

**Comune di Cesenatico**  
**Provincia di Forlì-Cesena**

**PROGETTO DEFINITIVO ED ESECUTIVO PER LA  
NUOVA COSTRUZIONE DI EDIFICIO DI EDILIZIA  
RESIDENZIALE PUBBLICA COMPRENDENTE N. 18  
ALLOGGI NELL'AREA "EX COLONIA PREALPI" IN VIA  
GALILEO GALILEI, VALVERDE DI CESENATICO**

**COMMITTENTE:**

**ACER** Azienda Casa Emilia Romagna  
della Provincia di Forlì-Cesena  
Viale Giacomo Matteotti 44  
47121 Forlì (FC)  
C. F. e P. IVA 00139940407

**STUDIO REDATTO DA:**

**ANTONIAZZI STUDIO ASSOCIATO**  
- Dott. Geol. Alberto D. Antoniazzi  
- Dott. Geol. Aldo Antoniazzi  
Via P. Tumedei 90  
47121 - Forlì (FC)  
C. F. e P. IVA 02631770407  
Tel. 054365724 - Fax 054366099  
E Mail: [studio@antoniazzistudioassociato.it](mailto:studio@antoniazzistudioassociato.it)

**COLLABORATORI E SPECIALISTI:**

- Dott. Geol. Maurizio Moroni

Elaborato n°

**1**

Scala:

-:-

Data:

**AGOSTO 2018**

Estremi autorizzativi:

Oggetto:

**RELAZIONE GEOLOGICA  
E RELAZIONE SULLA  
MODELLAZIONE SISMICA**

**Revisioni**


**Incarico:**

Progetto definitivo ed esecutivo per la nuova costruzione di edificio di edilizia residenziale pubblica comprendente n. 18 alloggi nell'area "ex Colonia Prealpi" in via Galileo Galilei, Valverde di Cesenatico (FC). Relazione Geologica e Relazione sulla Modellazione Sismica

**Committente:**

ACER Azienda Casa Emilia-Romagna  
della Provincia di Forlì-Cesena  
Viale Giacomo Matteottii n. 44  
47121 Forlì (FC), Italia

**Realizzazione:**

ANTONIAZZI Studio Associato  
Geologia Tecnica e Ambientale  
Via Pompeo Tumedei n. 90  
47121 Forlì (FC), Italia

Dott. Geol. Aldo Antoniazzi

**Collaboratori:**

Dott. Geol. Alberto Antoniazzi

**Consulenti:****Specialisti:**

Dott. Geol. Maurizio Moroni

**Coordinamento:**

Dott. Geol. Aldo Antoniazzi



Tutti i diritti riservati

## INDICE

<b>ELABORATI:</b>	<b>4</b>
<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>5</b>
<b>1. PREMESSA</b>	<b>6</b>
1.1. Opere in progetto	6
1.2. Scopi dell'indagine	6
1.3. Definizione del modello geologico	6
<b>2. INQUADRAMENTO DEL SITO</b>	<b>7</b>
2.1. Ubicazione	7
2.2. Lineamenti morfologici	9
2.3. Rischio idrogeologico	9
2.4. Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni	10
2.5. Dissesto e vulnerabilità territoriale	12
<b>3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO</b>	<b>14</b>
3.1. Cartografia geologica	14
3.2. Inquadramento geologico	14
3.3. Inquadramento tettonico	16
<b>4. SITUAZIONE GEOLITOLOGICA DEL SITO IN ESAME</b>	<b>18</b>
4.1. La serie dei terreni	18
4.2. Sezioni geologiche	19
<b>5. IDROGEOLOGIA</b>	<b>20</b>
5.1. Situazione generale	20
5.2. Situazione locale	21
5.2.1. Falda freatica	21
5.2.2. Falde confinate	21
<b>6. CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEI TERRENI</b>	<b>22</b>
6.1. Determinazione dei parametri geotecnici	22
6.2. Parametri geotecnici dei terreni in esame	23
<b>7. SISMICITÀ</b>	<b>24</b>
7.1. Classificazione sismica del Comune di Cesenatico	24
7.2. Zonizzazione sismica	25
7.3. Terremoto di riferimento	25
7.4. Magnitudine di progetto	27
<b>8. INDAGINE GEOFISICA</b>	<b>30</b>
8.1. Risposta del terreno: approccio semplificato	30
8.1.1. Impostazione concettuale	30
8.1.2. Modalità operative	30
8.1.3. Risultati ottenuti	33
8.1.4. Rilievo Re.Mi. congiunto con H.V.S.R.	33
8.1.5. Rilievo M.A.S.W. congiunto con H.V.S.R.	35
8.1.6. Rilievo H.V.S.R. congiunto con Re. Mi.	36
8.1.7. Categoria di sottosuolo	40
8.1.8. Parametrizzazione sismica	40
8.2. Risposta Sismica Locale	41
8.2.1 introduzione	41
8.2.2 modello sismostratigrafico	42
8.2.3. Comportamento non lineare dei terreni e curve di degrado	42
8.2.4. Pericolosità sismica di sito e moto di input	46
8.2.5. Risultati dell'Analisi di Risposta Sismica Locale	50
8.2.5.1. Stato Limite Operatività (SLO)	51
8.2.5.2. Stato Limite Danno (SLD)	53
8.2.5.3. Stato Limite Vita (SLV)	55
8.2.5.4. Stato Limite Collasso (SLC)	56
<b>9. VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE</b>	<b>58</b>
9.1. Premessa	58
9.2. Suscettività alla liquefazione	58
9.3. Stima dei cedimenti permanenti post-sismici	60

Progetto definitivo ed esecutivo per la nuova costruzione di edificio di edilizia residenziale pubblica comprendente n. 18 alloggi nell'area "ex Colonia Prealpi" in via Galileo Galilei, Valverde di Cesenatico (FC). Relazione Geologica e Relazione sulla Modellazione Sismica

9.4. Rischio di liquefazione .....	61
9.5. Stabilizzazione dei terreni liquefacibili.....	61
9.6. Suggestimenti tecnici sulle fondazioni in terreni liquefacibili.....	62
<b>10. ORIENTAMENTI TECNICI .....</b>	<b>64</b>
10.1. Modello geologico ed idoneità del terreno .....	64
10.2. Portanza del terreno .....	64
10.3. Cedimenti del terreno.....	65
10.4. Coefficiente di sottofondo .....	66
10.5. Indicazioni progettuali .....	67
<b>11. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE .....</b>	<b>68</b>

**ELABORATI:**

1	Relazione Geologica e Relazione sulla Modellazione Sismica
2	Carta Geologica con l'ubicazione delle prove in sito (scala 1:200)
3	Prove in sito e di laboratorio
4	Sezioni Geologiche (scala 1:100)
5	Verifica del Potenziale di Liquefazione

## **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

### **Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018**

Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"

### **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 gennaio 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 7.2 (2002)**

Progettazione geotecnica - Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI

### **Eurocodice 7.3 (2002)**

Progettazione geotecnica - Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI

**Leggi Regionali** in materia di pianificazione e di Vincolo Idrogeologico

**Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico** redatto dall'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli

**Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale** della Provincia di Forlì-Cesena

**Piano Regolatore Generale (PRG)** del Comune di Cesenatico

**Piano Strutturale Comunale (PSC)** del Comune di Cesenatico

### **D.M. 11.03.1988**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione

## **1. PREMESSA**

### **1.1. OPERE IN PROGETTO**

La presente indagine geologica e sismica riguarda la zona interessata dalla nuova costruzione di edificio di edilizia residenziale pubblica comprendente n. 18 alloggi nell'area "ex Colonia Prealpi" in via Galileo Galilei a Valverde di Cesenatico (FC).

### **1.2. SCOPI DELL'INDAGINE**

La presente indagine è stata realizzata al fine di definire la situazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica dell'area in esame, di ricostruire il modello geologico e i lineamenti geotecnici dei terreni interessati, di riconoscere la presenza di acque sotterranee, di caratterizzare la situazione sismica locale, di definire il potenziale di liquefazione del terreno, di fornire indicazioni e prescrizioni in merito all'utilizzabilità geologica dell'area.

### **1.3. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO**

Il modello geologico locale è stato definito con riferimento:

- ♦ all'insieme degli elementi cartografici, stratigrafici e normativi disponibili in merito al suolo e sottosuolo considerato;
- ♦ ad un attento rilevamento di superficie;
- ♦ all'attuazione di un sondaggio a carotaggio continuo (S1);
- ♦ all'esecuzione di 3 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU1, CPTU2 e CPTU3);
- ♦ all'installazione di 3 piezometri Norton nei fori penetrometrici;
- ♦ all'effettuazione di prove in laboratorio su tre campioni (proprietà indice, taglio diretto, edometria);
- ♦ alla realizzazione di un'indagine geofisica per la definizione della categoria di sottosuolo di riferimento del terreno (M.A.S.W., Re.Mi. e H.V.S.R.).

L'ubicazione delle prove in sito è precisata nella carta geologica in scala 1:200 (elaborato 2). I dati di base, i grafici e le interpretazioni delle prove in sito e in laboratorio sono raccolti nell'elaborato 3.

## **2. INQUADRAMENTO DEL SITO**

### **2.1. UBICAZIONE**

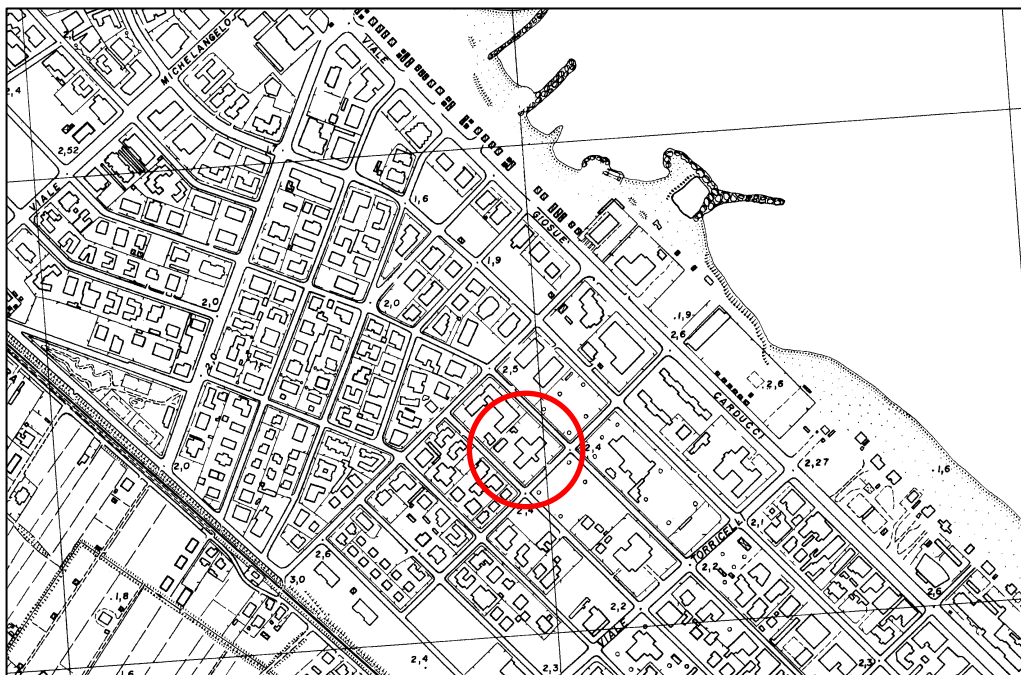
L'area in esame, com'è evidente nell'estratto cartografico riportato nella figura n. 1, è situata in località Valverde del Comune di Cesenatico e, in particolare, nella zona interposta tra viale Galileo Galilei, viale Pitagora e viale Archimede.



*Figura n. 1 - Ubicazione del sito in esame (Mappe Michelin)*

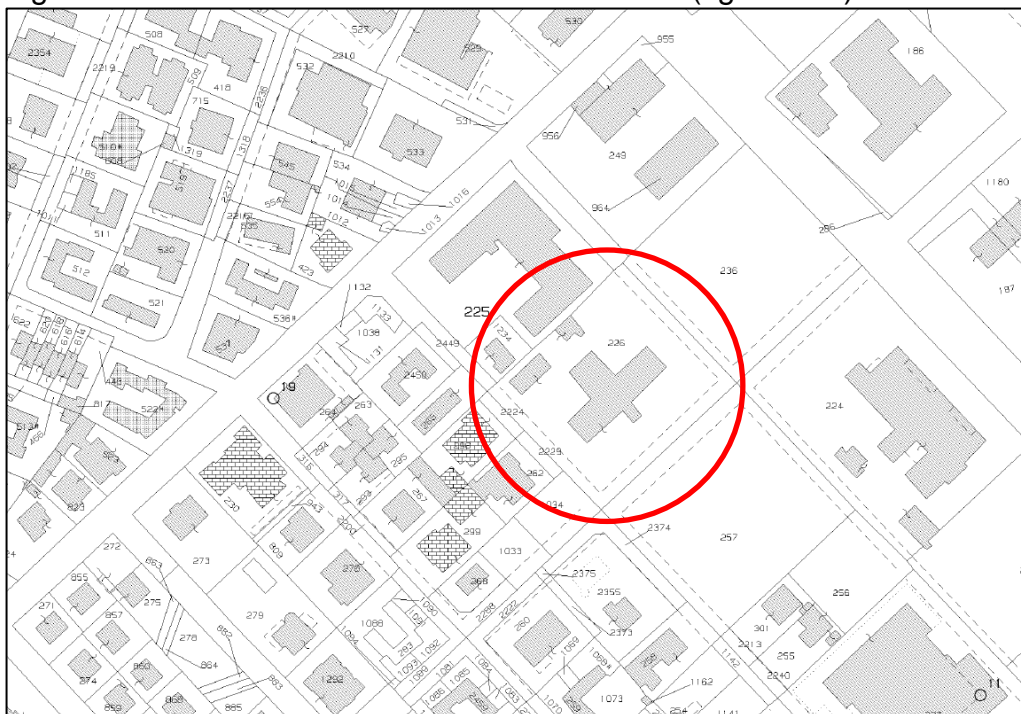
L'inquadramento topografico dell'area in esame [originale su base C.T.R. in scala 1:10.000 (Sezione 256020 Villamarina)] è riportato nella figura n. 2.





*Figura n. 2 - Inquadramento topografico dell'area considerata*

L'area in oggetto è censita al N.C.E.U. con la particella n. 226 del foglio catastale n. 39 del Comune di Cesenatico (figura n. 3).



*Figura n. 3 - Situazione catastale dell'area considerata*

## **2.2. LINEAMENTI MORFOLOGICI**

L'area pianeggiante in esame è situata nella pianura costiera di Cesenatico a circa 300 metri dalla linea di costa ed alla quota di circa 1,5 metri sul livello marino. Un quadro dell'attuale situazione morfologico ambientale del sito considerato è fornito dall'immagine aerea riportata nella figura n. 4.



*Figura n. 4 - Visione aerea dell'area in esame e della zona di pertinenza (Google Earth - 30/04/2017)*

## **2.3. RISCHIO IDROGEOLOGICO**

Nella Perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico (Titolo II - "Assetto della rete idrografica") in scala 1:25.000 del vigente Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico, redatto dall'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli, l'area in esame ricade tra quelle di potenziale allagamento (art. 6). Si veda in proposito il relativo estratto cartografico riportato nella figura n. 5.





Figura n. 5 - Estratto della Perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico (Tavv. 256 NO - 256 SO).

#### **2.4. PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO DI ALLUVIONI**

Nell'ambito territoriale del reticolo naturale principale e secondario del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (Direttiva 2007/60/CE e D.Lgs. 49/2010), adottato il 17 dicembre 2015 e approvato il 3 marzo 2016, l'area in esame appare con uno scenario di pericolosità assente (figura n. 6a), mentre nell'ambito territoriale del reticolo secondario di pianura (figura n. 6b) ricade in uno scenario di pericolosità P2 - M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - Media probabilità).

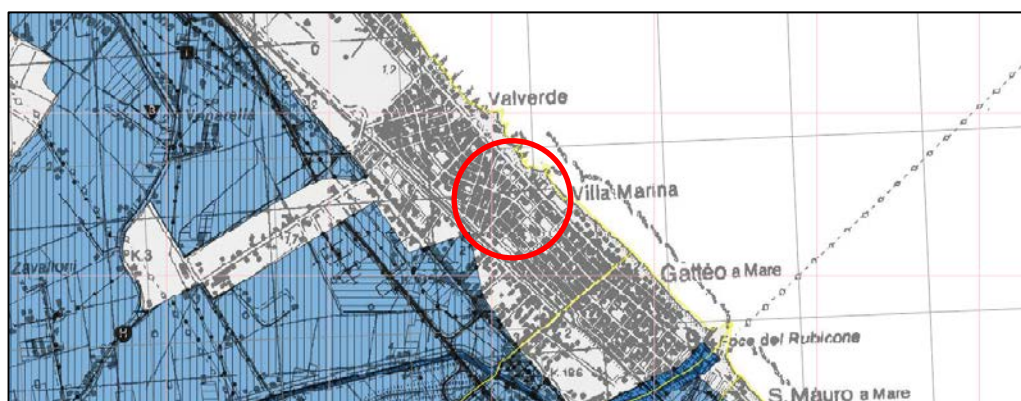


Figura n. 6a - Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni. Ambito territoriale del reticolo naturale principale e secondario. Estratto della Tavola 256 NO - Bellaria Igea Marina. Scenario di pericolosità assente nell'area in esame



*Figura n. 6b - Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni. Ambito territoriale del reticolo secondario di pianura. Estratto della Tavola 256 NO - Bellaria Igea Marina. Scenario di pericolosità P2 - M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - Media probabilità) nell'area in esame*

Nell'ambito territoriale Aree Costiere Marina (figura n. 6c) ricade nel settore di valle in uno scenario di pericolosità P2 - M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno 100 anni - Media probabilità) e nel settore di monte in uno scenario di pericolosità P1 - L (Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi: tempo di ritorno  $\gg 100$  anni)



*Figura n. 6c - Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni. Ambito territoriale Aree Costiere Marine. Estratto della Tavola 12 - Bellaria Igea Marina. Nel settore di valle è presente uno scenario di pericolosità P2 - M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno 100 anni - Media probabilità), nel settore di monte è evidente uno scenario di pericolosità P1 - L (Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi: tempo di ritorno  $\gg 100$  anni)*



## **2.5. DISSESTO E VULNERABILITÀ TERRITORIALE**

Un inquadramento dei rischi geologici, idrogeologici e geomorfologici del territorio provinciale è fornito dalla Carta del dissesto e della vulnerabilità territoriale in scala 1:10.000 del P.T.C.P. - P.S.C. vigente. Nel suo estratto, riportato nella figura n. 7, l'area in esame riguarda:

- l'acquifero freatico costiero;
- un territorio soggetto a subsidenza.

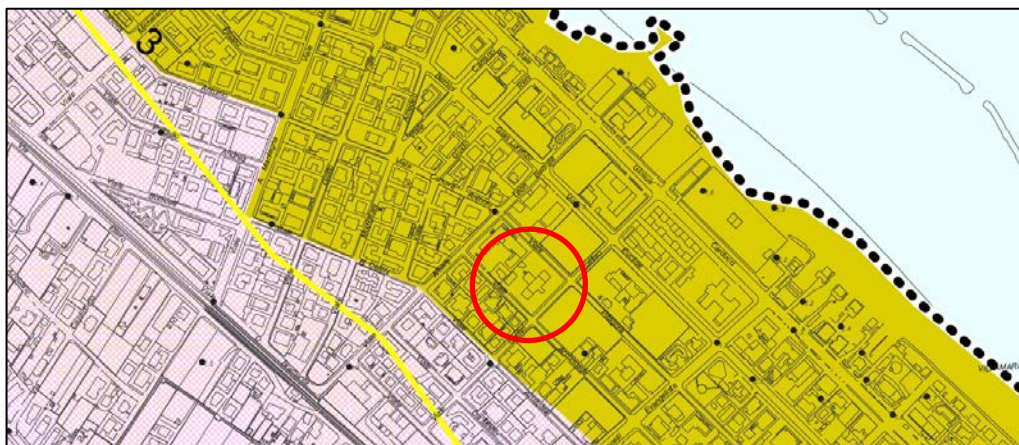


Figura n. 7 - Estratto della Carta del dissesto e della vulnerabilità territoriale del P.T.C.P. - P.S.C. (Tavola B3).

L'acquifero freatico costiero, praticamente privo di utilizzabilità pratica, è contenuto nelle sabbie del litorale, che, nel territorio comunale di Cesenatico, hanno una potenza media dell'ordine di 7,5 metri, con campo di variabilità contenuto tra i 5 e i 10 metri, e poggiano su una potente successione di limi argillosi e argille limose alluvionali con, più o meno sporadiche, intercalazioni prevalentemente sabbiose.

I dati raccolti per il P.R.G. hanno posto in evidenza che, nella fascia litoranea di Cesenatico, il livello dell'acquifero freatico costiero normalmente varia, a seconda dei luoghi e dei momenti nell'anno, tra 1,0 e 2,5 metri al di sotto del piano di campagna. Vi sono state però segnalazioni anche di maggiori salienze dell'acqua sotterranea.

In merito alla subsidenza, un fenomeno assai diffuso nella pianura romagnola<sup>1</sup>, conseguente ad eccessive estrazioni di fluidi dal sottosuolo (acqua, idrocarburi), l'area considerata ricade in una zona ove l'abbassamento del suolo è indicato dell'ordine di 3 centimetri all'anno dopo il 1970. Va tenuto però conto che, in tempi più recenti, il valore della subsidenza tende a diminuire nella pianura romagnola.

