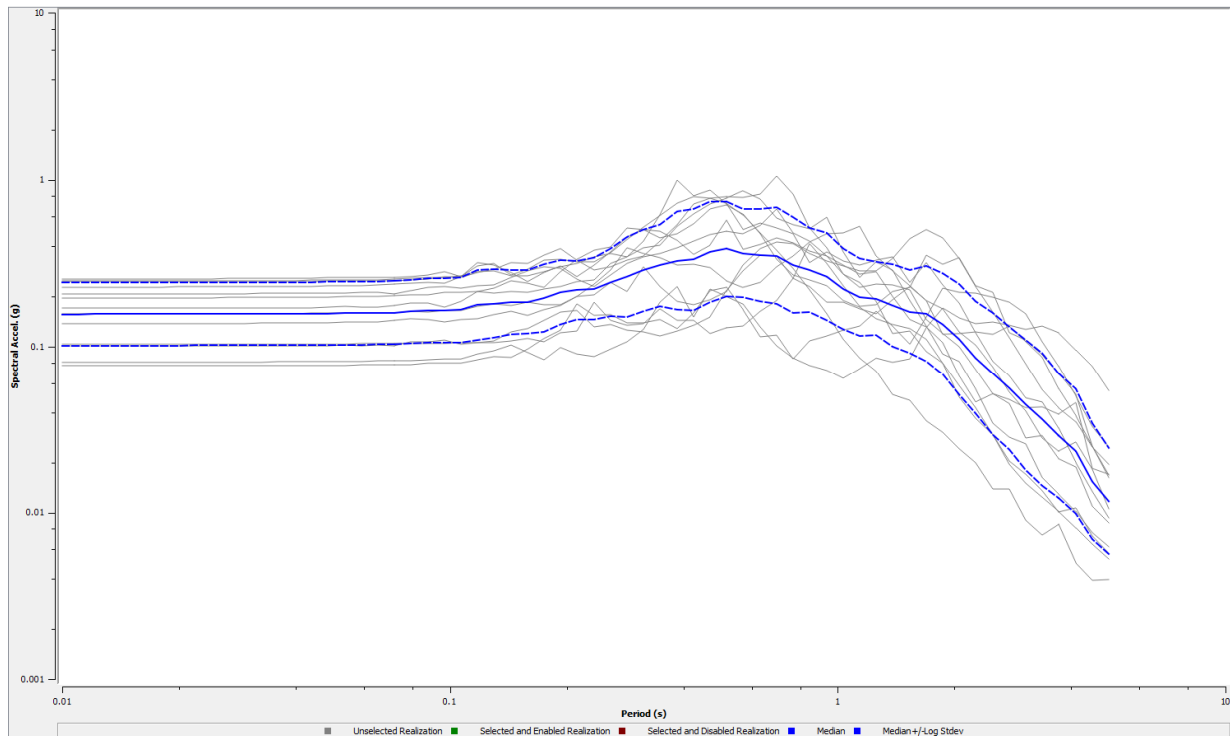


Fig. 34 – Spettri di risposta elastici in accelerazione (in grigio lo spettro per ciascun accelerogramma di output, in blu continuo il valore mediano, in blu tratteggiato il valore mediano +/- la deviazione standard)

In Fig. 35 viene invece presentata la sovrapposizione tra i valori degli spettri derivanti dall'analisi di risposta sismica locale e gli spettri semplificati da normativa. In particolare il confronto è effettuato con gli spettri calcolati per tempi di ritorno di 949 anni per le classi di sottosuolo C (che sarebbe lo spettro di riferimento del sito oggetto di studio in caso di analisi semplificata) e D.

Come si può constatare lo spettro semplificato relativo alla Classe C appare molto cautelativo rispetto al segnale medio, fino ad un periodo di 0.47 s, mentre appare poco cautelativo nell'intervallo tra 0.47 e 0.8 s, tornando cautelativo oltre 0.8 s. Lo spettro relativo alla classe D appare decisamente troppo cautelativo.

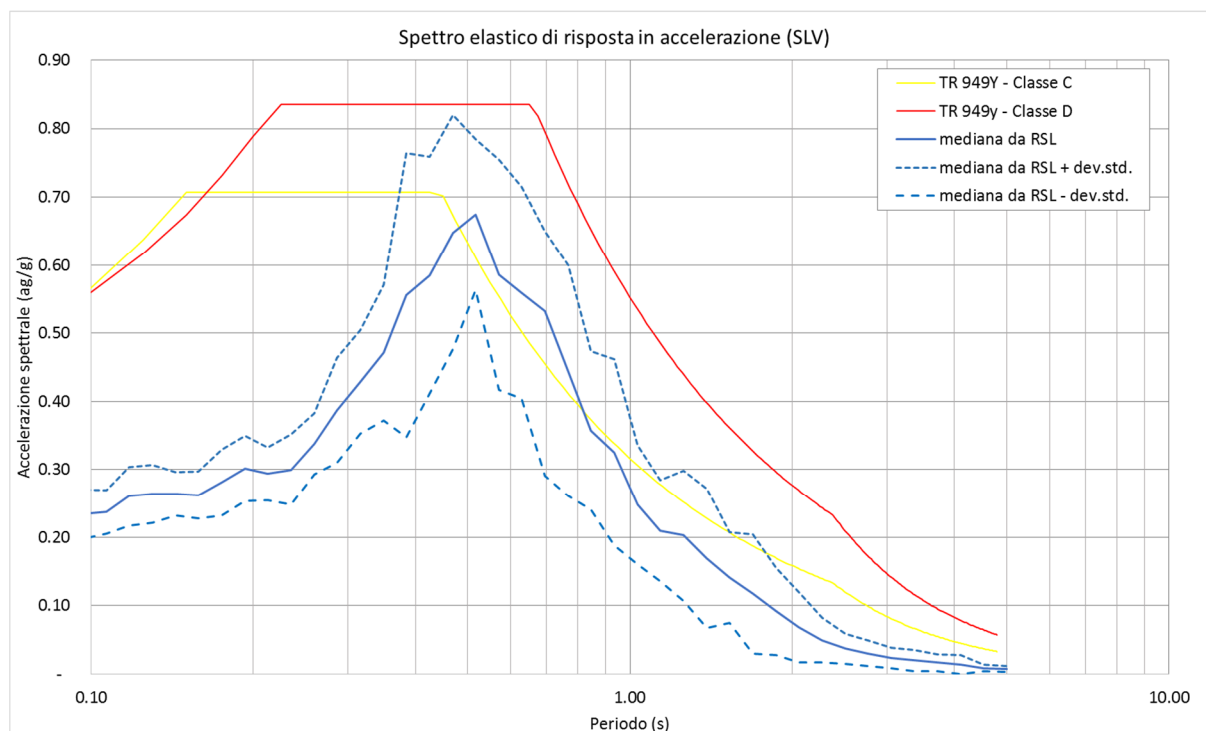


Fig. 35 – Valori mediani dello spettro elastico di risposta in accelerazione confrontato con gli spettri semplificati di normativa (Classi C e D) calcolati per $T_r=949$ anni

5.4.2 RSL per la verticale in provincia di Reggio Emilia (RE-SC2-DH)

Per la verticale in esame stando a quanto illustrato nei paragrafi precedenti il modello geofisico adottato viene riportato nelle seguenti immagini (Fig. 36 e Fig. 37):

| Soil Types | | | | |
|------------------------------------|----------------------------------|--|--|-------|
| Name | Unit Weight (kN/m ³) | G/G_max Model | Damping Model | Notes |
| 1 Limo da argilloso a sabbioso | 18.50 | Limo da deb. argilloso a sabbioso Moglia 3 m | Limo da deb. argilloso a sabbioso Moglia 3 m | |
| 2 Argille superficiali consistenti | 19.00 | Bassa Reggiana Argille superficiali | Bassa Reggiana Argille superficiali | |
| 3 Argille profonde | 19.50 | Bassa Reggiana Argille profonde | Bassa Reggiana Argille profonde | |
| 4 Sabbie superficiali sciolte | 19.00 | Bassa Reggiana Sabbie superficiali | Bassa Reggiana Sabbie superficiali | |
| 5 Sabbie superficiali addensate | 20.00 | Bassa Reggiana Sabbie superficiali | Bassa Reggiana Sabbie superficiali | |
| 6 Sabbie profonde | 21.00 | Bassa Reggiana Sabbie profonde | Bassa Reggiana Sabbie profonde | |
| 7 Sabbie profonde molto addensate | 21.50 | Bassa Reggiana Sabbie profonde | Bassa Reggiana Sabbie profonde | |