Questo fenomeno, caratterizzato da abbassamenti orizzontali

---

<sup>1</sup> Regione Emilia-Romagna, *Sistematizzazione dei dati ambientali del territorio regionale soggetto a subsidenza (legge 845/80)*, 1994, inedito.

generalizzati del suolo, è da ritenere non crei problemi al fabbricato residenziale in oggetto, perché le sue conseguenze «sono sensibili solo nell'intorno dei grandi agglomerati urbani ed industriali ed in aree densamente popolate. Raramente vengono riportati casi di dissesti alle costruzioni, e solo in casi eccezionali o per l'entità della subsidenza (come a Città del Messico) o per il tipo di costruzione (come per la torre di Pisa). Più frequenti sono i problemi connessi con le infrastrutture idrauliche e con l'evoluzione e la difesa della costa»<sup>2</sup>.

---

<sup>2</sup> C. Viggiani, *Fattori determinanti e controllo della subsidenza*, in "Atti del convegno «I problemi della subsidenza nella politica del territorio e della difesa del suolo» tenutosi a Pisa il 9-10 dicembre 1978", Pisa, 1978, p. 66.

### **3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO**

#### **3.1. CARTOGRAFIA GEOLOGICA**

Per quanto concerne la cartografia ufficiale, l'area in oggetto figura:

- nella Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000, foglio 256 "Rimini", pubblicata dal Servizio Geologico d'Italia (ISPRA) nel 2005;
- nella Carta geologica dell'Appennino Emiliano-Romagnolo dalla Regione Emilia-Romagna (inedita), scala 1:10.000, Sezione 256020, toponimo Villamarina, (estratto nella figura n. 8).



*Figura n. 8 - Estratto della Carta geologica dell'Appennino Emiliano-Romagnolo (originale in scala 1:10.000) concernente l'area in esame e la zona di pertinenza*

I particolari della situazione locale ed il quadro d'assieme delle prove in sito eseguite sono definiti nella Carta geologica in scala 1:200 (elaborato 2).

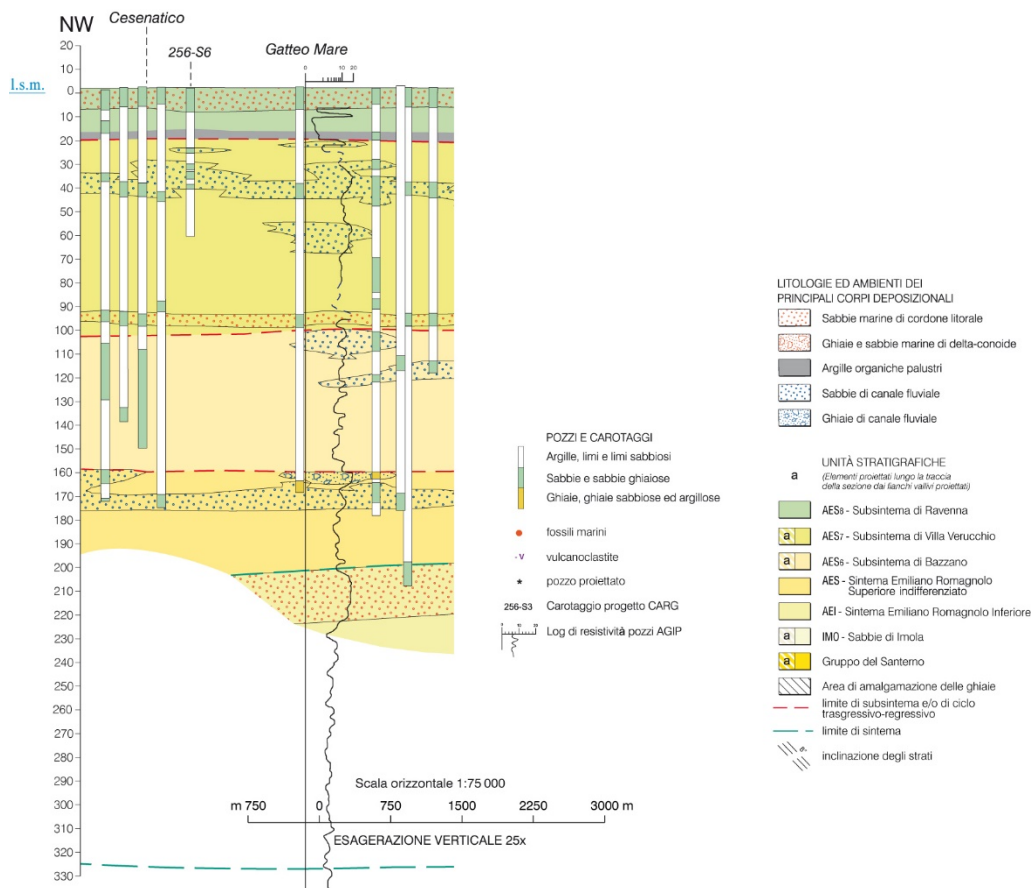
#### **3.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO**

La Carta Geologica dell'Appennino Emiliano-Romagnolo in scala 1:10.000, di cui è riportato l'estratto nella figura n. 8, mostra che l'area in esame è interessata da un deposito di sabbie litoranee di pertinenza dell'Unità di Modena (AES8a) dell'Olocene. L'insieme di questa Unità è contraddistinto da sabbie, argille e limi di ambiente alluvionale, deltizio e litorale, organizzati in corpi sedimentari lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi, di spessore plurimetrico.

Nella figura n. 9 è riportato un tratto, della sezione costiera, tratta dal foglio 256 Rimini della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000

(allegato: Geologia del sottosuolo), che evidenzia le caratteristiche del sottosuolo locale.

#### SEZIONE COSTIERA



*Figura n. 9 - Sezione geologica che evidenzia le caratteristiche del sottosuolo nella zona di pertinenza dell'area in esame*



### 3.3. INQUADRAMENTO TETTONICO

Il territorio romagnolo, in cui ricade il tratto costiero in esame, fa parte strutturalmente dell'Appennino Settentrionale<sup>3</sup> e, com'è evidente nello schema tettonico dell'Emilia-Romagna<sup>4</sup> (figura n. 10), è contraddistinto da ampi fronti di scorrimento, che individuano importanti accavallamenti in parte sepolti dai depositi alluvionali della pianura.

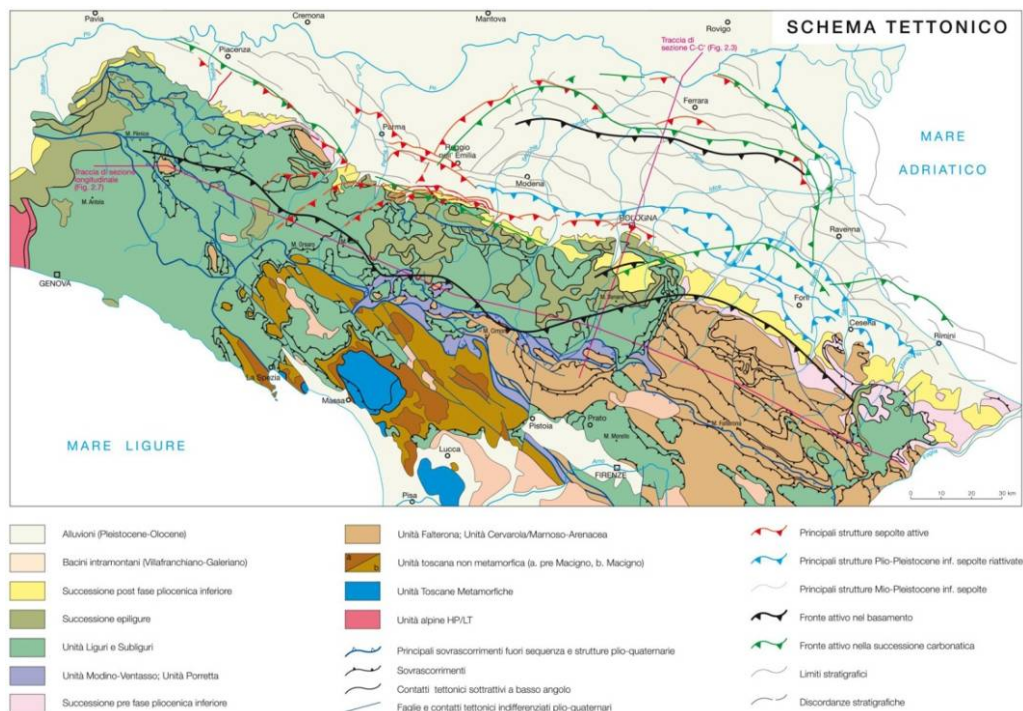


Figura n. 10 - Schema tettonico dell'Emilia-Romagna

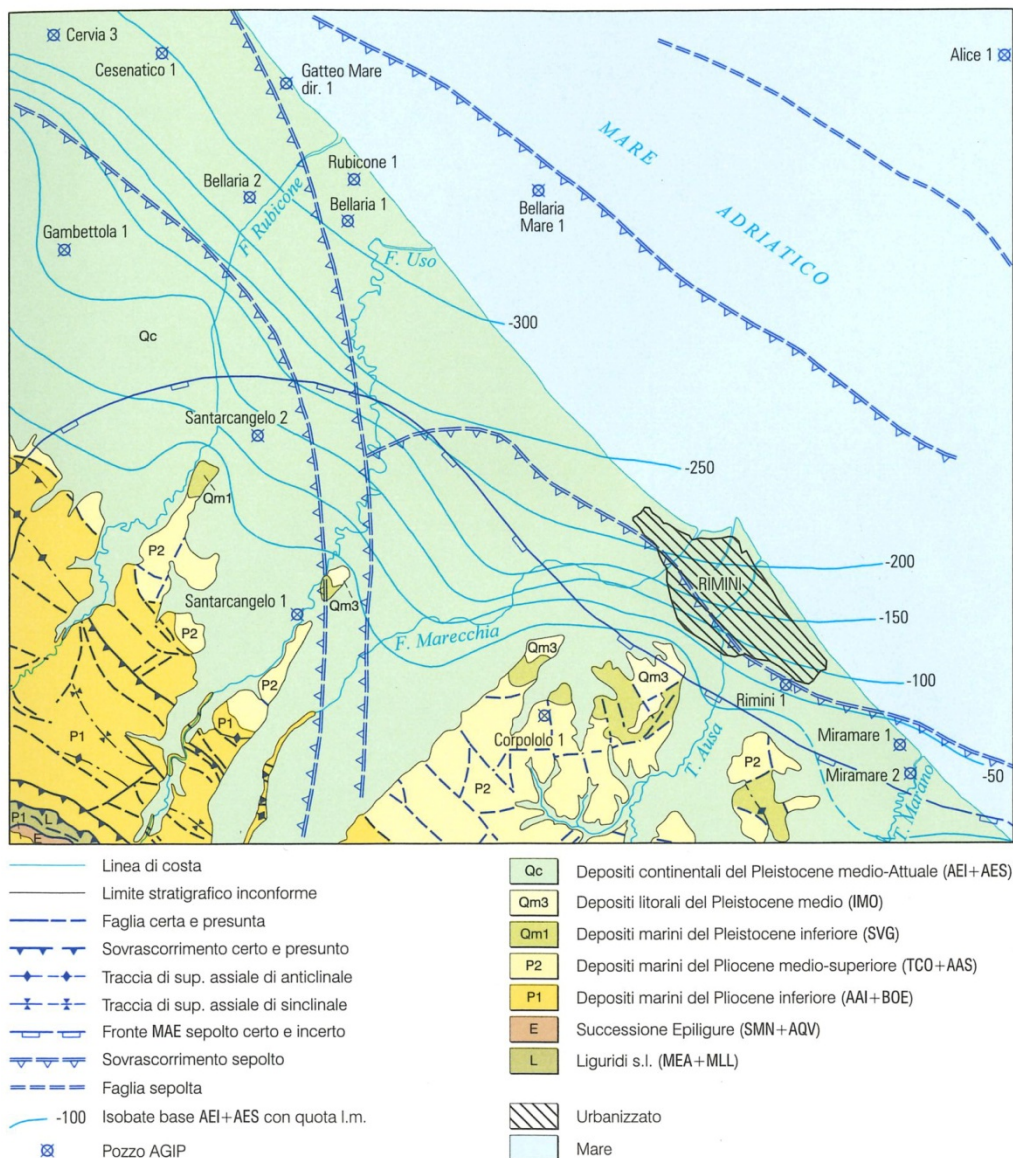
I lineamenti tettonici del sottosuolo in esame sono visibili nella figura n. 11, tratta dal foglio 256 Rimini della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000. L'area in esame è situata, in particolare, in una zona prossima ad un sovrascorrimento sepolto.

<sup>3</sup> L'Appennino settentrionale è una catena a falde derivata dal corrugamento e dalla sovrapposizione di prismi sedimentari, depositatisi nel paleo oceano ligure-piemontese e sul margine continentale della microplacca dell'Adria, durante la collisione tra la placca africana e quella europea. L'orogenesi, iniziata nell'Eocene medio e sviluppata soprattutto a partire dall'Oligocene, ha dato luogo a pieghe e a sovrascorrimenti lungo faglie inverse con spostamento generale verso nord-est.

<sup>4</sup> Redatto dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli dell'Emilia-Romagna.

**SCHEMA TETTONICO**

Scala 1:200.000



**Figura n. 11 - Tettonica della zona di pertinenza dell'area in esame**

## 4. SITUAZIONE GEOLITOLOGICA DEL SITO IN ESAME

### 4.1. LA SERIE DEI TERRENI

Le prove in sito eseguite (sondaggio e penetrometrie statiche CPTU) hanno consentito di riconoscere la situazione e le caratteristiche del terreno presente nel sottosuolo dell'area in oggetto.

Il sondaggio a carotaggio continuo ha esplorato il substrato alluvionale locale fino alla profondità di 15 metri sotto il piano di campagna. Nella tabella n. 1 sono sinteticamente compendiate le conoscenze sul sottosuolo così acquisite.

TABELLA N. 1 - LINEAMENTI STRATIGRAFICI E GEOTECNICI FORNITI DAL SONDAGGIO

Profondità (m)	Descrizione sintetica del terreno	Pocket (N/cm <sup>q</sup> )		Vane Test (N/cm <sup>q</sup> )	
		Min	Md	Min	Md
0,0 - 0,4	Sabbia fine con frustuli organici e presenza di ghiaietto arrotondato	-	-	-	-
0,4 - 5,2	Sabbia fine, talora fine-media, con un arricchimento in materia organica a tra 4,2 e 4,4 metri di profondità nel sottosuolo	-	-	-	-
5,2 - 8,2	Sabbia fine con abbondanti bioclasti con talvolta intercalati livelletti centimetrici di sabbia fine limosa	-	-	-	-
8,2-11,7	Limo argilloso e argilla limosa con presenza di calcinelli ad oltre 9,6 metri nel sottosuolo	0,3	1,3	0,1	0,6
11,7-12,7	Limo sabbioso	-	-	-	-
12,7-15,0	Limo argilloso e argilla limosa con presenza di calcinelli ed un livelletto di sabbia limosa tra 13,2 e 13,3 metri nel sottosuolo	1,7	2,0	0,9	1,0

Le tre prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU), eseguite nell'area in esame, sono state spinte fino a poco meno di 16 metri di profondità rispetto al piano di campagna. Per ricostruire le caratteristiche del sottosuolo attraversato, i dati acquisiti sono stati elaborati con le metodologie di Begemann (1965 - A.G.I. 1977), di Schmertmann (1978), di Robertson e Campanella (1983) e di Schneider (2008). L'insieme di queste prove ha sostanzialmente confermato quanto mostrato dal sondaggio a carotaggio continuo, evidenziando che il deposito sabbioso costiero superficiale ha uno spessore di circa 8 metri e che può essere distinto in una parte superiore, della potenza di circa 5 metri, costituita da sabbia fine e/o medio fine limosa mediamente addensata, e in una parte inferiore in cui il deposito sabbioso è contraddistinto dalla presenza di livelli lentiformi di limo sabbioso e limo argilloso. Anche nel sedimento limoso argilloso e/o argilloso limoso, sottostante alle sabbie litoranee, le penetrometrie, come il sondaggio, consentono di distinguere una parte superiore da molle a mediamente consistente da un settore inferiore mediamente consistente.

L'insieme dei dati acquisiti, tenendo conto anche dei risultati delle

prove in laboratorio, ha mostrato che, nello spessore esplorato, la successione stratigrafica in esame presenta le caratteristiche sintetizzate nella tabella n. 2

TABELLA N. 2 - STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO DELL'AREA CONSIDERATA

<b>Profondità (m)</b>	<b>Unità litostratigrafica</b>	<b>Descrizione sintetica del terreno</b>
0,0 - 5,0/5,2	A	Sabbia fine e/o medio fine limosa mediamente addensata
5,0/5,2 - 7,6/8,2	B	Sabbia fine e/o medio fine limosa mediamente addensata con intercalazioni lentiformi di limo sabbioso e limo argilloso
7,6/8,2 - 12,6/12,7	C	Limo argilloso e/o argilla limosa da molle a mediamente consistente
12,6/12,7-15,9	D	Limo argilloso e/o argilla limosa mediamente consistente

#### **4.2. SEZIONI GEOLOGICHE**

Le sezioni geologiche in scala 1:100 (elaborato 4) mostrano la situazione e l'andamento del deposito sedimentario presente nel sottosuolo dell'area in oggetto. La loro ricostruzione è stata eseguita utilizzando ed elaborando l'insieme dei dati resi disponibili dalle prove in sito eseguite.



particolare il Gruppo Acquifero A concerne il Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES), mentre quello B riguarda il Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore (AEI). Il più antico Gruppo Acquifero C, interessa invece depositi costieri e marini marginali caratterizzati da sabbie alternate a sedimenti più fini. In prossimità dei principali sbocchi vallivi ricadono in quest'ultimo Gruppo anche le ghiaie intercalate alle sabbie dei delta conoidi dei fiumi appenninici risalenti al Pleistocene inferiore e medio.

## **5.2. SITUAZIONE LOCALE**

### **5.2.1. Falda freatica**

Nell'area in esame è presente una modesta falda freatica, direttamente alimentata dalle acque di precipitazione. Le profondità del livello idrico, rilevate nei piezometri tipo Norton, sono compendiate nella tabella n. 3.

TABELLA N. 3 - PROFONDITÀ DELLA FALDA RISPETTO AL PIANO DI CAMPAGNA

DATA DELLA MISURA	PROFONDITÀ IN METRI NEI PIEZOMETRI:		
	CPTU1	CPTU2	CPTU3
05/06/2018	1,6	1,5	1,4
18/06/2018	1,4	1,5	1,6

In base ai dati piezometrici acquisiti, risulta che, nel periodo considerato, localmente la falda freatica era situata mediamente a 1,5 metri sotto il piano di campagna. Va però tenuto conto che, in seguito a periodi d'intense e prolungate precipitazioni, questa falda può avvicinarsi in modo significativo alla superficie topografica.

### **5.2.2. Falde confinate**

Nel territorio costiero, ove è situata l'area in esame, le falde artesiane sono confinate in profondità nel sottosuolo da una potente coltre prevalentemente argilloso limosa (acquitardo).



## 6. CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEI TERRENI

### 6.1. DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Le caratteristiche geotecniche dei terreni in esame sono state definite in base:

- alle determinazioni in laboratorio effettuate su tre campioni prelevati durante l'esecuzione del sondaggio S1;
- all'elaborazione dei dati forniti dalle penetrometrie;
- ad elementi forniti dalla letteratura geotecnica sui terreni in esame.

Le determinazioni in laboratorio (proprietà indice, taglio CD ed edometria) sono state eseguite su tre campioni di terreno prelevati, durante l'esecuzione del sondaggio, rispettivamente alla profondità di 3,0-3,5 metri (campione 1), 5,5-6,1 metri (campione 2) e 10,0-10,6 metri (campione 3) rispetto al piano di campagna.

La sintesi dei risultati ottenuti dalle determinazioni in laboratorio eseguite sui tre campioni è riportata nella tabella n. 4. Per i particolari si veda la relativa documentazione raccolta nell'elaborato 4.

TABELLA N. 4 - RISULTATI DELLE PROVE IN LABORATORIO

Campione			Proprietà indice			Taglio CD		Edometro ( $\sigma = 1,0 \text{ kg/cm}^2$ )		
Sond.	Camp.	Profondità	w	$\gamma$	$\gamma_d$	$\phi'$	$c'$	E	$c_v$	K
n°	n°	m	%	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	°	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /s	cm/s
1	1	3,00-3,50	23,4	2,01	1,63	33,5	0,0	81	6,02E-03	7,43E-08
1	2	5,50-6,10	29,1	1,92	1,49	32	0,0	51	3,46E-03	6,79E-08
1	3	10,00-10,60	30,4	1,88	1,44	22	0,12	35	1,28E-04	3,66E-09

Anche i dati forniti dalle penetrometrie sono stati utilizzati per determinare i fondamentali parametri geotecnici dei terreni in esame.