Fig. 36 – Tipi di suolo del modello geofisico

Site Profile

| | Depth (m) | Thickness (m) | Soil Type | Vs (m/s) |
|---|-----------|---------------|----------------------------------|----------|
| 1 | 0.00 | 3.00 | Limo da argilloso a sabbioso | 92.00 |
| 2 | 3.00 | 7.00 | Argille superficiali consistenti | 160.00 |
| 3 | 10.00 | 12.00 | Sabbie superficiali sciolte | 233.00 |
| 4 | 22.00 | 11.00 | Sabbie superficiali addensate | 280.00 |
| 5 | 33.00 | 12.00 | Sabbie profonde | 330.00 |
| 6 | 45.00 | 11.00 | Sabbie profonde | 370.00 |
| 7 | 56.00 | 19.00 | Sabbie profonde molto addensate | 410.00 |
| 8 | 75.00 | Half-Space | Bedrock | 600.00 |

Fig. 37 – Modello geofisico

Si segnala inoltre che in fase di analisi si sono tenuti 7 accelerogrammi su 10, scartandone tre poco compatibili con il sito in esame.

5.4.2.1 Serie temporali

Le serie temporali in accelerazione (accelerogrammi) in output costituiscono la modifica dei segnali originali in input in funzione delle caratteristiche del terreno.

Le serie rappresentate nella figura seguente (Fig. 38) sono relative alla superficie e consentono di verificare la massima accelerazione (PGA), che è risultata pari a 0.21 g.

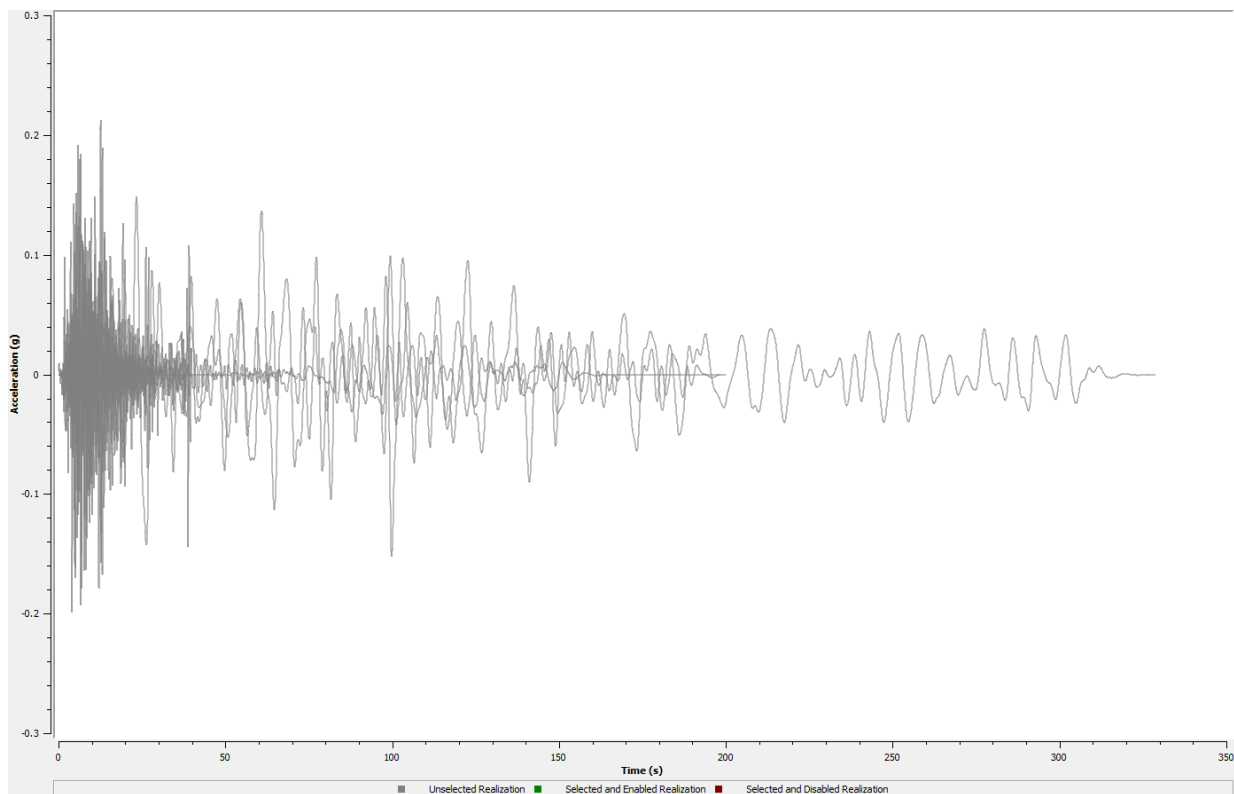


Fig. 38 - Serie temporali di output in superficie

5.4.2.2 Profilo della PGA in funzione della profondità

Per verificare l'andamento della PGA con la profondità è stato realizzato il grafico di Fig. 39, mediando i valori di PGA per ciascuna serie temporale in funzione della profondità. Come si può constatare in questa rappresentazione il valore mediano della PGA in superficie è pari a circa 0.19 g, quindi inferiore a quello che deriva dall'applicazione dei coefficienti sismici di progetto che per un suolo di classe C risulta pari a 0.25 g. Ciò che è interessante, tuttavia, è il particolare andamento oscillante con l'aumentare della profondità. L'accelerazione media, infatti diminuisce per poi aumentare nuovamente in corrispondenza dei principali passaggi sismo-stratigrafici.