Per quanto concerne la frazione coesiva, i valori della coesione non drenata ( $c_u$ ) sono stati ricavati sia direttamente dai dati forniti dai diagrammi di prova, sia indirettamente dopo averli espressi in NSPT. Nel primo caso è stata utilizzata la formula  $c_u = R_p/N_{cp}$ , dove  $R_p$  = resistenza alla punta e  $N_{cp} = 15-25$ , impiegando il valore medio di  $N_{cp} = 20$ , confrontata, in situazioni particolari, con i risultati forniti dalla formula  $c_u = (R_p - \sigma_{v0})/N_k$ , dove  $R_p$  = resistenza alla punta,  $\sigma_{v0}$  = tensione litostatica totale verticale,  $N_k = 15 \pm 3$  oppure considerando  $N_k = 10-15$  per argille NC e  $N_k = 15-20$  per argille OC. Nel secondo caso, a titolo integrativo e di controllo, si è fatto ricorso al metodo di Lunne ed Eide, definendo a stima l'IP medio dello strato considerato, ed a quelli proposti da Terzaghi & Peck e DM7, nonché da Sanglerat, dopo aver trasformato i dati originari in NSPT. I valori dell'attrito interno drenato ( $\phi'$ ) dei terreni coesivi considerati sono stati ottenuti utilizzando il diagramma di Searle. In merito ai terreni granulari, i valori dell'angolo di resistenza al taglio ( $\phi'$ ) sono stati stimati in modo prudenziale

direttamente dalle penetrometrie disponibili (metodi di Dorgunoglu & Mitchell, di Caquot, di Koppejan, di De Beer e di Meyerhof, di Robertson e Campanella, di Searle) oppure dopo averli espressi in NSPT, tenendo conto della relazione (secondo Huizinga e Meyerhof)  $R_p = 4N$  tra la resistenza alla punta del penetrometro statico ( $R_p$ ) e la resistenza dinamica ( $N$  = numero di colpi) della prova SPT, ed utilizzando i grafici di De Mello, di Peck-Hanson & Thorburn, di Meyerhof oppure le apposite tabelle di correlazione.

Dai dati penetrometrici i coefficienti di compressibilità volumetrica possono essere indicativamente ottenuti con la formula:  $m_v = 1/a R_p$  (Sanglerat, 1965), dove  $a = 1,5$  per le sabbie,  $2 < a < 5$  per le sabbie argillose e le argille compatte,  $5 < a < 10$  per le argille molli.

Il peso dell'unità di volume ( $\gamma$ ) dei sedimenti in esame è stato infine definito anche in base a quanto generalmente noto e disponibile nella letteratura geotecnica in merito a simili tipi litologici.

## **6.2. PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI IN ESAME**

Nella tabella n. 5 sono riportati, in corrispondenza di ciascuna unità stratigrafica, i rispettivi parametri geotecnici medi del terreno, forniti dall'insieme dell'indagine effettuata (prove in sito e in laboratorio).

TABELLA N. 5 - PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO IN ESAME

<i>Profondità (m)</i>	<i>Unità litostratigrafica</i>	$\gamma$ ( t/mc)	$C_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$C'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Phi'$ (°)	$M_v$ (cm <sup>2</sup> /kg)
0,0 - 5,0/5,2	A	2,00	-	-	33	0,012
5,0/5,2 - 7,6/8,2	B	1,95	-	-	30	0,020
7,6/8,2 - 12,6/12,7	C	1,90	0,60	0,10	22	0,028
12,6/12,7-15,9	D	1,95	0,75	0,15	24	0,016



## 7. SISMICITÀ

### 7.1. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL COMUNE DI CESENATICO

Il territorio del Comune di Cesenatico è classificato sismico di seconda categoria (S=9), in base alla classificazione nazionale dei Comuni italiani stabilita dall'Allegato 1, punto 3 dell'Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003. I Comuni sismici italiani sono pertanto distinti in 4 zone (tabella n. 6). Le prime 3 [zone con sismicità alta (S=12), media (S=9) e bassa (S=6)] erano già state definite dalla Legge 64/74. La zona 4 è invece di nuova introduzione. A ciascuna di queste zone è stato assegnato uno specifico valore dell'accelerazione di picco orizzontale del suolo (ag) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. Ad ogni area del territorio nazionale è stato assegnato un proprio livello di pericolosità sismica.

TABELLA N. 6 - ZONE SISMICHE E MASSIMI VALORI DI ag

ZONA	VALORI MASSIMI DI ag
1	>0,25
2	<b>0,15 ÷ 0,25</b>
3	0,05 ÷ 0,15
4	<0,05

In base alla Classificazione sismica della Regione Emilia-Romagna, evidente nella figura n. 13, il territorio comunale di Cesenatico appartiene alla zona 2.

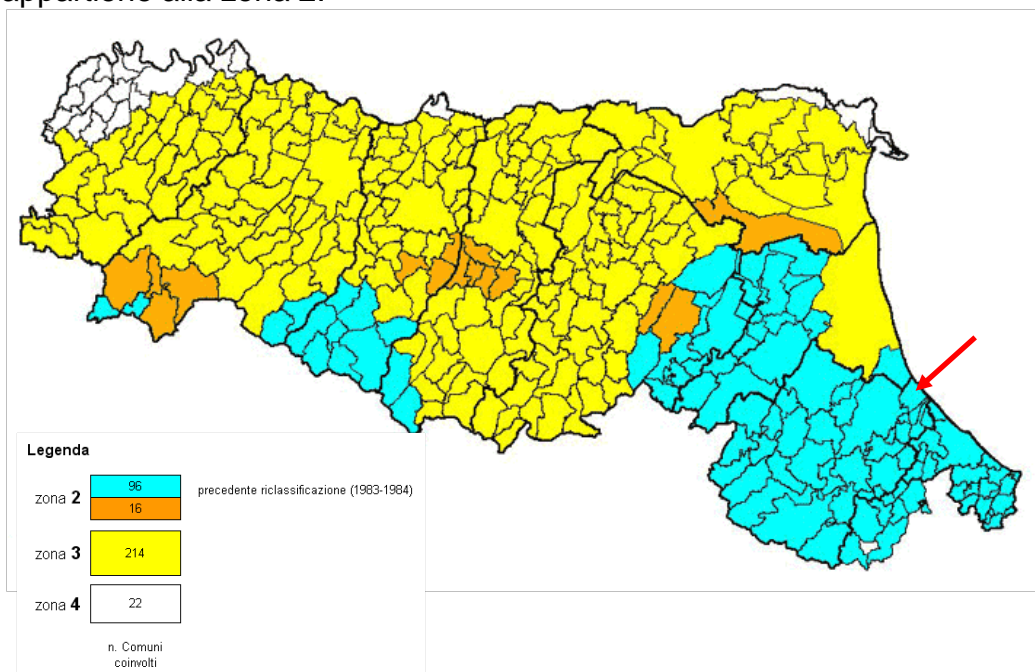


Figura n. 13 - Classificazione sismica dei Comuni della Regione Emilia-Romagna

## 7.2. ZONIZZAZIONE SISMICA

Nella mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (figura n. 14), la pericolosità di ciascuna zona è espressa in termini di accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi contraddistinti da  $V_{s30} > 800$  m/s.

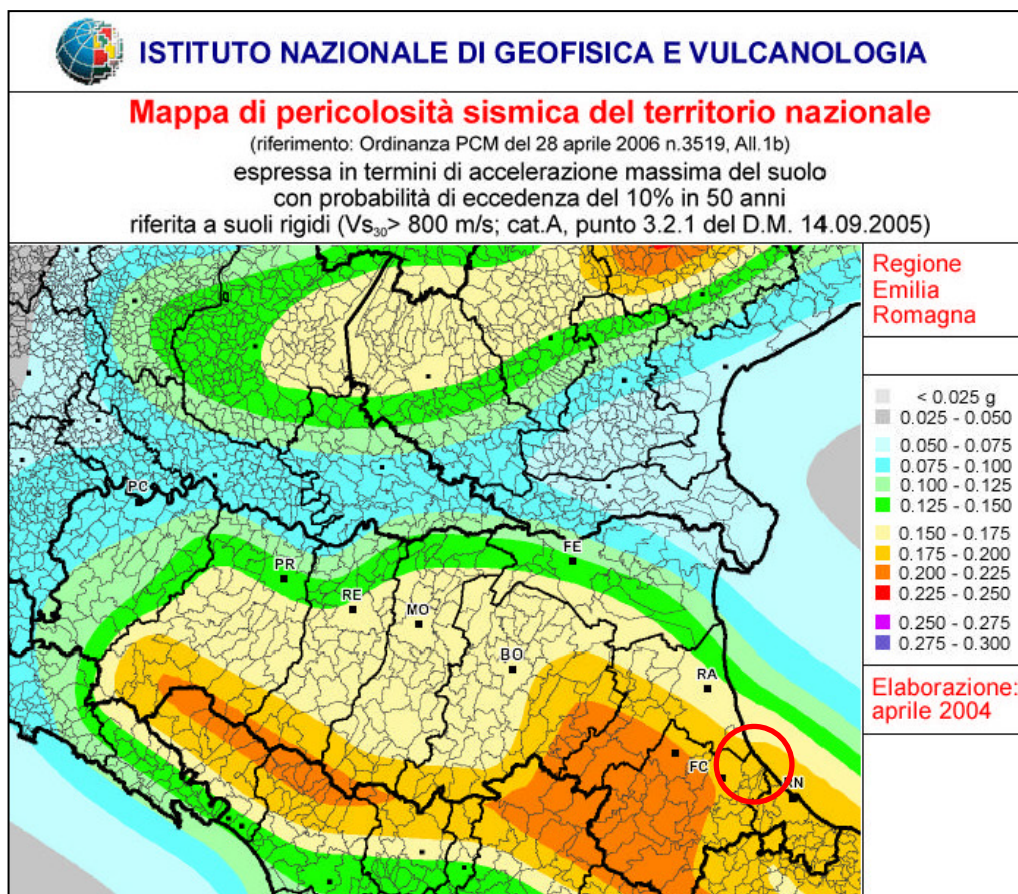


Figura n. 14 - Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale

In questa mappa il territorio in esame ricade in un'area caratterizzata da un'accelerazione sismica orizzontale massima  $a_g$  pari a 0,175-0,200 g.

## 7.3. TERREMOTO DI RIFERIMENTO

Per definire il terremoto di riferimento relativo al territorio di Cesenatico è stato consultato il Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (edizione 2015) dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, che fornisce il quadro della sismicità storica del Comune compendiato nella tabella n. 7.

TABELLA N. 7 - STORIA SISMICA DI CESENATICO

Intensità	Anno Me Gi Ho Mi Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
7	1672 04 14 15 45	Riminese	92	8	5,59
8	1875 03 17 23 51	Costa romagnola	144	8	5,74
NF	1895 03 23	Comacchio	33	6	4,65
5	1909 01 13 00 45	Emilia-Romagna orient.	867	6-7	5,36
5	1911 02 19 07 18 30.00	Forlivese	181	7	5,26
6	1911 03 20 15 47	Forlivese	25	6	5,09
2-3	1913 07 21 22 35	Appennino romagnolo	43	5-6	4,79
3	1914 10 27 09 22	Lucchesia	660	7	5,63
3-4	1915 01 13 06 52 43.00	Marsica	1041	11	7,08
5	1915 01 13 19 30	Cesenate	5	5	4,38
6	1916 05 17 12 50	Riminese	132	8	5,82
5	1916 06 16 01 27	Riminese	17	6	4,82
5	1916 08 16 07 06 14.00	Riminese	257	8	5,82
4	1918 11 10 15 12 28.00	Appennino forlivese	187	9	5,96
4	1919 06 29 15 06 13.00	Mugello	565	10	6,38
3	1929 04 10 05 44	Bolognese	87	6	5,05
3	1930 10 30 07 13	Senigallia	268	8	5,83
3	1952 07 04 20 35 12.00	Appennino forlivese	64	7	4,94
3-4	1953 12 14 07 11 06.00	Appennino forlivese	48	5-6	4,7
2	1956 05 26 18 40	Appennino forlivese	76	7	4,99
2	1956 06 03 01 45 57.00	Appennino forlivese	62	6	4,51
3	1961 05 08 22 45 51.00	Forlivese	40	5	4,37
2	1984 04 29 05 02 59.00	Umbria settentrionale	709	7	5,62
2	1986 12 06 17 07 19.77	Ferrarese	604	6	4,43
NF	1987 07 05 13 12 37.46	Montefeltro	90	6	4,44
3-4	1993 11 07 23 21 11.72	Cesenate	36	4-5	3,95
4-5	1993 11 09 13 46 24.39	Cesenate	28	4-5	3,93
NF	1995 12 27 23 44 27.69	Forlivese	37	5	3,97
5	1997 09 26 09 40 26.60	App. umbro-marchigiano	869	8-9	5,97
2-3	2000 05 06 22 07 03.78	Faentino	85	5	4,08
4-5	2000 05 08 12 29 56.20	Faentino	126	5	4,67
2	2000 05 10 16 52 11.60	Faentino	151	5-6	4,82
3	2001 11 26 00 56 55.46	Casentino	211	5-6	4,63
NF	2002 11 02 10 57 44.89	Ferrarese	79	4	4,21
3	2003 09 14 21 42 53.18	Appennino bolognese	133	6	5,24
NF	2005 07 15 15 17 18.00	Forlivese	173	4-5	4,29
NF	2006 10 21 07 04 10.01	Anconetano	287	5	4,21

**DEFINIZIONI DELLE SIGLE UTILIZZATE NELLA TABELLA N. 7**

<b>Intensità</b>	Intensità macrosismica espressa in scala MCS. Alcuni effetti non sono esprimibili con la scala MCS per cui vengono utilizzati dei codici alternativi (si veda la relativa tabella)
<b>Data</b>	Data del terremoto (anno, mese, giorno, ora, minuto, secondo)
<b>Area epicentrale</b>	Area geografica in cui sono stati riscontrati gli effetti maggiori del terremoto
<b>NMDP</b>	Numero di punti, numero di osservazioni macrosismiche disponibili per il terremoto
<b>Io</b>	Intensità macrosismica epicentrale, da CPTI15, espressa in scala MCS, Mercalli-Cancani-Sieberg [dettagli]
<b>Mw</b>	Magnitudo momento, da CPTI15

**CODICI ALTERNATIVI MCS UTILIZZATI NELLA TABELLA N. 7**

Codice	Descrizione
<b>D</b>	danno (damage): danno di entità non precisabile (indicativamente $\text{Int} \geq 6$ )
<b>F</b>	avvertito (felt): si ritiene di escludere che si siano verificati danni ( $3 \leq \text{Int} \leq 5$ )
<b>NC</b>	non classificato (not classified): indica una informazione non classificabile in termini di intensità ovvero con i codici utilizzati
<b>EE</b>	effetti sull'ambiente (environment effects): effetti sull'ambiente in prossimità della località cui vengono riferiti
<b>SW</b>	effetti marini anomali (sea waves): indica maremoto o comunque effetti anomali in mare, in prossimità della località cui vengono riferiti
<b>NR</b>	non segnalato (not reported): utilizzato a volte per segnalare che nelle fonti non vi è menzione di effetti per quella data località
<b>NF</b>	non avvertito (not felt): in presenza di segnalazione esplicita è equiparabile a $\text{Int}=1$
<b>RS</b>	registrazione strumentale: alcuni studi riportano questa informazione, non utilizzabile dal punto di vista macrosismico, che tuttavia si è preferito conservare

I maggiori terremoti locali sono evidenziati nella figura n. 15.

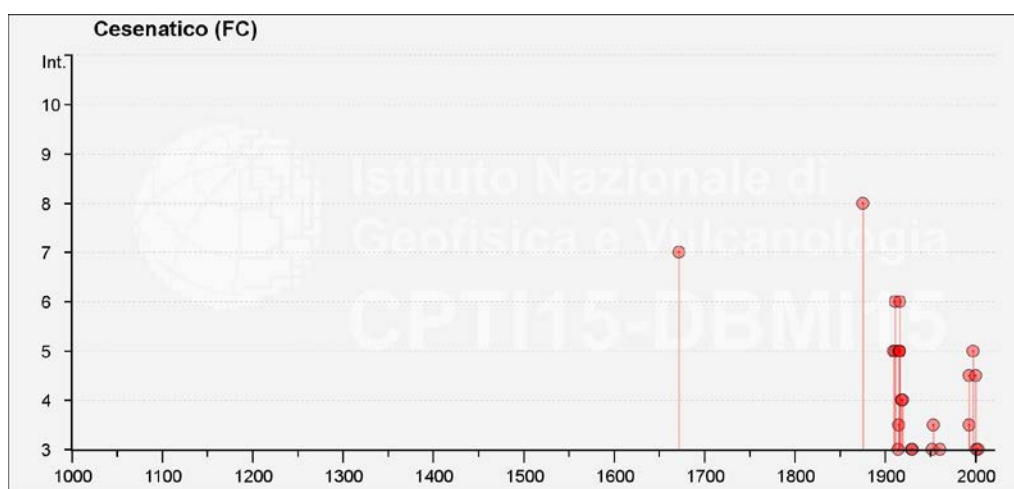


Figura n. 15 - Maggiori terremoti noti a Cesenatico

#### 7.4. MAGNITUDINE DI PROGETTO

Le sorgenti sismogenetiche e le faglie potenzialmente attive e capaci, interessanti specificatamente il territorio comunale di Cesenatico, sono state ricavate dal *Database of Individual Seismogenic Sources* (DISS) dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Version 3.1.1., ossia dal database delle sorgenti sismogenetiche





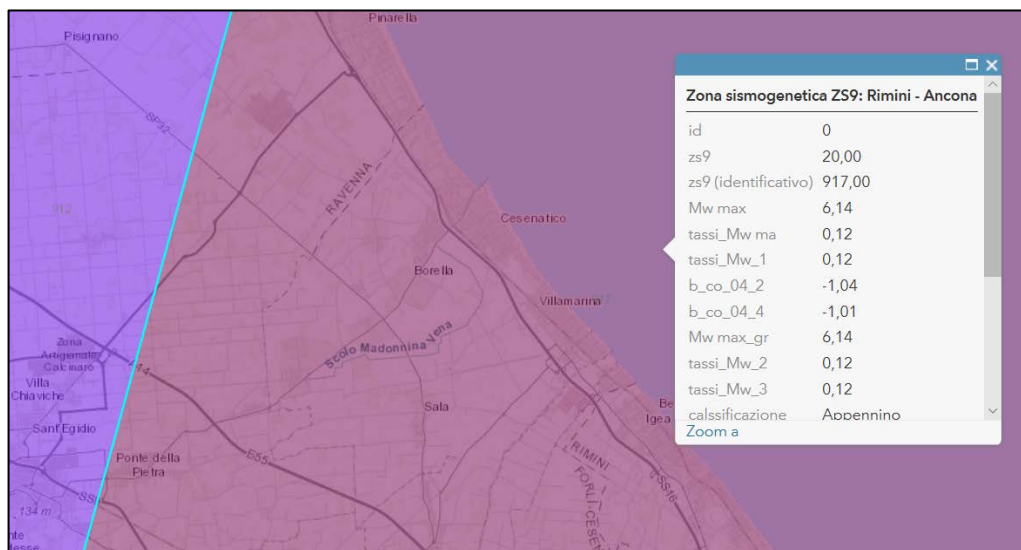


Figura n. 17 - Zonazione sismogenetica ZS9 del Comune di Cesenatico (zona "Rimini-Ancona 917")

## 8. INDAGINE GEOFISICA

### 8.1. RISPOSTA DEL TERRENO: APPROCCIO SEMPLIFICATO

#### 8.1.1. *Impostazione concettuale*

Secondo le Norme tecniche per le costruzioni 2018 (Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018) la risposta del terreno ad una sollecitazione dinamica (sisma) dipende dalla rigidità dello stesso, descritta a sua volta, in approccio semplificato, da 5 categorie di sottosuolo tipo. L'attribuzione ad una di queste cinque categorie avviene attraverso il calcolo della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio  $V_{seq}$  (in m/s) definita dalla seguente espressione:

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

con:  $h_i$  = spessore dell'iesimo strato,  $V_{s,i}$  = velocità delle onde di taglio dell'iesimo strato,  $N$  = numero degli strati,  $H$  = profondità del substrato definito come quella formazione costituita da rocce o terreno molto rigido caratterizzato da un valore di  $V_s$  non inferiore a 800 m/s. Per depositi aventi una profondità  $H$  del substrato superiore a 30 metri la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{seq}$  è definita dal parametro  $V_{s30}$ .

#### 8.1.2. *Modalità operative*

Nell'area in oggetto è stata eseguita, a cura del Dott. Maurizio Moroni, un'indagine geofisica per la definizione della categoria sismica del sottosuolo mediante tecniche di superficie. A tale scopo il terreno è stato esplorato mediante la realizzazione di uno stendimento sismico in *array* e di un rilievo di microtremori mediante tecnica di Nakamura (H.V.S.R.).

Per l'*array* è realizzata una stesa di 10 geofoni verticali da 4,5 Hz interspaziati 3,0 Hz con un sismografo marca MICROMED modello SoilSpy Rosina a 24 canali (matricola SAA----0027/4-12) collegato ad un pc *netbook*, acquisendo i dati, tramite il *software* Rosina di Micromed, con una frequenza di campionamento pari a 256 Hz per il rilievo Re. Mi. e di 1 KHz per la tecnica M.A.S.W. I dati di campagna sono stati poi analizzati attraverso il *software* Grilla.

Per la M.A.S.W. si è fatta una energizzazione con *offset* a 3 metri dal primo geofono utilizzato come *trigger*. Utilizzando la componente Z per le onde di *Rayleigh* si ottiene una curva di dispersione dalla quale ricavare un profilo di  $V_s$  in condizioni di 1 D e strati pian paralleli. La curva di dispersione è realizzata attraverso il *software* Grilla che analizza per ogni singola frequenza una velocità di prova compresa in un *range* (ad esempio 50 m/s - 300 m/s) ed ad un passo (per esempio 2

m/s) preimpostati dall'operatore. Nota la distanza tra i ricevitori, per ogni  $V_s$  di prova il programma calcola il tempo di arrivo dell'impulso ai vari geofoni ( $G_2$ ,  $G_3$ ,  $G_n$ ). A questo punto con l'operazione di *slant* si arretrano le varie tracce ( $G_2$ ,  $G_3$ ,  $G_n$ ) del tempo corrispondente, sommando poi le serie temporali, ovvero le tracce (*stacking*). La correlazione massima per le velocità di prova più prossime a quella reale, ovvero la massima ampiezza del segnale sommato, è quella in cui le onde saranno riposizionate in fase. Dopodiché si giunge alla curva di dispersione avente alle ascisse la frequenza ed alle ordinate la  $V_s$ .

La zona colorata in rosso è quella in cui, attraverso l'operazione di *slant/stack* si giunge a trovare la  $V_s$  che meglio fitta le varie serie temporali alle finestre di frequenza.

Per la Re.Mi l'elaborazione del segnale è data da una trasformata bidimensionale *Slowness – Frequency* che analizza l'energia di propagazione del rumore in entrambe le direzioni della linea sismica rappresentando lo spettro di potenza su di un grafico  $p - f$ . La zona colorata in rosso è quella in cui, attraverso l'operazione di *slant/stack*, si giunge a trovare la  $V_s$  che meglio fitta le varie serie temporali alle finestre di frequenza.

Si può arrivare ad assimilare la zona rossa con una spezzata passante nel caso della M.A.S.W. al centro della stessa mentre per la Re.Mi nel limite inferiore.

La retta presenta pendenze variabili ed ad ogni cambio di pendenza si rilevano  $V_s$  e profondità che vanno poi a ricostruire i sismostrati.

La retta tende all'infinito quando per tutte le velocità di prova si ha lo stesso grado di correlazione, ovvero si hanno infinite soluzioni.

La massima lunghezza d'onda indagata è data quindi dalla relazione:

$$\lambda_{\max} = V_{\max} / f_{\min}$$

con:  $\lambda_{\max}$  = massima lunghezza d'onda indagata;  $V_{\max}$  = massima velocità prima che la retta tenda all'infinito;  $f_{\min}$  = frequenza corrispondente alla  $V_{\max}$ .

La massima profondità indagata equivale a:

$$\Delta h_{\max} = \lambda_{\max} / 2,5$$

Nel caso in esame:

$$\Delta h_{\max \text{ masw}} = 23,8 \text{ m}$$

$$\Delta h_{\max \text{ remi}} = 24,4 \text{ m}$$



Per il rilievo H.V.S.R. è stato adottato uno strumento marca Micromed, modello *Tromino Engy* che utilizza una metodologia, anche chiamata tecnica di Nakamura (1989), che è stata introdotta da Nogoshi e Igarashi (1971) sulla base degli studi di Kanai e Tanaka del 1961.

Lo strumento è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati N-S, E-W e verticalmente, e permette la registrazione nel campo di frequenze 0-200 Hz. Dopo che il segnale dei tre velocimetri è stato acquisito, per un tempo  $t$ , e digitalizzato a 24 bit, viene trasmesso ad un software dedicato, denominato *Grilla* il quale, per ciascuna delle 3 componenti del moto, esegue le seguenti operazioni:

- divisione del tracciato in finestre la cui lunghezza è immessa dall'operatore;
- depurazione del segnale dal trend di ciascuna finestra;
- "taper" con una finestra di Bartlett;
- "pad" di ciascuna finestra con degli zero;
- calcolo della trasformata di Fourier (FFT) per ciascuna finestra;
- calcolo dello spettro di ampiezza per ciascuna finestra;
- smoothing (lisciamento) dello spettro di ogni finestra secondo differenti funzioni la cui scelta viene definita dall'operatore;
- calcolo del rapporto spettrale HVSR per ogni frequenza e per ogni finestra.

Questa tecnica si basa essenzialmente sul rapporto spettrale H/V di rumore ambientale (*seismic noise*) e permette di valutare gli effetti locali di sito.

La tecnica proposta da Nakamura assume che i microtremori (il cosiddetto rumore di fondo registrabile in qualunque momento posizionando un sensore sismico sul terreno) consistano principalmente di un tipo di onde superficiali, le onde di Rayleigh, che si propagano in un singolo strato soffici su semispazio e che la presenza di questo strato sia la causa dell'amplificazione al sito.

L'applicazione, per la determinazione della  $V_s$  richiede la conoscenza della stratigrafia del sottosuolo, in particolare della profondità del primo riflettore. Infatti, la frequenza di risonanza è legata alla  $V_s$  dalla formula:

$$f_r = V_{s1} / (4 h)$$

Per sfruttare la misura della frequenza di risonanza è necessario quindi la conoscenza della profondità del primo riflettore o la velocità del primo strato.

Questa tecnica presenta il vantaggio di poter essere adoperata pressoché ovunque, purché siano garantite l'assenza di forti vibrazioni indotte da attività umane nelle vicinanze del punto di misura.

Questa tecnologia è stata oggetto del progetto di ricerca SESAME

(*Site EffectS assessment using AMbient Excitations*) ed a questo si rimanda per le linee guida della tecnica *H/V spectral ratio*. La sismica passiva a stazione singola fornisce inoltre informazioni sui terreni di indagine relativamente alle frequenze naturali e di risonanza.

#### **8.1.3. Risultati ottenuti**

Sono state analizzate congiuntamente le due tecniche in *array* insieme all'H.V.S.R. per permettere di superare i 30 m di profondità di indagine e rilevare quindi il parametro  $V_{s30}$ . Tale valore, ricavato alla quota del piano di campagna, è pari a **203 - 204 m/s**

Nelle misure dei microtremori (H.V.S.R.) è stato riscontrato un picco principale a **0,38 Hz**.

#### **8.1.4. Rilievo Re.Mi. congiunto con H.V.S.R.**

Inizio registrazione: 05/06/18 14:05:09 - Fine registrazione: 05/06/18 14:10:10

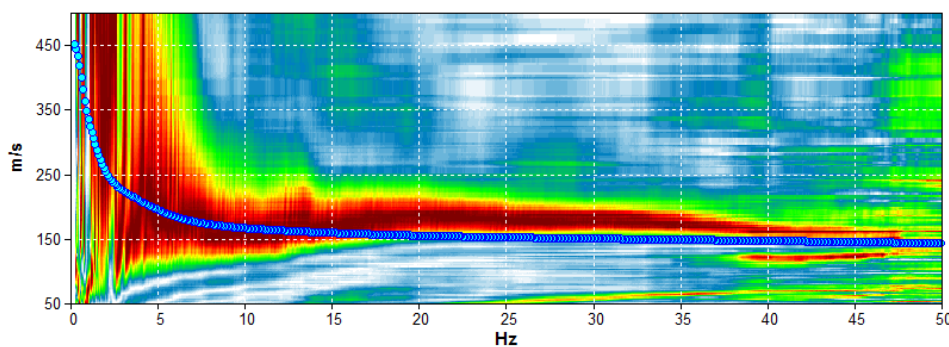
Durata registrazione: 0h05'02". Analizzato 97% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 256 Hz

Nomi canali: TR01 +TR01 ; TR02 +TR02 ; TR03 +TR03 ; TR04 +TR04 ; TR05 +TR05 ; TR06 +TR06 ; TR07 +TR07 ; TR08 +TR08 ; TR09 +TR09 ; TR10 +TR10

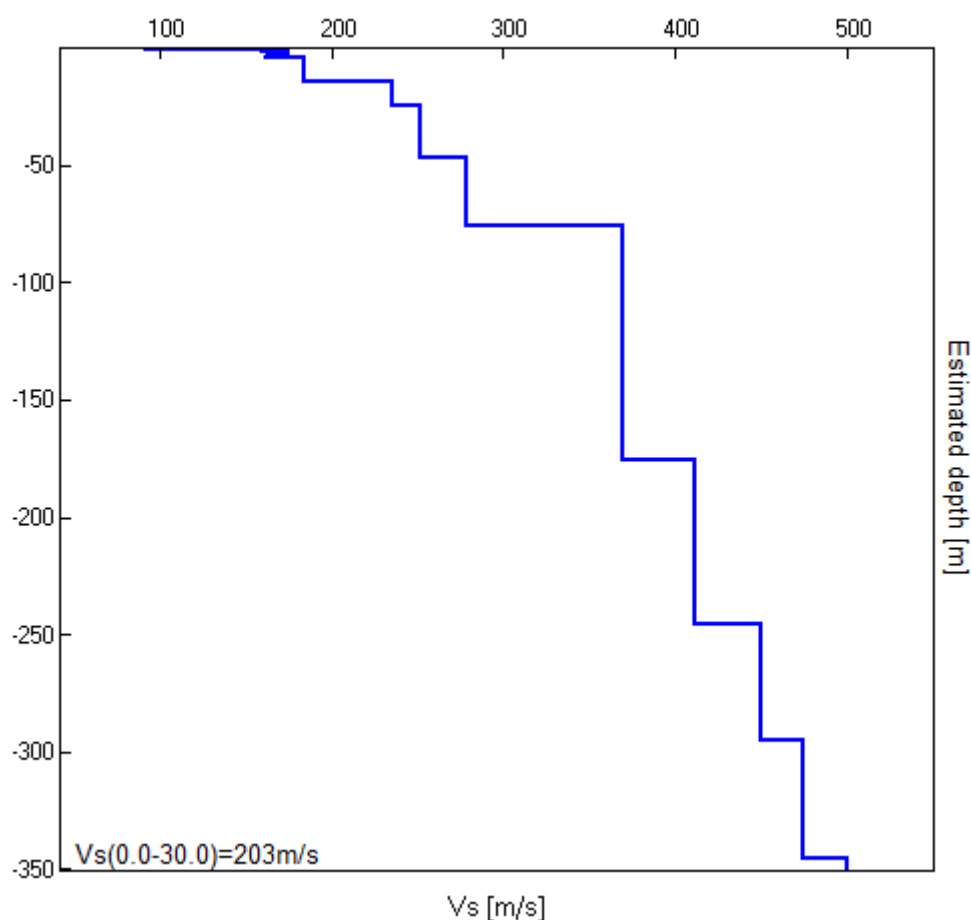
Array geometry (x): 0.0 3.0 6.0 9.0 12.0 15.0 18.0 21.0 24.0 27.0 m.

#### MODELLED RAYLEIGH WAVE PHASE VELOCITY DISPERSION CURVE



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.40	0.40	92	0.42
1.60	1.20	160	0.42
2.80	1.20	175	0.42
4.40	1.60	162	0.42
14.40	10.00	184	0.42
24.40	10.00	235	0.42
46.40	22.00	252	0.42
75.40	29.00	278	0.42
175.40	100.00	369	0.42
245.40	70.00	411	0.42
295.40	50.00	450	0.42
345.40	50.00	475	0.42
inf.	inf.	500	0.40

$V_s(0.0-30.0) = 203 \text{ m/s}$



### 8.1.5. Rilievo M.A.S.W. congiunto con H.V.S.R.

Inizio registrazione: 05/06/18 14:26:04 Fine registrazione: 05/06/18 14:26:29

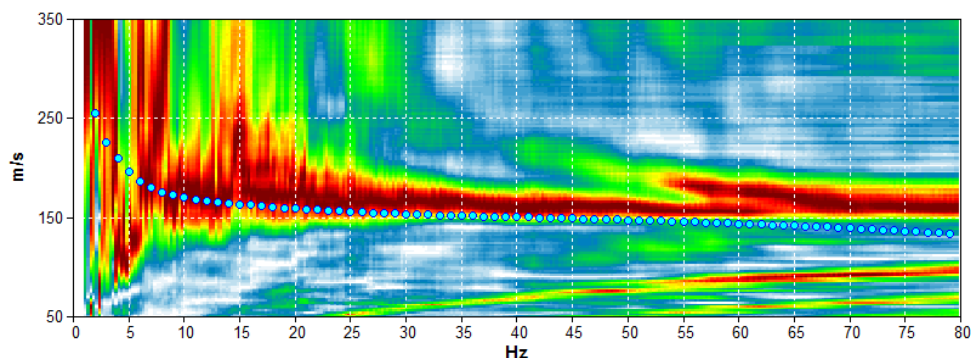
Durata registrazione: 0h00'02". Analizzato 97% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 1024 Hz

Nomi canali: TR01 +TR01 ; TR02 +TR02 ; TR03 +TR03 ; TR04 +TR04 ; TR05 +TR05 ; TR06 +TR06 ; TR07 +TR07 ; TR08 +TR08 ; TR09 +TR09 ; TR10 +TR10 +TR24 ; TR25 +TR25

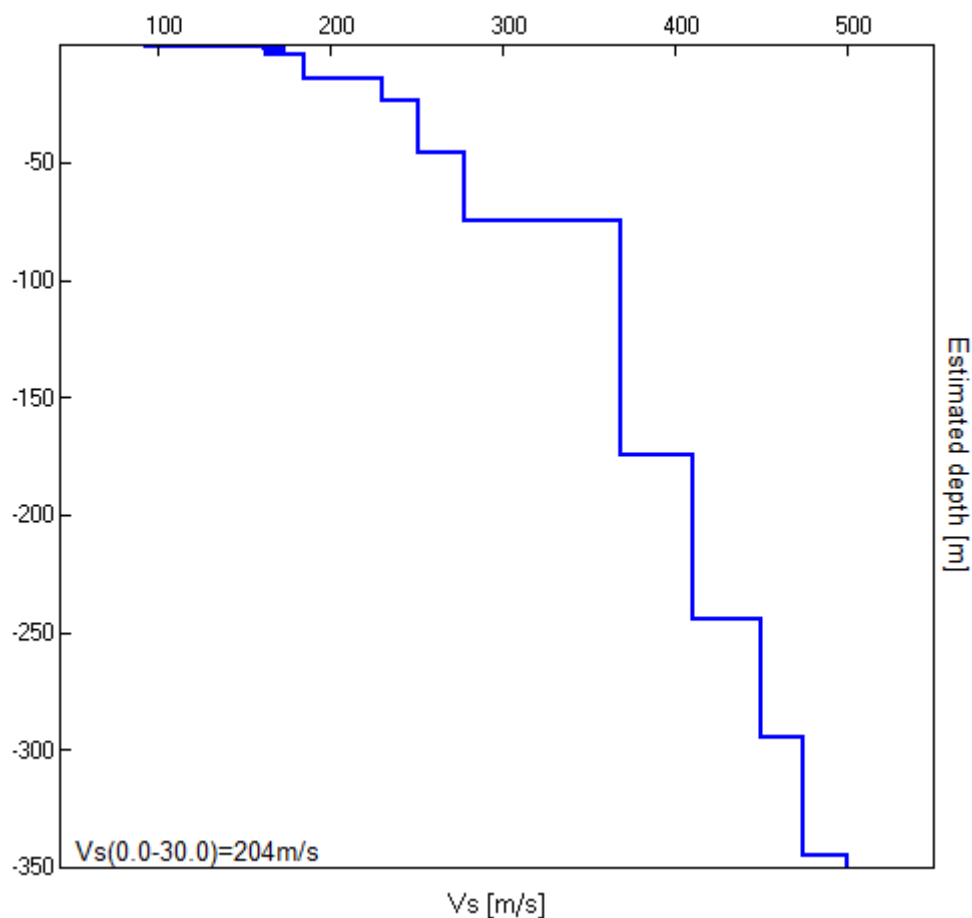
Array geometry (x): 0.0 3.0 6.0 9.0 12.0 15.0 18.0 21.0 24.0 27.0

#### MODELLED RAYLEIGH WAVE PHASE VELOCITY DISPERSION CURVE



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.40	0.40	94	0.42
1.20	0.80	162	0.42
2.40	1.20	174	0.42
3.60	1.20	163	0.42
14.20	10.60	185	0.42
23.80	9.60	231	0.42
45.80	22.00	252	0.42
74.80	29.00	278	0.42
174.80	100.00	369	0.42
244.80	70.00	411	0.42
294.80	50.00	450	0.42
344.80	50.00	475	0.42
inf.	inf.	500	0.42

$V_s(0.0-30.0) = 204 \text{ m/s}$



#### **8.1.6. Rilievo H.V.S.R. congiunto con Re. Mi.**

Strumento: TEP-0111/01-10

Formato dati: 16 byte

Fondo scala [mV]: n.a.

Inizio registrazione: 05/06/18 15:21:16 - Fine registrazione: 05/06/18 15:41:17

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h20'00". Analizzato 97% tracciato (selezione manuale)

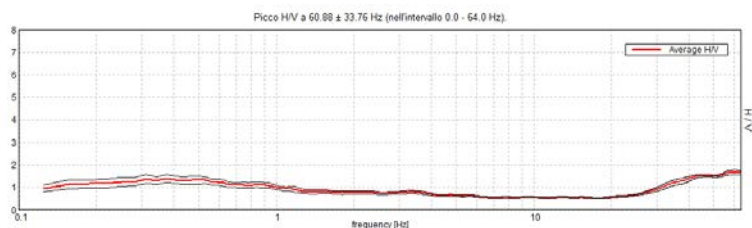
Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

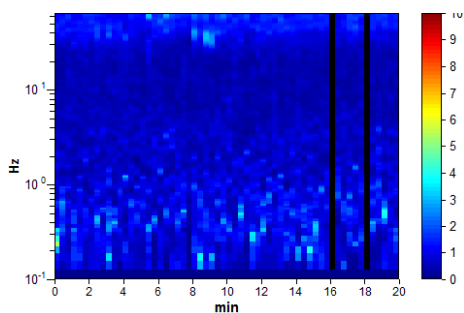
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

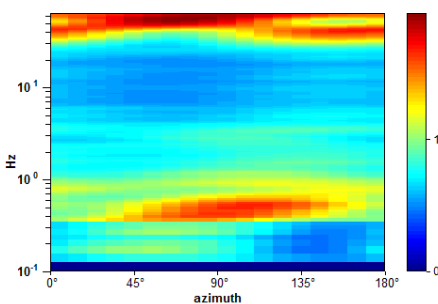
### RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



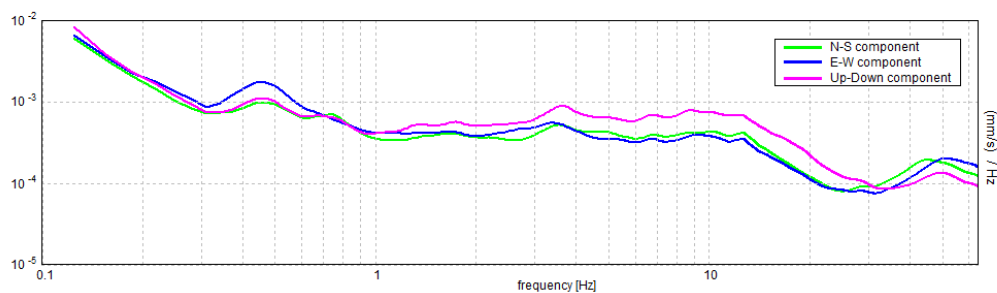
### SERIE TEMPORALE H/V



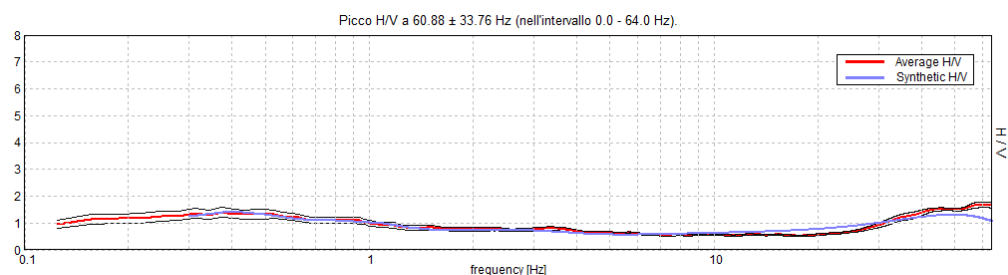
### DIREZIONALITA' H/V



### SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

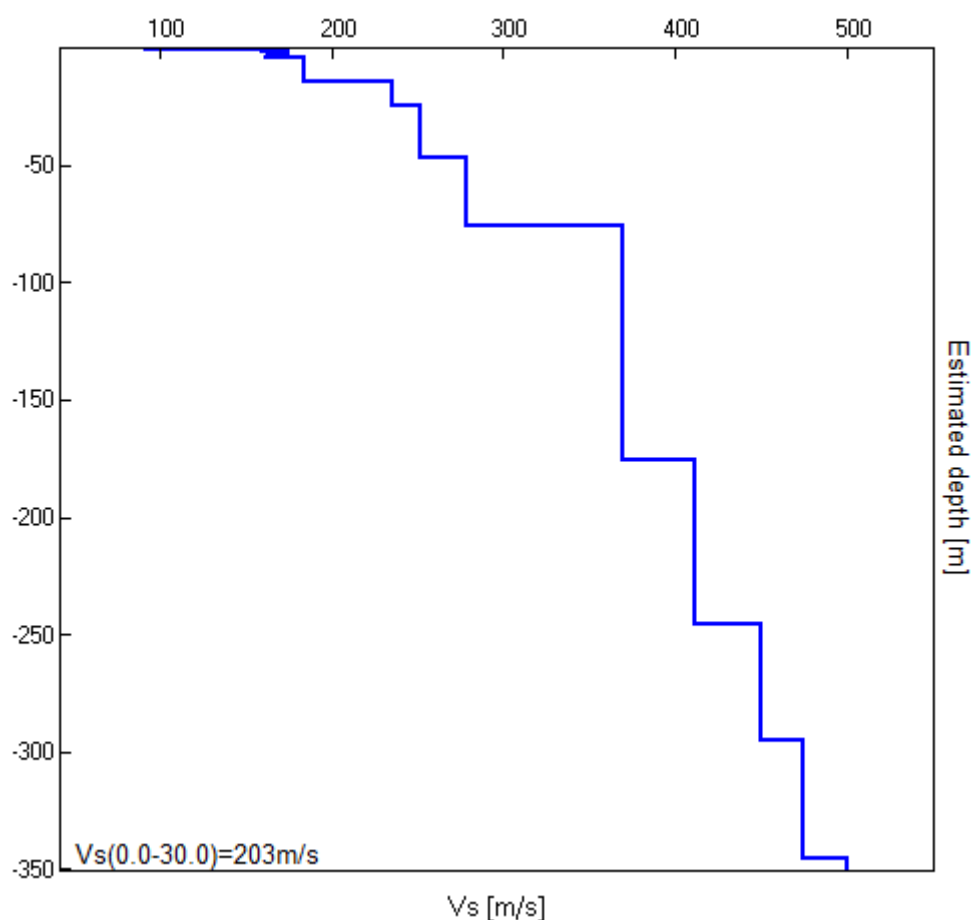


### H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.40	0.40	92	0.42
1.60	1.20	160	0.42
2.80	1.20	175	0.42
4.40	1.60	162	0.42
14.40	10.00	184	0.42
24.40	10.00	235	0.42
46.40	22.00	252	0.42
75.40	29.00	278	0.42
175.40	100.00	369	0.42
245.40	70.00	411	0.42
295.40	50.00	450	0.42
345.40	50.00	475	0.42
inf.	inf.	500	0.40

$V_s(0.0-30.0) = 203 \text{ m/s}$



[Secondo le linee guida SESAME, 2005. Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di *Grilla* prima di interpretare la tabella seguente].