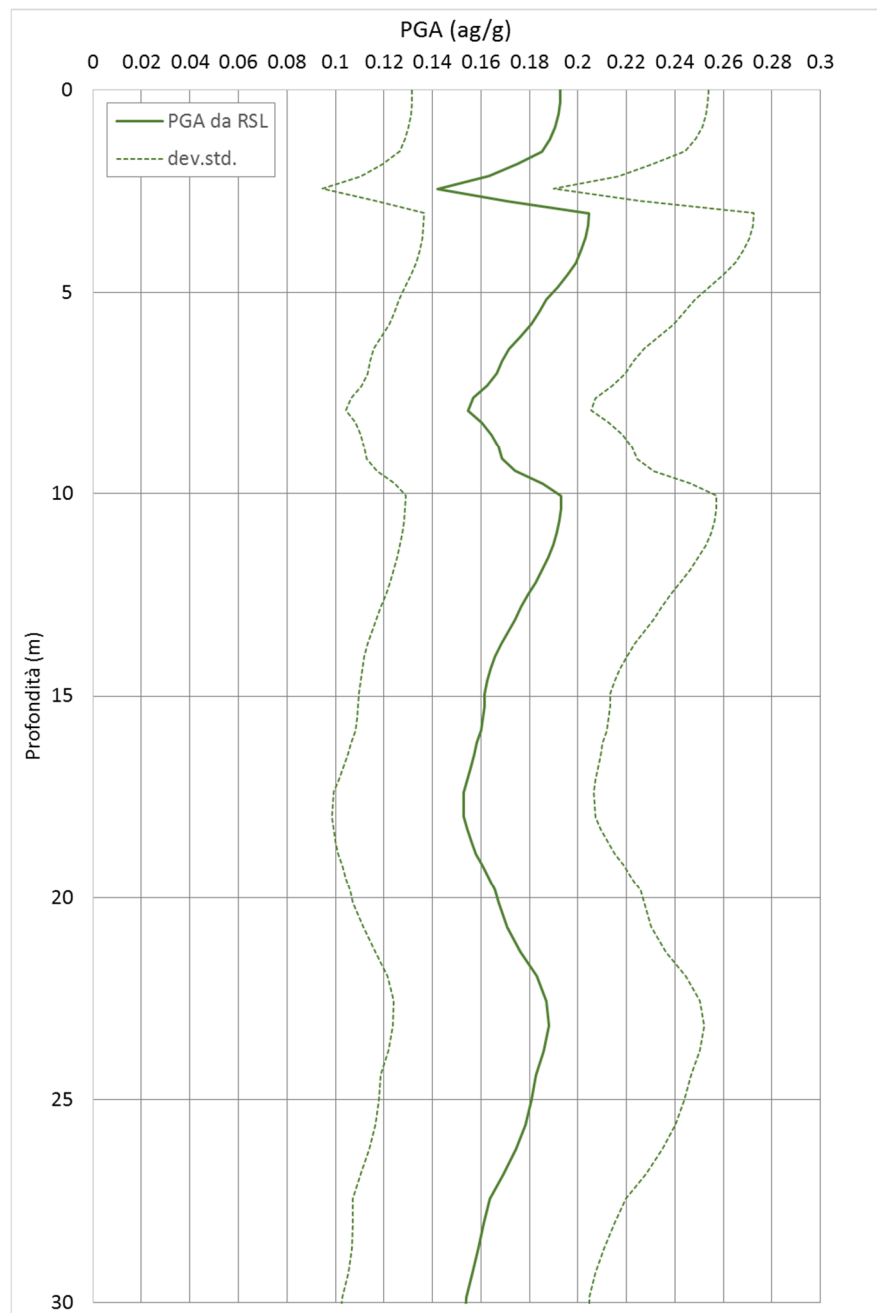


Fig. 39 – Profilo della PGA dal bedrock alla superficie

5.4.2.3 Spettri di risposta elastici in superficie

I dati di maggior interesse per la progettazione sono gli spettri di risposta elastici in pseudo-accelerazione, ricavati per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%.

In Fig. 40 sono riportati tutti gli spettri calcolati di tutti i segnali utilizzati (in grigio), oltre alle curve rappresentanti i valori mediani (in blu continuo) e i valori mediani +/- la deviazione standard (blu tratteggiato).

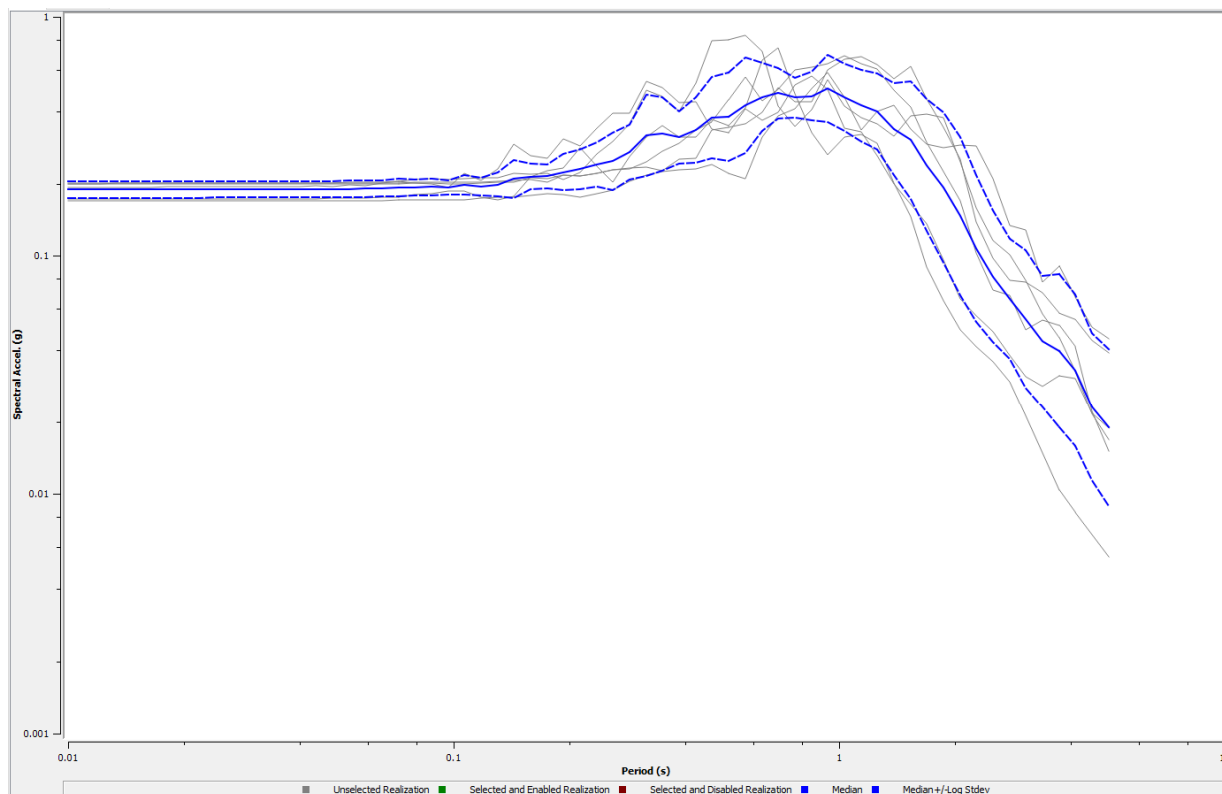


Fig. 40 – Spettri di risposta elastici in accelerazione (in grigio lo spettro per ciascun accelerogramma di output, in blu continuo il valore mediano, in blu tratteggiato il valore mediano +/- la deviazione standard)