**Picco H/V a  $60.88 \pm 33.76$  Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz)**

**Criteri per una curva H/V affidabile**

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$60.88 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$70615.0 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 1075	OK	

**Criteri per un picco H/V chiaro**

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste $f^-$ in $[f_0/4, f_0]$   $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	28.625 Hz	OK	
Esiste $f^+$ in $[f_0, 4f_0]$   $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	$1.68 > 2$		NO
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.5545  < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$33.75504 < 3.04375$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.1064 < 1.58$	OK	

$L_w$	lunghezza della finestra
$n_w$	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
$f$	frequenza attuale
$f_0$	frequenza del picco H/V
$\sigma_f$	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
$A_0$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f_0$
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f$
$f^-$	frequenza tra $f_0/4$ e $f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
$f^+$	frequenza tra $f_0$ e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$ , $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per $\sigma_f$ e $\sigma_A(f_0)$					
Intervallo di freq. [Hz]	$< 0.2$	$0.2 - 0.5$	$0.5 - 1.0$	$1.0 - 2.0$	$> 2.0$
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20



### **8.1.7. Categoria di sottosuolo**

Dato che il valore di  $V_{s30}$ , ricavato dall'indagine geofisica per una quota pari al piano campagna, è pari a **203 - 204** m/s, la categoria di sottosuolo per l'approccio semplificato risulta quindi **C** (Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s).

Poiché il sito in esame si trova in pianura, ne deriva una categoria topografica T1, superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15^\circ$ .

### **8.1.8. Parametrizzazione sismica**

Si fornisce di seguito la parametrizzazione, relativa al sito considerato, secondo il D.M. 17 Gennaio 2018 elaborati con il *software P.S. di Geostru*.

Sito in esame:

latitudine: 44,177202

longitudine: 12,429959

Classe: 2

Vita nominale: 50

Siti di riferimento:

	ID	LATITUDINE (°)	LONGITUDINE (°)	DISTANZA (M)
Sito 1	18299	44,1796	12,3749	4398,961
Sito 2	18300	44,1803	12,4446	1218,360
Sito 3	18522	44,1303	12,4455	5363,310
Sito 4	18521	44,1296	12,3758	6829,641

Parametri sismici:

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente  $c_u$ : 1

	PROBABILITÀ SUPERAMENTO (%)	TR (ANNI)	AG (G)	$F_0$	$T_c^*$ (S)
Operatività (SLO)	81	30	0,050	2,443	0,269
Danno (SLD)	63	50	0,065	2,468	0,279
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,182	2,510	0,293
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,237	2,525	0,308

**Coefficienti Sismici:**

	Ss	Cc	St	Kh	Kv	Amax (m/s <sup>2</sup> )	Beta
SLO	1,500	1,620	1,000	0,015	0,008	0,743	0,200
SLD	1,500	1,600	1,000	0,020	0,010	0,963	0,200
SLV	1,430	1,570	1,000	0,063	0,031	2,554	0,240
SLC	1,340	1,550	1,000	0,089	0,045	3,117	0,280

:

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

Coordinate WGS84

latitudine: 44.176264

longitudine: 12.428996

## **8.2. RISPOSTA SISMICA LOCALE**

### **8.2.1 introduzione**

La Risposta Sismica Locale è stata sviluppata con riferimento alle specifiche di cui al § 7.11.3 del D.M. 17/01/2018, la tipologia e la classe d'uso della struttura in progetto sono state assunte pari a quelle evidenziate nel approccio semplificato.

Nel sito in esame è stata condotta la valutazione degli effetti sismici di sito di III livello secondo lo schema seguente:

- 1) definizione del modello geotecnico del sottosuolo attraverso indagini dirette e indirette (geofisiche);
- 2) selezione di un moto di input (terremoto "caratteristico") al bedrock;
- 3) il calcolo del moto del suolo atteso al sito (spettro di accelerazione) e dello spettro di risposta dell'oscillatore armonico tipo a un grado di libertà.

Per il calcolo degli spettri di accelerazione (orizzontale) attesi al sito è stato usato il codice di calcolo Shake 91 utilizzando il programma Strata, applicandolo al modello di sottosuolo discretizzato ed utilizzando come moto di input sette terremoti tipo per ogni stato limite forniti dal *software Rexel 3.5*, sviluppato da Iunio Iervolino, Carmine Galasso ed Eugenio Chioccarelli del Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura dell'Università degli Studi di Napoli Federico II.

### **8.2.2 modello sismostratigrafico**

È stato discretizzato il seguente modello sismostratigrafico:

N. strato	Prof. (m)	Curva di degrado	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	Vs (m/s)
1	4.4	1	1.85	165
2	7.8	1	1.85	184
3	14.4	2	1.85	184
4	38.4	3	1.90	252
5	46.4	3	1.90	252
6	75.4	4	2.00	278
7	175.4	4	2.00	369
8	295.4	5	2.00	450
9	345.4	6	2.10	475
10	435.4	6	2.10	500
11	inf	bedrock		750

### **8.2.3. Comportamento non lineare dei terreni e curve di degrado**

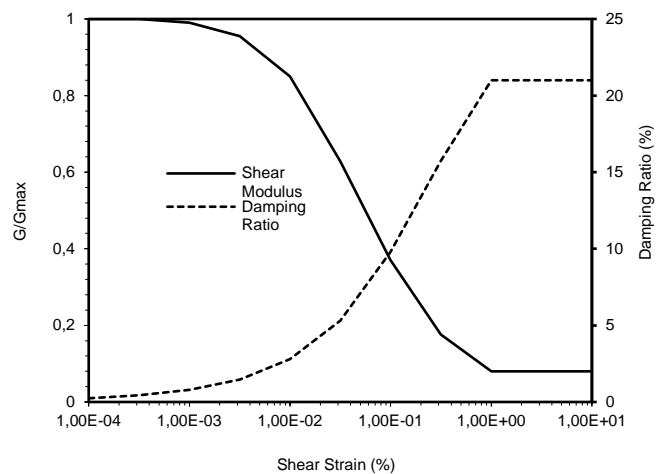
Al terreno, così schematizzato secondo il punto di vista geotecnico e geofisico in strati piano paralleli sovrapposti ad un semispazio uniforme, sono state applicate delle curve di degrado presenti in bibliografia.

I terreni infatti dal punto di vista dinamico hanno un comportamento descritto da una relazione sforzo/deformazioni di tipo isterico in un modello lineare equivalente secondo una coppia di parametri modulo di taglio/smorzamento in funzione dello stato tensionale o della litologia del terreno stesso.

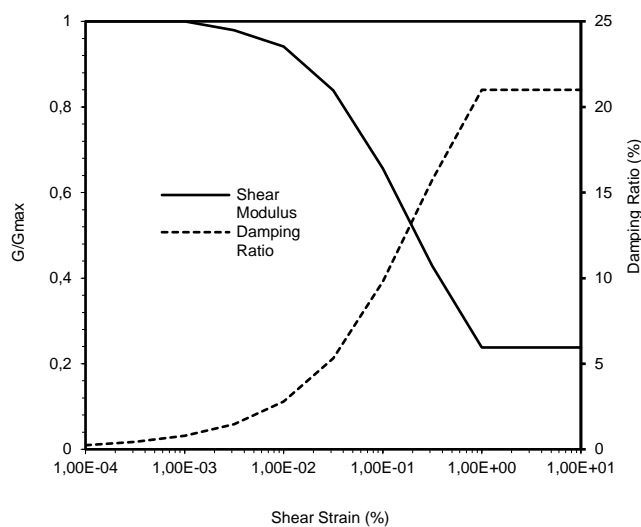
Le curve di degrado dei primi metri tengono conto come variabile primaria della litologia essendo stati i primi 15 metri indagati approfonditamente dalla campagna geognostica. Viceversa, per gli strati più profondi si è preferito utilizzare curve di degrado che tenessero maggiormente conto della profondità e quindi dello stato tensionale degli strati stessi per ovviare ad una conoscenza litologica meno precisa.

Si riportano di seguito i grafici delle curve di degrado utilizzate nella schematizzazione.

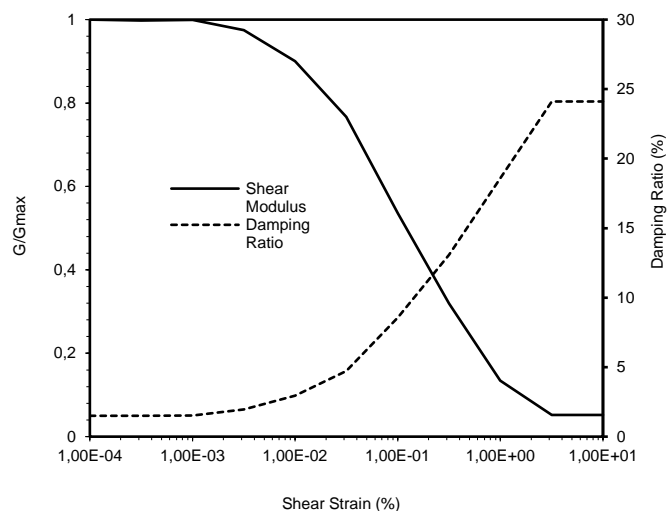
*Curva di degrado 1 - Idriss (1990) Sand*



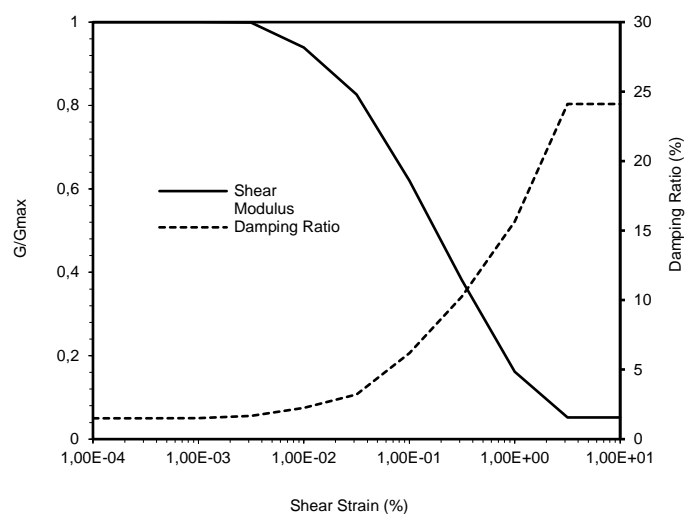
*Curva di degrado 2 - Idriss (1990) Clay*



*Curva di degrado 3 - Geo Matrix (1990) 50-150 ft*

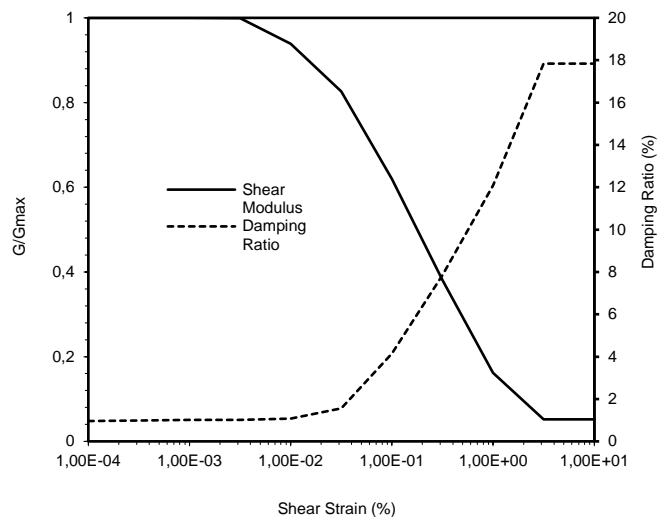


*Curva di degrado 4 – Geo Matrix (1990) 150-300 ft*

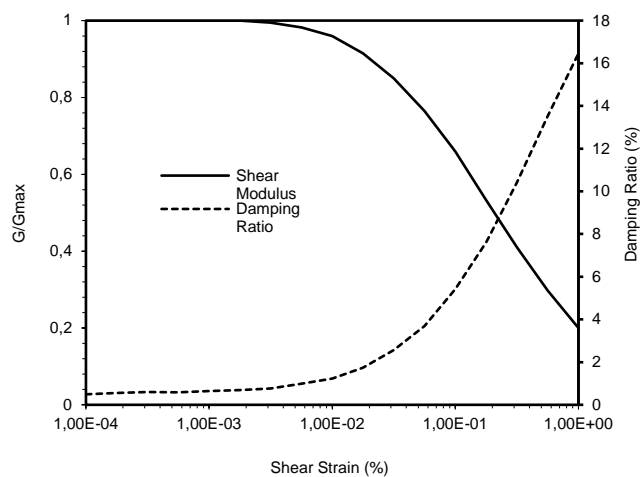




*Curva di degrado 5 - Geo Matrix (1990) >150 - >300 ft*



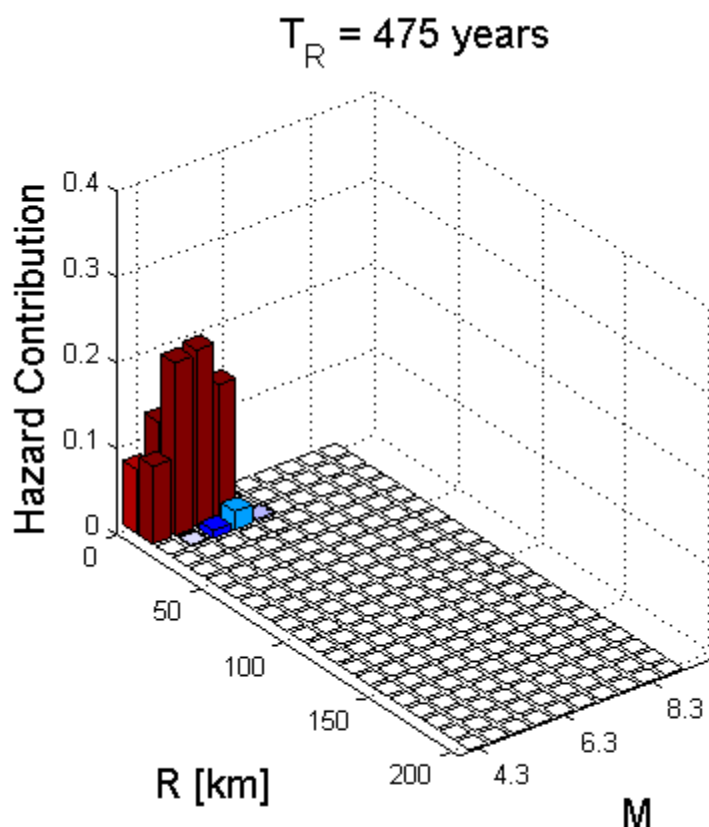
*Curva di degrado 6 - EPRI (1993) 500 -1000 ft*



#### 8.2.4. Pericolosità sismica di sito e moto di input

Nella risposta sismica locale risulta fondamentale il moto di input proveniente dal substrato sismico (considerando come substrato sismico quello strato sotto al quale non avviene amplificazione) definito da una settupla di accelerogrammi reali ricavati da ESD (European Strong motion Database) attraverso il software Rexel, che ricerca gli accelerogrammi all'interno di *database* filtrandoli attraverso i parametri impostati dall'operatore e relativi alla posizione del sito, alla classe sismica del punto di partenza del sisma (generalmente una classe A), alla categoria topografica ed alla strategia progettuale considerata, nello specifico, una vita nominale di 50 anni ed una classe d'uso 2.

Attraverso il seguente grafico di disaggregazione sono state definite la magnitudo e la distanza epicentrale di riferimento, nello specifico un range di M compreso tra 5 e 6,5 ed un raggio epicentrale tra 0 km e 15 km.



È stata quindi ricercata una settupla di accelerogrammi per ogni stato limite selezionando i seguenti sismi.

SLO - SLD							
Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake name	data	Mw	Epicentral Distance	Ec8 site class
6332	2142	ST2483	South iceland (aftershock)	21/06/00	6.4	6	A
5655	1825	ST2950	NE of Banja Luka	13/08/81	5.7	10	A
365	175	ST140	Lazio - Abruzzo	07/05/84	5.9	5	A
5079	1464	ST2552	Mt Hengill Area	04/06/98	5.4	6	A
473	228	ST40	Vrancea	31/05/90	6.3	7	A
392	178	ST155	Lazio Abruzzo (aftershock)	11/05/84	4.7	10	A
4674	1635	ST2486	South Iceland	17/06/00	6.5	5	A

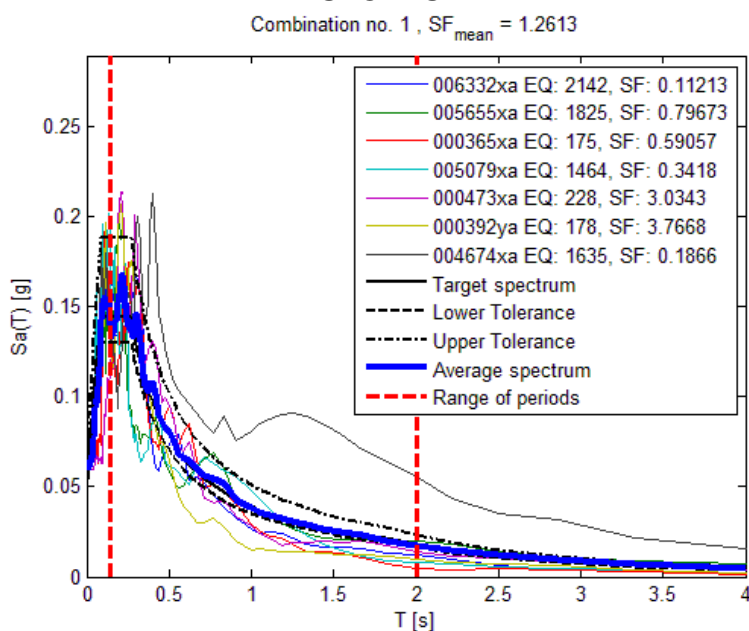
SLV							
Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake name	data	Mw	Epicentral Distance	Ec8 site class
7142	2309	ST539	Bingol	01/05/03	6.3	14	A
383	176	ST153	Lazio Abruzzo (aftershock)	11/05/84	5.5	14	A
6332	2142	ST2483	South Iceland (aftershock)	21/06/00	6.4	6	A
1243	473	ST575	Izmit (aftershock)	13/09/99	5.8	15	A
193	91	ST64	Montenegro	09/04/79	5.4	15	A
365	175	ST140	Lazio Abruzzo	07/05/84	5.9	5	A
5085	1464	ST2479	Mt. Hengill Area	04/06/98	5.4	15	A

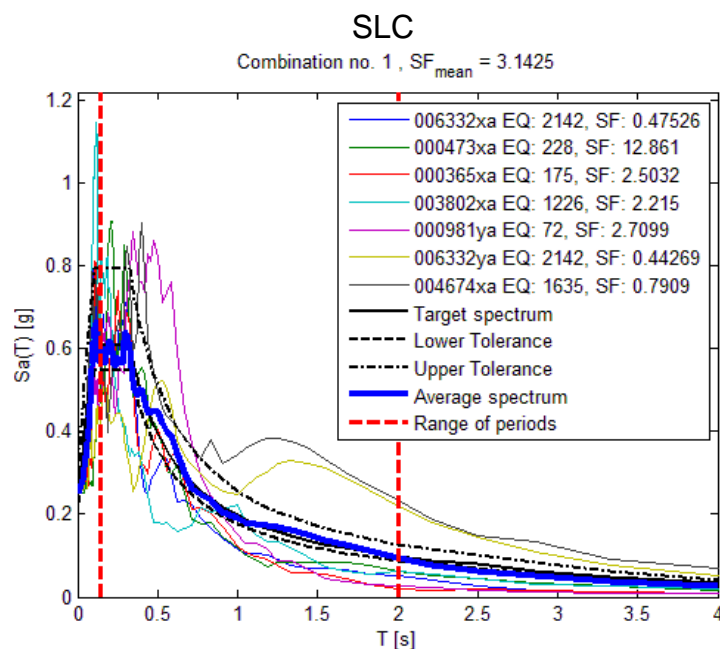
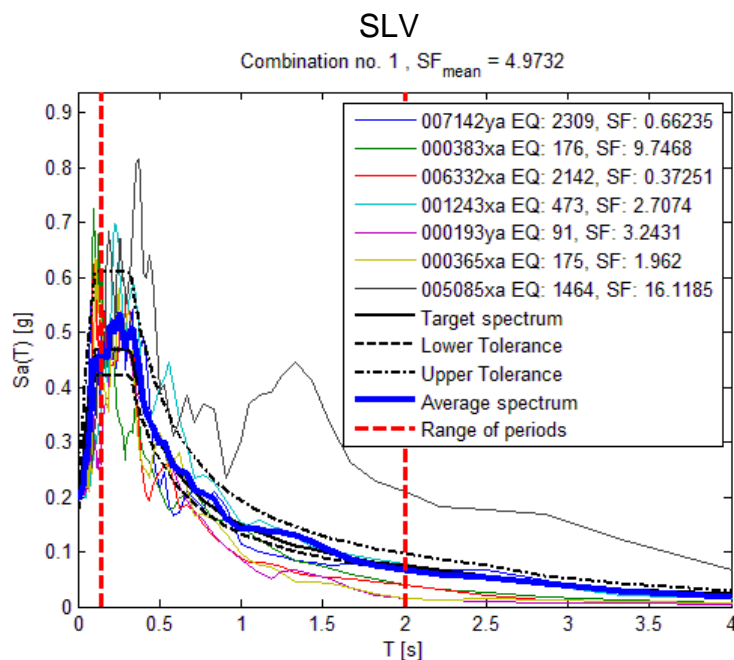
SLC							
Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake name	data	Mw	Epicentral Distance	Ec8 site class
6332	2142	ST2483	South Iceland (aftershock)	21/06/00	6.4	6	A
473	228	ST40	Vrancea	31/05/90	6.3	7	A
365	175	ST140	Lazio Abruzzo	07/05/84	5.9	5	A
3802	1226	ST2368	SE of Tirana	09/01/88	5.9	7	A

981	72	ST1043	Friuli (aftershock)	16/09/77	5.4	11	A
6332	2142	ST2483	South Iceland (aftershock)	21/06/00	6.4	6	A
4674	1635	ST2486	South Iceland	17/06/00	6.5	5	A

Questi accelerogrammi presentano valori della media spettro compatibile allo spettro target considerato.

### SLO E SLD





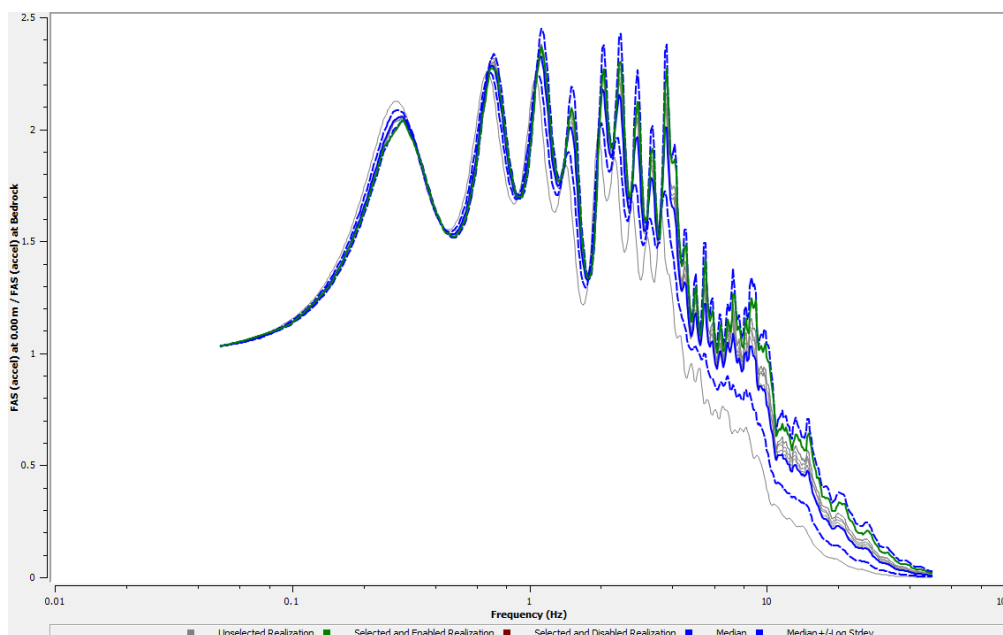
Gli spettri sono poi stati opportunamente scalati secondo le accelerazioni al bedrock dei relativi stati limite.



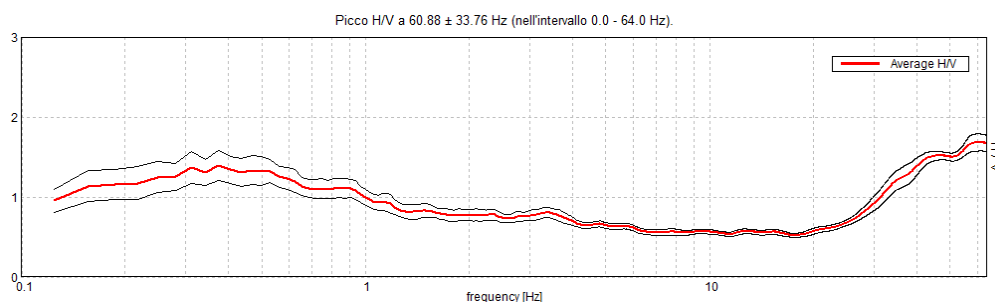
### **8.2.5. Risultati dell'Analisi di Risposta Sismica Locale**

Con i parametri di *input* ed attraverso il *software* Strata è stata quindi svolta l'analisi di Risposta Sismica Locale per il sito considerato.

Si riporta il grafico tra lo spettro atteso al bedrock e quello atteso in superficie, in funzione della frequenza (funzione di trasferimento).



Questo grafico si può agevolmente confrontare con la curva H/V del rilievo di microtremori H.V.S.R.



Come si può notare i due grafici presentano un andamento simile in particolare nel segmento 0.1 Hz – 10 Hz, al netto di alcuni piccoli picchi nella RSL dovuti a transienti.

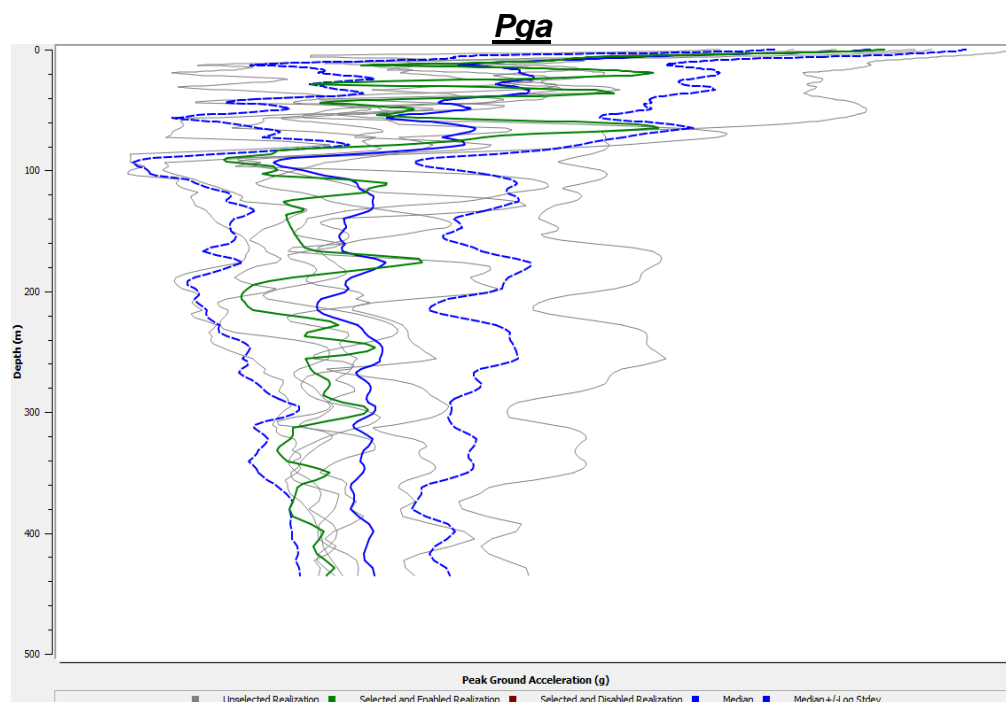
Questo confronto convalida la corretta elaborazione della Risposta Sismica Locale.

È stata considerata una quota di riferimento pari a piano campagna attuale.

Si riportano quindi, per ogni stato limite, il grafico accelerazione al

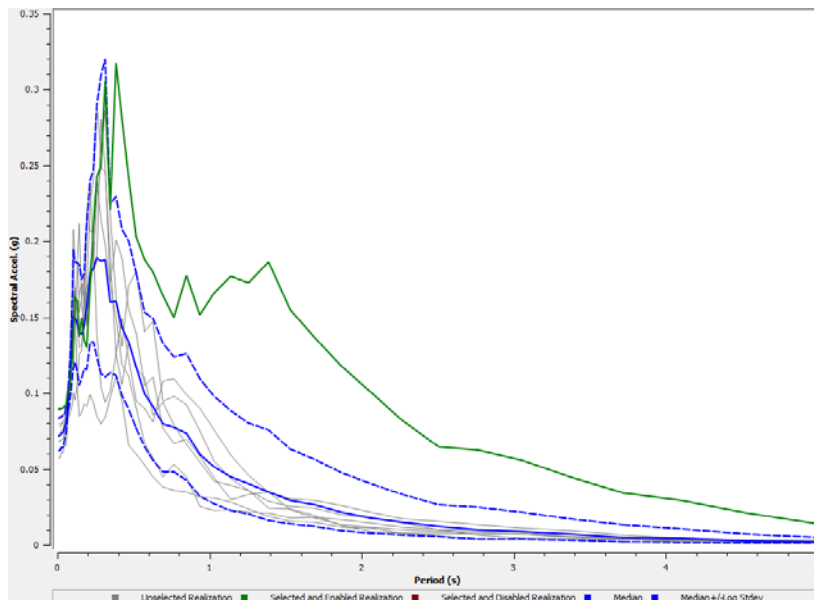
suolo vs profondità insieme alla tabella dei valori di PGA per ogni *input* sismico con relativa media e lo spettro elastico del moto atteso sia calcolato che normalizzato.

#### 8.2.5.1. Stato Limite Operatività (SLO)

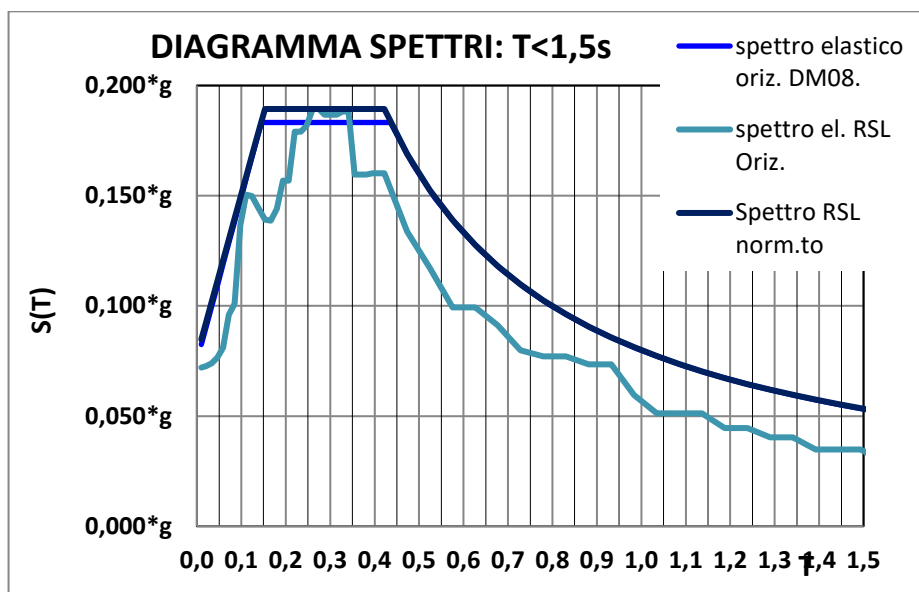


000365	000392	000473	0004674	005079	005655	0006332	mediana
0.0771	0.0734	0.0792	0.0896	0.0681	0.0566	0.0636	<b><u>0.0718</u></b>

### Spettri elastici da RSL



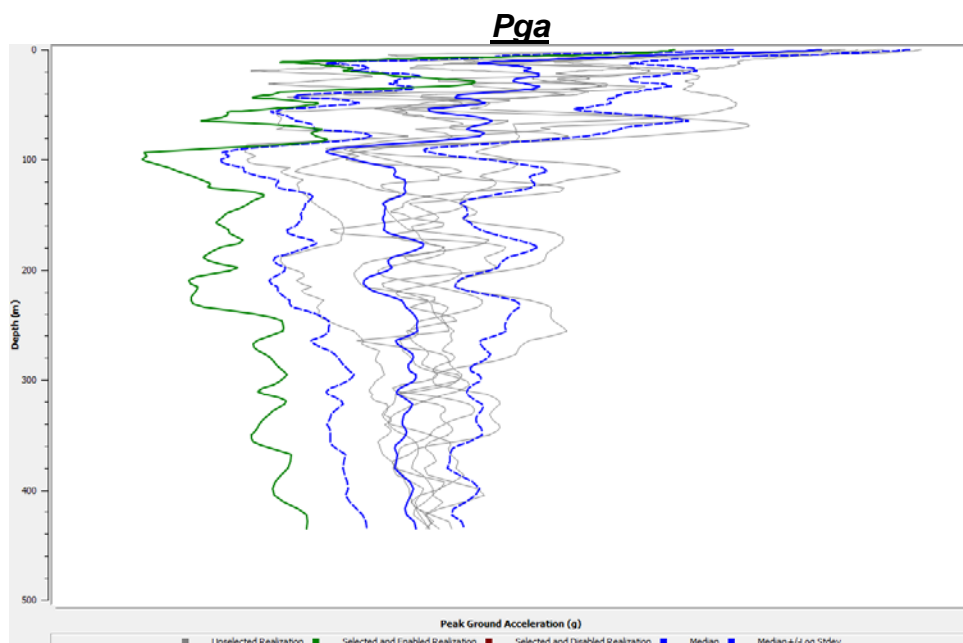
### Spettro elastico medio da RSL normalizzato



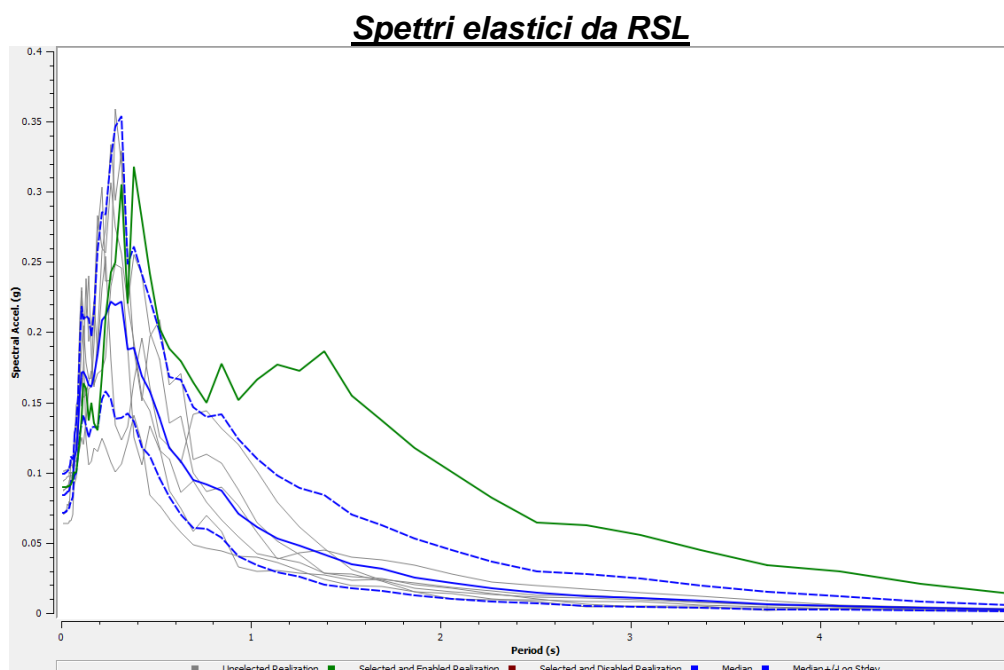
SLO <sub>RSL</sub>	
ag	0,0718
F <sub>0</sub>	2,443
T <sub>B</sub>	0,153
T <sub>C</sub>	0,422
T <sub>D</sub>	1,800
S	1,426

Progetto definitivo ed esecutivo per la nuova costruzione di edificio di edilizia residenziale pubblica comprendente n. 18 alloggi nell'area "ex Colonia Prealpi" in via Galileo Galilei, Valverde di Cesenatico (FC). Relazione Geologica e Relazione sulla Modellazione Sismica

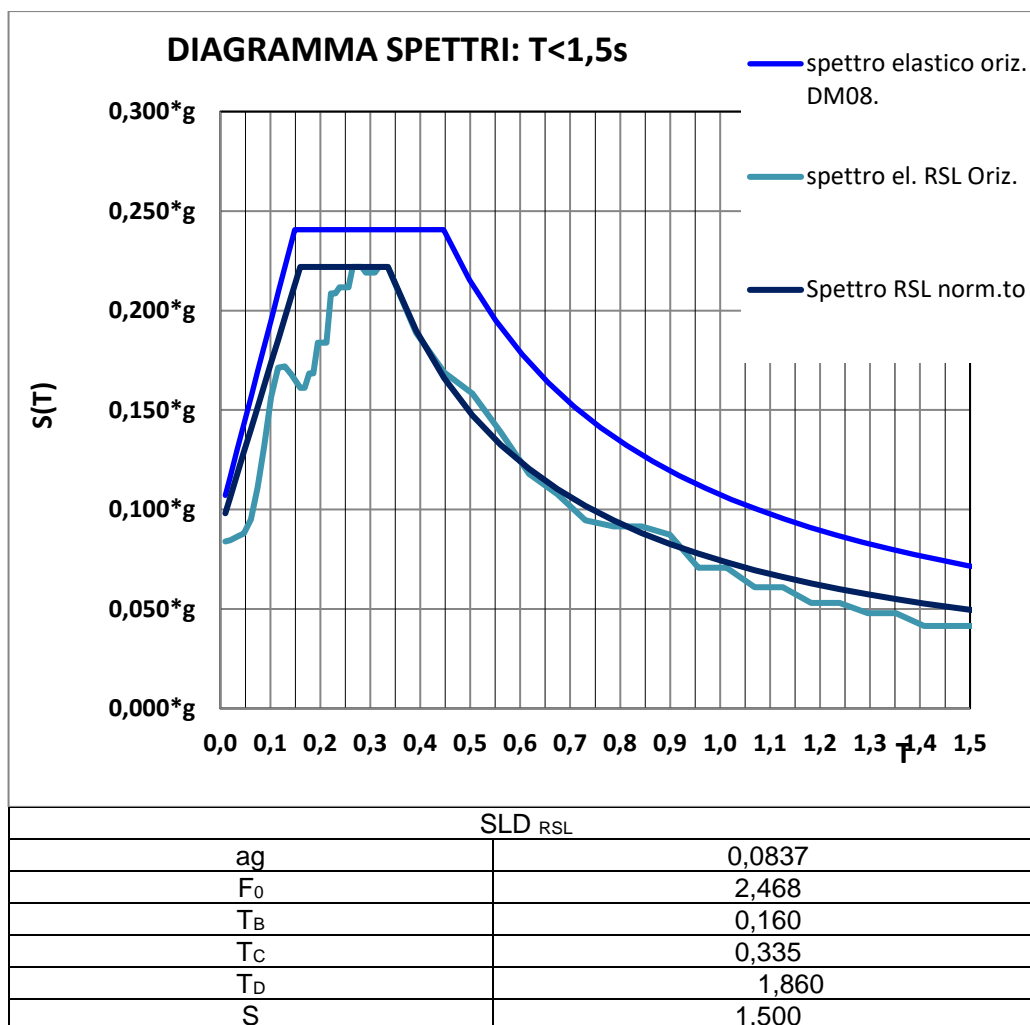
### 8.2.5.2. Stato Limite Danno (SLD)



000365	000392	000473	0004674	005079	005655	0006332	mediana
0.0867	0.0939	0.1010	0.0896	0.0875	0.0700	0.0636	<b><u>0.0837</u></b>