In Fig. 41 viene invece presentata la sovrapposizione tra i valori degli spettri derivanti dall'analisi di risposta sismica locale e gli spettri semplificati da normativa. In particolare il confronto è effettuato con gli spettri calcolati per tempi di ritorno di 949 anni per le classi di sottosuolo C (che sarebbe lo spettro di riferimento del sito oggetto di studio in caso di analisi semplificata) e D.

Come si può constatare lo spettro semplificato relativo alla Classe C appare molto cautelativo rispetto al segnale medio, fino ad un periodo di 0.61 s, mentre appare poco cautelativo nell'intervallo tra 0.61 e 1.6 s, tornando cautelativo oltre 1.6 s. Lo spettro relativo alla classe D appare decisamente troppo cautelativo.

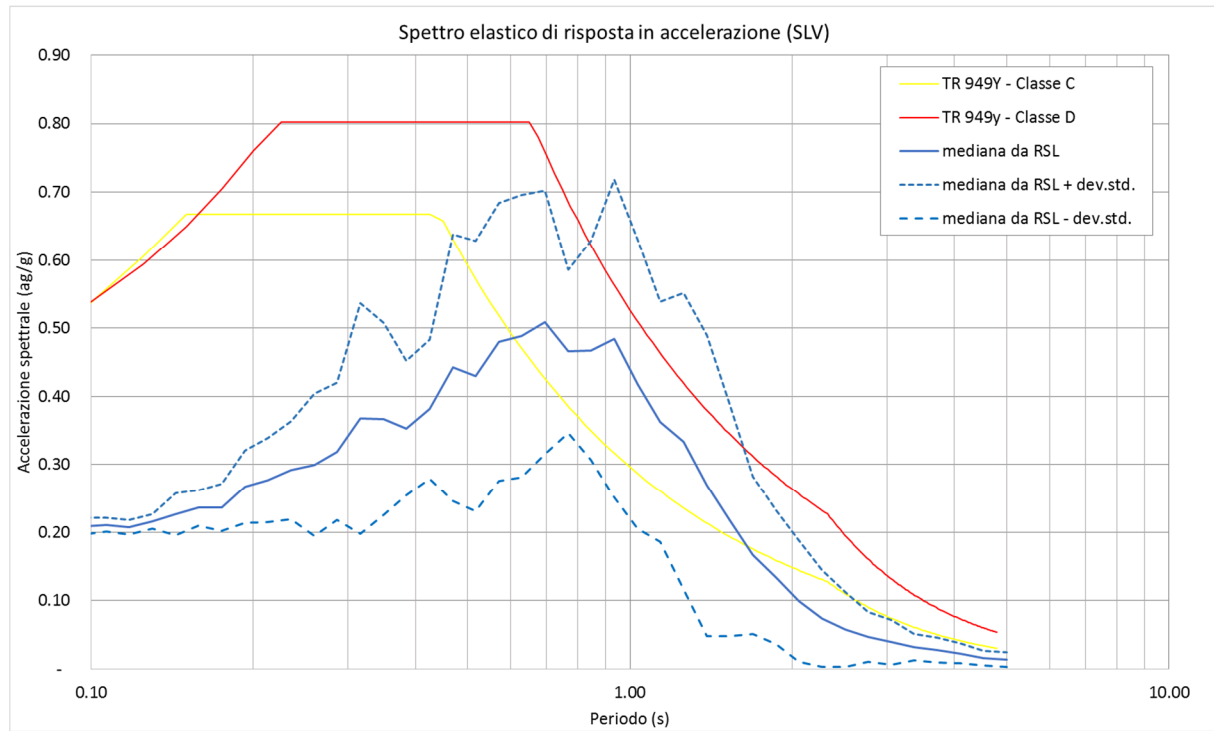


Fig. 41 – Valori medi del spettro elastico di risposta in accelerazione confrontato con gli spettri semplificati di normativa (Classi C e D) calcolati per $T_r=949$ anni