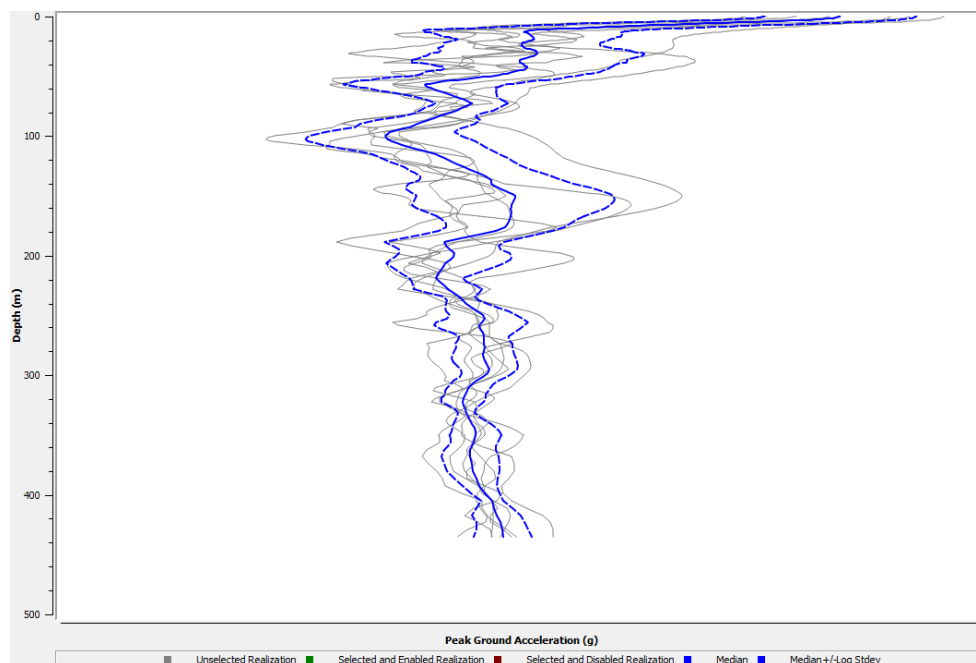


**Spettro elastico medio da RSL normalizzato**



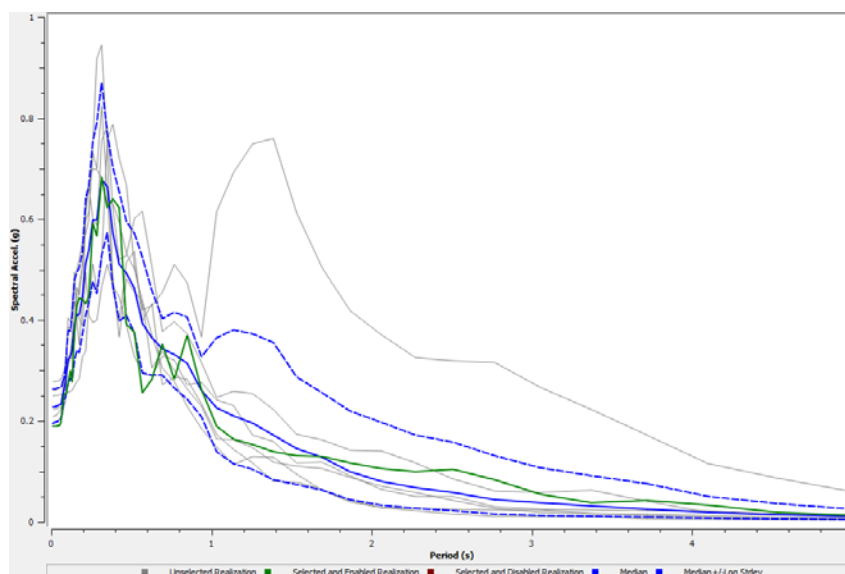
### 8.2.5.3. Stato Limite Vita (SLV)

#### Pga



000193	000365	000383	001243	005085	006332	007142	mediana
0.2776	0.1968	0.2086	0.2600	0.2501	0.2224	0.1887	<b><u>0.2271</u></b>

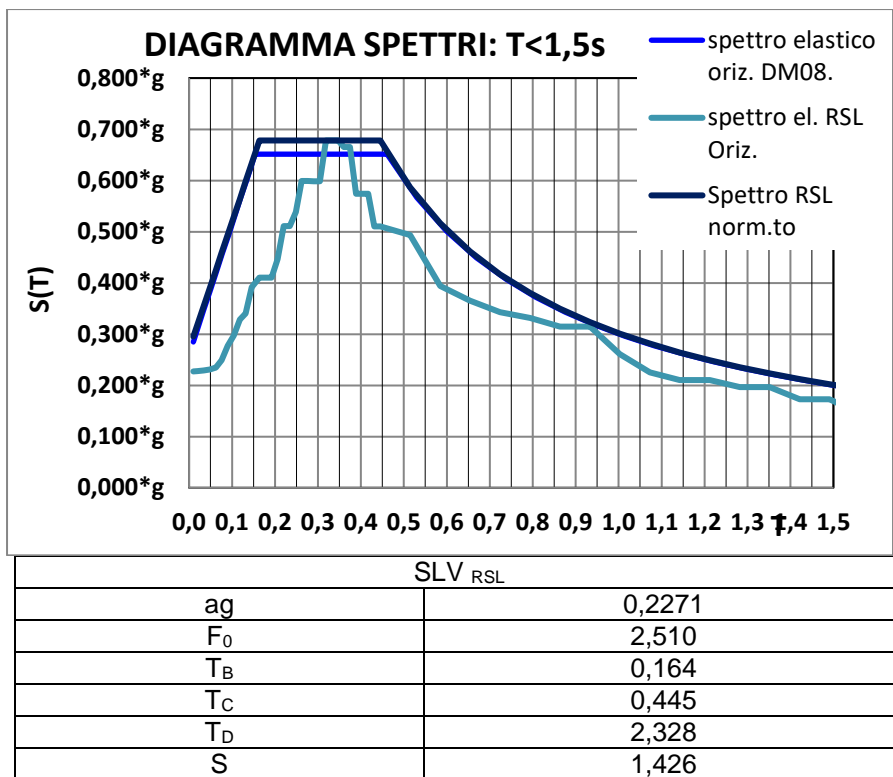
#### Spettri elastici da RSL



Progetto definitivo ed esecutivo per la nuova costruzione di edificio di edilizia residenziale pubblica comprendente n. 18 alloggi nell'area "ex Colonia Prealpi" in via Galileo Galilei, Valverde di Cesenatico (FC). Relazione Geologica e Relazione sulla Modellazione Sismica

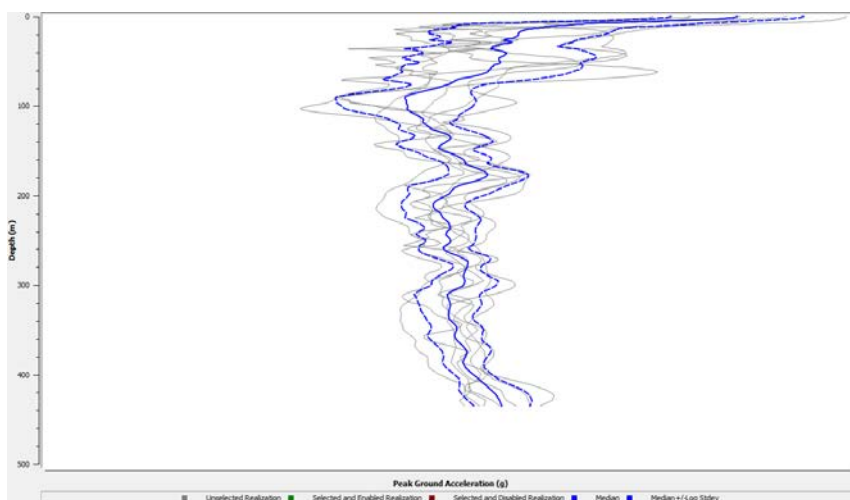


### Spettro elastico medio da RSL normalizzato



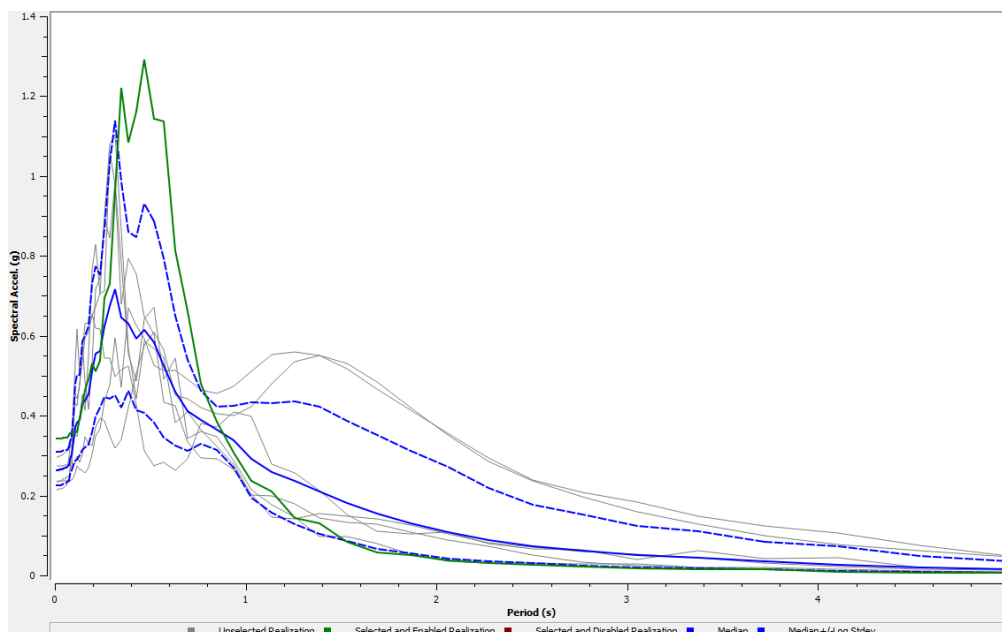
#### 8.2.5.4. Stato Limite Collasso (SLC)

#### Pga

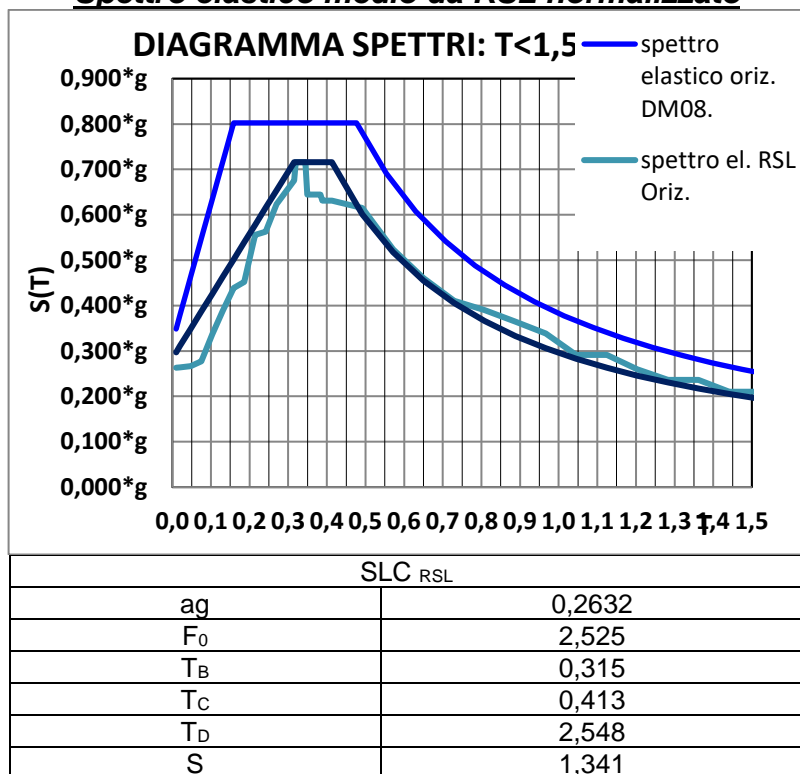


000365	000473	000981	003802	004674	006332	006332	mediana
0.2351	0.2964	0.3419	0.2150	0.2350	0.2652	0.2739	<b>0.2632</b>

### Spettri elastici da RSL



### Spettro elastico medio da RSL normalizzato



## **9. VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE**

### **9.1. PREMESSA**

La modellazione sismica, utilizzando l'approccio semplificato, colloca l'area in esame nello scenario di pericolosità sismica locale, descritto con la categoria di sottosuolo "C" caratterizzata da  $A_{max}$  pari a **2,554** m/s<sup>2</sup> (SLV).

L'analisi della Risposta Sismica Locale ha evidenziato un'ago (SLV) pari a **0,2271g** m/s<sup>2</sup> alla quota del piano di campagna.

### **9.2. SUSCETTIVITÀ ALLA LIQUEFAZIONE**

Le norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche suggeriscono che, se nel sottosuolo dell'opera e nelle sue adiacenze, entro una profondità massima di 15/20 metri dal piano di campagna, sono presenti strati importanti di sabbie o sabbie limose sotto falda, dovranno essere eseguite indagini specifiche con relative verifiche per valutare il pericolo di liquefazione. Questo fenomeno si verifica nei sedimenti sabbiosi saturi, che, durante o dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio.

Poiché nella successione stratigrafica in esame sono presenti livelli sabbiosi sotto falda, sia pure di modesta entità, è stata eseguita, come sarà esposto in seguito, una specifica analisi di dettaglio della suscettibilità alla liquefazione dei terreni in esame.

La valutazione del rischio di liquefazione durante i terremoti per la zona in esame è stata effettuata considerando una magnitudo del sisma pari a **6,14** ( $M_w \max gr = 6,14$ , Zona sismogenetica ZS9 917 "Rimini-Ancona")

I calcoli della suscettività alla liquefazione, esposti dettagliatamente nello specifico rapporto allegato, sono stati eseguiti, con riferimento a ciascuna penetrometria considerata (3 CPTU eseguite nel 2018), col metodo di Robertson (1998-2009), utilizzando il programma CLiq v.2.2.0.37 - CPT Liquefaction Assessment Software della GeoLogismiki, Geotechnical Engineering Software.

Secondo le normative europea e italiana, è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e pertanto deve essere verificata la condizione  $F.S. \leq 1,25$ .

L'insieme delle analisi effettuate, considerando i dati sul sottosuolo fino a 20 metri di profondità, forniti dalle penetrometrie, il livello della falda prudenzialmente considerato durante la simulazione del terremoto a 0,50 metri sotto il piano di campagna e un'accelerazione di progetto pari a **0,23g** (SLV categoria di sottosuolo "C"), ha portato ai risultati compendati nella tabella n. 8.

TABELLA N. 8 - INDICE DI LIQUEFAZIONE GLOBALE DEI TERRENI IN ESAME

PENETROMETRIA	INDICE DI LIQUEFAZIONE GLOBALE ( $I_L$ )
CPTU01/2018	7,81
CPTU02/2018	10,74
CPTU03/2018	10,28
<b>Media</b>	<b>9,61</b>

La valutazione del rischio di liquefazione, effettuata con riferimento all'indice di liquefazione ( $I_L$ ) come precisato nella tabella n. 9, porta a definire globalmente **probabile** questo fenomeno nei terreni in esame.

TABELLA N. 9 - VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

VALORI DI $I_L$	RISCHIO DI LIQUEFAZIONE
$I_L = 0$	Assente
$0 < I_L \leq 5$	Non probabile
<b><math>5 &lt; I_L \leq 15</math></b>	<b>Probabile</b>
$15 < I_L$	Certo

Nella figura n. 18 sono evidenti gli indici di liquefazione calcolati unitamente alla valutazione del relativo rischio di liquefazione.

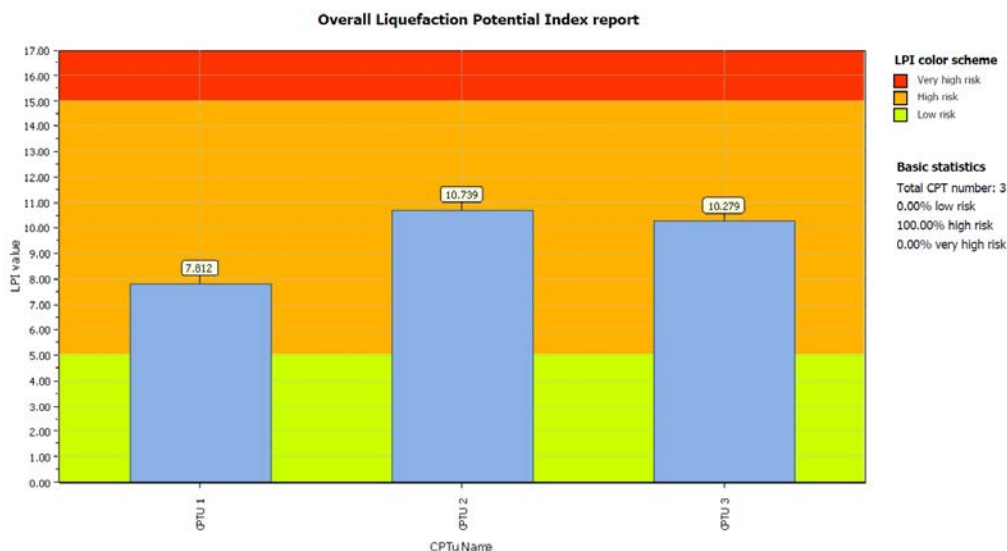


Figura n. 18 - Indici di liquefazione calcolati congiuntamente alla valutazione del relativo rischio di liquefazione

La figura n. 19 mostra la probabilità, espressa in percentuale, che la

liquefazione dei terreni in esame si verifichi. I terreni rappresentati indicano probabilità di liquefazione **alta**.

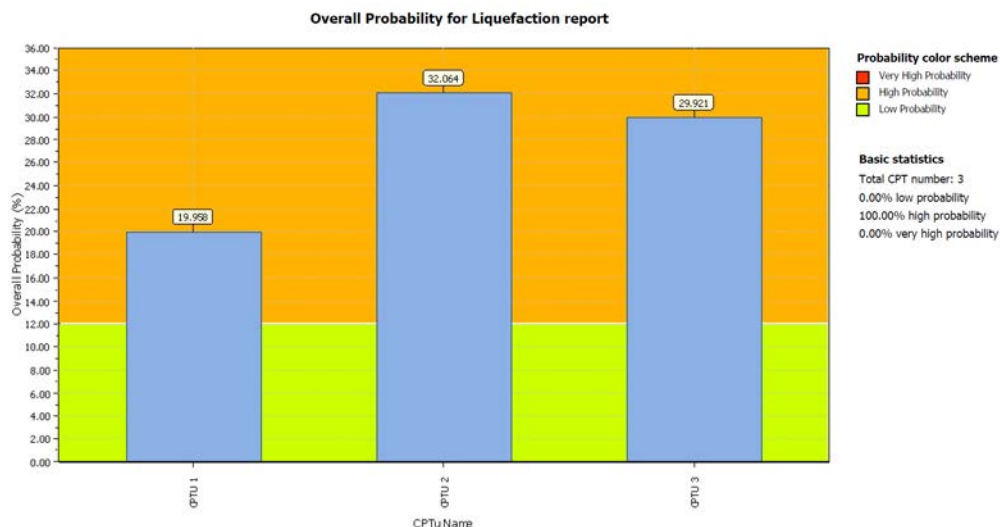


Figura n. 19 - Probabilità di liquefazione

Utilizzando le recenti classi di pericolosità di liquefazione secondo Sonmez (2003) indicate nella tabella n. 10 si è portati a ritenere, in generale, che questo rischio sia **alto**.

TABELLA N. 10 - VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE SECONDO SONMEZ (2003)

VALORI DI $I_L$	RISCHIO DI LIQUEFAZIONE
$I_L = 0$	Nulla
$0 < I_L \leq 2$	Bassa
$2 < I_L \leq 5$	Moderata
$5 < I_L \leq 15$	<b>Alta</b>
$15 < I_L$	Molto alta

### 9.3. STIMA DEI CEDIMENTI PERMANENTI POST-SISMICI

La stima dei cedimenti permanenti post-sismici nei terreni granulari saturi liquefacibili dell'area in esame è stata effettuata, a titolo puramente orientativo, utilizzando il programma CLiq v.2.2.0.37 - CPT Liquefaction Assessment Software della GeoLogismiki, Geotechnical Engineering Software.

I risultati ottenuti, con riferimento a ciascuna penetrometria considerata, sono riportanti nella tabella n. 11.

TABELLA N. 11 - CEDIMENTI PERMANENTI POST-SISMICI

PENETROMETRIA	CEDIMENTO PERMANENTE POST-SISMICO (CM)
CPTU01/2018	8,91
CPTU02/2018	11,69
CPTU03/2018	12,12
<b>Media</b>	<b>10,91</b>

Nella figura n. 20 sono evidenziati i cedimenti verticali calcolati.

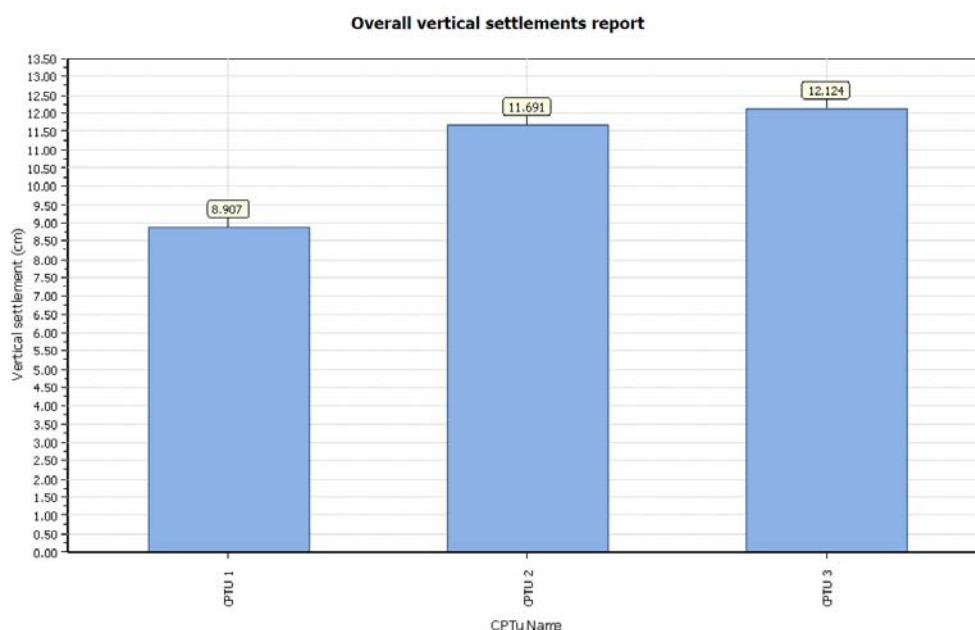


Figura n. 20 - Cedimenti verticali calcolati

#### 9.4. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

In base a quanto esposto si ritiene che il rischio di liquefazione sia alto.

#### 9.5. STABILIZZAZIONE DEI TERRENI LIQUEFACIBILI

Nella letteratura tecnica sono suggeriti numerosi metodi, usabili singolarmente o in combinazione, per ridurre il potenziale di liquefazione di un terreno libero in superficie, tra cui possono essere citati:

- metodi dinamici per aumentare efficacemente la compattezza (vibrocompattazione, *heavy tamping*<sup>8</sup>, consolidazione con esplosivi, ecc.);
- abbassamento della falda per incrementare le pressioni effettive;
- iniezioni cementizie o con resine sintetiche per migliorare i legami intergranulari;
- installazione di dreni (ghiaia ecc.) per aumentare la permeabilità interstiziale.

Va tenuto presente l'applicazione di ciascuno di questi metodi dipende dalla situazione ambientale ed urbanistica del sito interessato dall'intervento.

Tra i metodi dinamici, ove utilizzabili, sono ritenuti più idonei la vibrocompattazione, tecnica particolarmente *efficace* quando i materiali fini non superano il 20%, e il metodo *heavy tamping*, il cui successo non sempre garantito nei terreni naturali con percentuale di fini superiori al 10-20%.

Gli abbassamenti della falda, tendenti ad aumentare la pressione effettiva, sono normalmente di difficile applicazione, non sicuramente efficaci e piuttosto onerosi. Il costo dell'intervento limita anche la possibilità delle iniezioni con cemento o materiali argillosi oppure con sostanze chimiche.

L'intervento con l'installazione di dreni o di pali di ghiaia, se possibile associato alla vibrocompattazione, è normalmente considerato efficace ed economico, specie se attuato con pali di ghiaia moderatamente distanziati.

#### **9.6. SUGGERIMENTI TECNICI SULLE FONDAZIONI IN TERRENI LIQUEFACIBILI**

Rilevanti terremoti hanno posto in evidenza che fondazioni superficiali e su pali possono risultare ugualmente idonee se adeguatamente studiati e progettati. In proposito vengono suggeriti (Crespellani, Nardi e Simoncini, 1991) i seguenti principali criteri da seguire per una progettazione razionale in terreni liquefacibili:

- il piano di posa delle fondazioni deve essere a livello unico e raggiungere strati uniformi e stabili nei confronti della liquefazione;
- le fondazioni devono interessare un substrato omogeneo e non ricadere in parte su terreni liquefacibili e in parte non liquefacibili;
- la tipologia delle fondazioni deve essere possibilmente unica;

---

<sup>8</sup> In questo caso la densificazione del terreno viene ottenuta per caduta libera da 30-40 metri di grossi blocchi di calcestruzzo o di lastre d'acciaio pesanti fino a decine di tonnellate. Il trattamento tipico prevede 2-3 colpi al metro quadrato. Le onde di compressione, provocate dall'improvviso rilascio di energia, comportano un aumento istantaneo della pressione dei pori, che riduce la resistenza al taglio inducendo nel terreno una serie di liquefazioni successive. Al dissiparsi della pressione neutra in eccesso le particelle raggiungono nuove configurazioni più stabili.



- è preferibile adottare fondazioni a doppio graticcio di travi o palificate, mentre vanno evitate quelle a estese platee, in quanto impediscono il deflusso dell'acqua;
- nel caso di fondazioni profonde, i pali devono poggiare su uno strato totalmente stabile, prescindendo dalla collaborazione degli strati di terreno attraversati;
- i pali devono essere adeguatamente dimensionati ed armati per sostenere le forze taglienti e i momenti flettenti dovuti alle azioni sismiche in sommità;
- i pali più idonei sono quelli battuti e infissi senza asportazione di terreno;
- la capacità portante delle palificate va moltiplicata per un coefficiente di riduzione variabile da  $2/3$  a  $1/3$ .

Nella progettazione delle fondazioni di nuove costruzioni va adeguatamente considerata l'interazione terreno-struttura. Per migliorare quelle di strutture esistenti vengono suggeriti l'impiego di micropali oppure tecniche di costipamento del terreno che non provochino vibrazioni (iniezioni, dreni ecc.).

## **10. ORIENTAMENTI TECNICI<sup>9</sup>**

### **10.1. MODELLO GEOLOGICO ED IDONEITÀ DEL TERRENO**

Gli elementi geologici, geotecnici ed idrogeologici acquisiti hanno consentito di definire le caratteristiche fondamentali (modello geologico) del terreno ove è prevista la realizzazione in progetto.

Quanto esposto porta, in particolare, a ritenere che la portanza del locale terreno di fondazione sia adeguata alle attuazioni previste.

In base alla tipologia delle fondazioni, la capacità portante del terreno può essere determinata, alla profondità e secondo le caratteristiche prescelte, con le metodologie correnti ed impiegando prudenzialmente i parametri geotecnici desumibili dall'insieme delle prove eseguite.

### **10.2. PORTANZA DEL TERRENO**

A titolo di esempio, utilizzando la procedura prevista, dal D.M. 11.03.1988, la capacità portante del terreno, nel caso di fondazioni superficiali, può essere orientativamente determinata, con la formula di Brinch Hansen (1970), trascurando i fattori di inclinazione ed eccentricità del carico, di inclinazione del piano di campagna e di inclinazione della base della fondazione:

$$Q = c N_c S_c D_c + q N_q S_q D_q + 1/2 \gamma B N_\gamma S_\gamma D_\gamma$$

dove: Q = capacità portante; c = coesione del terreno al di sotto del piano di posa; q = pressione litostatica alla base della fondazione;  $\gamma$  = peso dell'unità di volume del terreno di fondazione;  $N_c$  = fattore di capacità portante relativo alla coesione;  $N_q$  = fattore di capacità portante relativo al sovraccarico;  $N_\gamma$  = fattore di capacità portante relativo al peso del terreno; B = larghezza della fondazione;  $S_c$ ,  $S_q$ ,  $S_\gamma$  = fattori di forma variabili a seconda se le fondazioni sono nastriformi, rettangolari, quadrate o circolari;  $D_c$ ,  $D_q$ ,  $D_\gamma$  = fattori di profondità della fondazione.

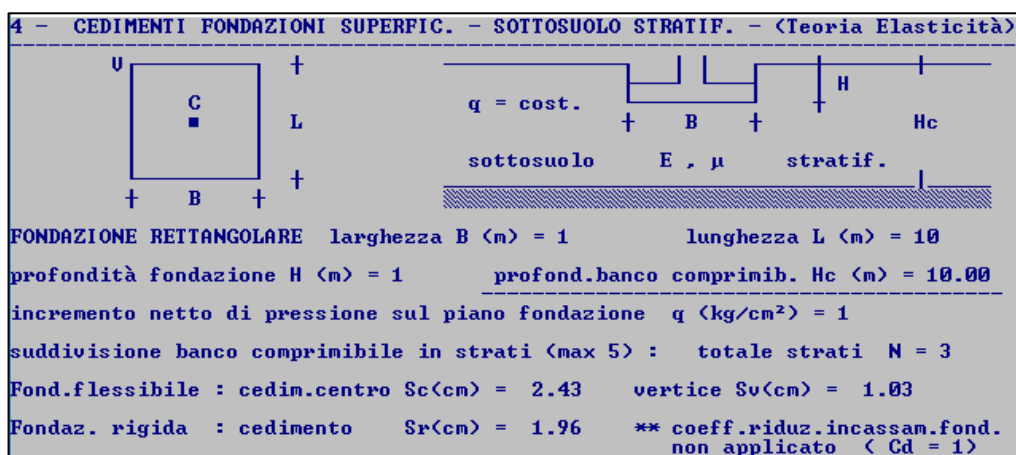
Nel caso di una fondazione nastriforme, con profondità del piano di posa di 1,0 metri, con falda ipotizzata a 1,0 metri di profondità dal piano di campagna, una coesione efficace  $c' = 0$ , 0 kg/cmq, un angolo d'attrito efficace pari a 30° e  $\gamma = 2,00$  t/mc, con L = 10,00 m, B = 1,00 m, si ottiene, in condizioni drenate (lungo termine), col fattore di sicurezza 3, un carico ammissibile di 1,42 kg/cmq

---

<sup>9</sup> I presenti orientamenti tecnici sono basati sul modello geologico locale e sulle caratteristiche generali delle opere in progetto. Essi esprimono una possibile modalità d'uso della zona, ma non intendono e non possono sostituirsi alle scelte tecniche del Progettista, fondate su una specifica conoscenza dei parametri dell'opera in progetto, dei suoi carichi e della sua compatibilità strutturale con le sollecitazioni e con le particolarità geologico - geotecniche del sito.

### 10.3. CEDIMENTI DEL TERRENO

Con riferimento alle fondazioni precedentemente ipotizzate e considerando il modello stratigrafico ottenuto dalle prove in sito, un primo orientamento in merito ai cedimenti è stato ottenuto utilizzando la teoria dell'elasticità. L'immagine che segue riporta i calcoli effettuati.



L'analisi è stata compiuta fino ad una profondità di 10,00 metri dal piano di campagna, suddividendo lo strato compressibile in tre porzioni ed utilizzando i valori dei coefficienti di compressione volumetrica  $m_v$  indicati nella tabella n. 12, un incremento netto di pressione dal piano di fondazione di 1,0 kg/cm<sup>2</sup> e un coefficiente di Poisson  $\mu$  pari a 0,50 per i terreni coesivi e 0,375 per quelli granulari.

TABELLA N. 12 - COEFFICIENTI DI COMPRESSIONE VOLUMETRICA  $m_v$

Profondità (m)	$m_v$ (cmq/kg)
1,00-5,10	0,012
5,10-7,9	0,020
7,9-10,00	0.028

Il cedimento massimo riscontrato al centro di una fondazione flessibile è pari a 2,43 centimetri.

Terzaghi e Peck hanno proposto di considerare come valori limite tollerabili cedimenti assoluti di 2,5 centimetri in terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) e 4 centimetri in terreni coesivi (limi e argille). La maggiore tolleranza consentita per i materiali dotati di coesione dipende dal fatto che in questi ultimi i cedimenti sono essenzialmente dovuti alla consolidazione, quindi distribuiti su intervalli di tempo relativamente ampi, fatto che consente alla sovrastruttura di meglio adattarsi alle deformazioni del terreno.

#### 10.4. COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

In merito al coefficiente di reazione del sottofondo ( $K_{ps}$ ) del terreno in esame, può essere fatto riferimento allo studio teorico sperimentale di Terzaghi (1955) riferito alla piastra modello di 0,30 metri di lato.

Lo studio citato fornisce valori medi del coefficiente di reazione del sottofondo aderenti al comportamento effettivo del suolo, quindi possono essere assunti i relativi valori, riportati nella tabella n. 13.

TABELLA N. 13 - COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO SECONDO TERZAGHI

	$K_{ps}$ (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Sabbia sciolta	Sabbia media	Sabbia densa
Sabbie asciutte o umide	1.3	4.1	16
Sabbie immerse in acqua	0.8	2.5	9.6
	Resistenza alla compressione semplice in kg/cm <sup>2</sup>		
	$Q_u = 1-2 \text{ kg/cm}^2$	$Q_u = 2-4 \text{ kg/cm}^2$	$Q_u > 4 \text{ Kg/cm}^2$
Argilla compatta	2.4	4.8	>9.6

Il conseguente modulo di reazione ( $K_r$ ) può essere calcolato per fondazioni continue di larghezza  $B$  (in cm) e per un terreno incoerente tramite la seguente relazione:

$$K_r = K_{ps} \left( \frac{B + 30}{2B} \right)^2 \quad \text{kg/cm}^2$$

e per un terreno coerente tramite la seguente relazione:

$$K_r = \frac{K_{psnb} \times 30}{1,5B} \quad \text{kg/cm}^2$$

Un quadro orientativo generale relativo al coefficiente di reazione del sottofondo  $K_{ps}$  (Winkler) dei vari tipi litologici può essere anche ricavato dalla tabella n 14.

TABELLA N 14 - COEFFICIENTI DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO  $K_{ps}$  (WINKLER) RICAVATI COME SINTESI DALLA CORRENTE LETTERATURA TECNICA (MAMMINO)

<b>Tipi di terreno</b>	<b><math>K_{ps}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
Torba leggera	0.6-1.2
Torba pesante	1.2-1.8
Terra vegetale	1.0-1.5
Depositi recenti (ovvero pozzolane recenti, discariche di materiale litoide, morene male addensate ecc.)	1.0-2.0
Sabbia fine	1.5-2.0
Sabbia (con granulometria diffusa e scarso indice dei vuoti)	2.0-4.0
Miscugli eterogenei di sabbie, fasi limose, argille rappresentate in maniera casuale ed in percentuali variabili (terre classificabili empiricamente come segue):	
terra molto umida	2.0-3.5
terra poco umida	3.0-6.0
terra secca	5.0-10.0
Argilla con sabbia	8.0-10.0
Argilla plastica, montmorillonitica, rigonfiatasi in presenza d'acqua	10.0-12.0
Sabbia (i valori più alti vanno attribuiti ad arenarie farinose)	

facilmente sfaldabili, già avviate però a divenire arenarie aggregate a struttura litoide per prosecuzione di fenomeni chimico fisici già in atto)	8.0-15.0
Ghiaia con sabbia (granulometricamente composta in modo che non ci siano vuoti visibili ad occhio nudo)	10.0-15.0
Ghiaia con sabbia (già classificabile come conglomerato naturale scarsamente o mediamente cementato, sul tipo delle puddinghe o brecce mioceniche)	15.0-25.0
Ghiaia (ad elementi sottili, da 0,5 a 2 centimetri di diametro)	15.0-20.0
Ghiaia (a ciottoli grossi di elevate caratteristiche meccaniche, come misti di fiume ben lavati): per fondazioni poco ampie per fondazioni ampie	20.0-25.0 25.0-30.0
Roccia	30.0 ed oltre
Roccia molto fratturata, epidermica rispetto alla formazione	15.0-25.0
Roccia sana, poco o nulla fratturata ed arenarie compatte	30.0-80.0
Arenarie antiche, metamorfosate, a struttura lamellare (ad esempio pietra lavagna)	30.0-50.0
Calcari sani non cariati (formazioni dolomitiche, calcari grigi del Lias ecc.)	30.0-50.0
Rocce vulcaniche (porfidi, basalti, graniti) non degradate né argillificate	>50.0

#### **10.5. INDICAZIONI PROGETTUALI**

L'analisi effettuata permette di affermare che le fondazioni dell'edificio da costruire è opportuno siano impostate a 0,80-1,00 metri di profondità. È essenziale, in ogni caso, che tali fondazioni poggino su un substrato litologicamente omogeneo.

Poiché l'area interessata dalla costruzione in progetto si attesta su un deposito di sabbie litoranee di pertinenza dell'Unità di Modena (AES8a) dell'Olocene che presenta una certa eterogeneità sia verticale sia orizzontale, si suggerisce un'attenta verifica del substrato di fondazione, posto in luce all'atto esecutivo. Ne deriva l'opportunità della presenza in cantiere del Geologo durante le principali operazioni di scavo al fine di verificare la tipologia dei terreni del piano di posa delle fondazioni identificato dal progetto e stabilire col Progettista, in caso si riscontrino localizzate anomalie, gli accorgimenti tecnici da apportare ed eventualmente il nuovo piano di posa delle fondazioni dell'edificio.

Si suggerisce, infine, di porre particolare attenzione nella fase di progettazione alla concreta possibilità che la falda freatica possa risalire, anche se temporaneamente, fino a profondità prossime al piano di campagna attuale.

## **11. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE**

In sintesi, la presente indagine geognostica ha fornito, in merito al terreno interessato dal progetto per la nuova costruzione di edificio di edilizia residenziale pubblica comprendente n. 18 alloggi nell'area "ex Colonia Prealpi" in via Galileo Galilei a Valverde di Cesenatico (FC), il seguente quadro.

L'area in oggetto, praticamente pianeggiante e posta a circa 1,5 metri sul livello marino, ricade su un deposito di sabbie litoranee di pertinenza dell'Unità di Modena (AES8a) dell'Olocene.

Nell'area in esame e nel territorio di pertinenza non si riscontrano processi morfogenetici tali da arrecare danno alle realizzazioni previste. In particolare, dato l'andamento pianeggiante della superficie, non sussistono problemi di stabilità.

Le caratteristiche del terreno in esame sono state definite mediante l'esecuzione di un sondaggio a carotaggio continuo (S1), di 3 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU), di un'indagine geofisica, di prove in laboratorio su tre campioni, prelevati durante l'esecuzione del sondaggio, e con l'installazione di 3 piezometri Norton.

Il sottosuolo in oggetto è contraddistinto dalla presenza di deposito sabbioso costiero superficiale, che ha una potenza di circa 8 metri e che può essere distinto in una parte superiore, della potenza di circa 5 metri, costituita da sabbia fine e/o medio fine limosa mediamente densa, e in una parte inferiore in cui il deposito sabbioso è contraddistinto dalla presenza di livelli lentiformi di limo sabbioso e limo argilloso. Questi sedimenti sabbiosi poggiano su una successione limoso argillosa e/o argilloso limosa, esplorata fino alla profondità di 15 metri sotto il piano di campagna, in cui la parte superiore è da molle a mediamente consistente, mentre quella inferiore è mediamente consistente.

Nella tabella n. 2 della presente relazione, alla quale si rimanda per i particolari, è precisata, in base ai risultati delle prove in sito eseguite ed a quanto noto sul terreno in esame, la locale stratigrafia del sottosuolo. Le indagini effettuate hanno inoltre consentito di definire i parametri geotecnici cautelativi, compendati nella tabella n. 5 di questo rapporto.

In base ai dati piezometrici acquisiti, risulta che, nel periodo considerato, localmente la falda freatica era situata mediamente a 1,50 metri sotto il piano di campagna. Va però tenuto conto che, in seguito a periodi d'intense e prolungate precipitazioni, questa falda può avvicinarsi in modo significativo alla superficie topografica.

Il territorio del Comune di Cesenatico è classificato sismico di seconda categoria (S=9). In base alla Classificazione sismica della Regione Emilia-Romagna, appartiene alla zona 2 e, nella mappa di pericolosità sismica dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia,

presenta valori di accelerazione sismica orizzontale massima ( $a_g$ ) pari a 0,175-0,200 g.

Lo studio geofisico realizzato ha definito un valore del parametro  $V_{s30}$ , computato a partire dal piano di misura, corrispondente al piano di campagna, dell'ordine di **203-204 m/s**, giudicata, nella situazione in esame, compatibile con la categoria di sottosuolo **C** delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 Gennaio 2008 e s.m.i.).

Nelle misure dei microtremori (metodologia H.V.S.R.) è stato riscontrato un picco principale a **0,38 Hz**.

Con riferimento alle specifiche di cui al § 7.11.3 del D.M. 17/01/2018, è stata sviluppata la Risposta Sismica Locale, assumendo la tipologia e la classe d'uso della struttura in progetto pari a quelle evidenziate nel approccio semplificato.

I risultati ottenuti sono stati utilizzati per la verifica del potenziale di liquefazione. Queste verifiche hanno evidenziato un alto rischio di liquefazione (Indice di liquefazione globale ( $I_L$ ) medio pari a 9,61) dei sedimenti sabbiosi presenti nell'area in esame in caso di eventi sismici significativi. La stima dei cedimenti permanenti post-sismici nei terreni granulari saturi liquefacibili dell'area in esame ha fornito un valore medio di 10,91 centimetri.

Gli elementi geologici, geotecnici ed idrogeologici acquisiti hanno consentito di definire le caratteristiche fondamentali (modello geologico) del terreno interessato dal progetto in esame e quanto utile per consentire la scelta della più opportuna tipologia di fondazioni sul terreno in esame. A titolo orientativo è stata anche effettuata una speditiva quantificazione della portanza locale del terreno di fondazione. È stato, inoltre, riscontrato un cedimento massimo, al centro di una fondazione flessibile, pari a 2,43 centimetri.

In base a quanto esposto e con le problematiche indicate, l'area in esame appare idonea, dal punto di vista geologico, all'attuazione del progetto per la nuova costruzione di edificio di edilizia residenziale pubblica comprendente n. 18 alloggi nell'area "ex Colonia Prealpi" in via Galileo Galilei a Valverde di Cesenatico (FC), purché siano adottati i necessari accorgimenti tecnici per ridurre il potenziale di liquefazione del terreno in esame.

Forlì, 10 agosto 2018

**Il Geologo**

Dott. Aldo Antoniazzi

**Collaboratori e Specialisti**

Dott. Geol. Alberto D. Antoniazzi

Dott. Geol. Maurizio Moroni