



Regione Emilia Romagna

Provincia di Reggio Emilia

# Comune di Luzzara

Progetto per la realizzazione di nuovo fienile e nuova stalla in Via Nazionale, n. 3 Codisotto frazione di Luzzara RE 42045. Riferimenti catastali: Foglio 2 Mappale 281 per stalla, 282, 285 fienile, 280, 284 sala mungitura. Proprietà: Az. Agr. Binacchi Vanni T. 3358009305 vanni.binacchi@gmail.com

**N.B.: questa relazione non dovrà ritenersi valida se riferita a un progetto diverso dal presente.**

Ai sensi del D.P.R. 328/01; L. 64 del 2/2/74, NTC 17/1/18, G.U. N. 8 20/2/18, O.P.C.M. 3274/03, D.M. 17/01/18

Indagini Geognostiche

Relazione Geologica

Relazione Geotecnica

Relazione Sismica

Relazione sulla modellazione sismica concernente

la pericolosità di base del sito di costruzione

SPETT. LE DITTA

FANTONI S.A.S.

DI FANTONI PAOLO & C.

VIA FRANCESCO CRISPI, N. 150

46010 MARCARIA (MN)

T.F. + 39 0376929887 (ANDREA)

E-mail: paolofantoni1@alice.it

PARTITA I.V.A. 01978570206

CODICE FISCALE 01978570206

MARCO MELLI DR.

ISCRITTO ALL'ORDINE

DEI GEOLOGI DELLA

LOMBARDIA COL N. 971

SEZ. A - DAL 14/03/1997

Responsabile: Melli Dr. Marco

[www.consulenzemarcomelli.eu](http://www.consulenzemarcomelli.eu)

U f f i c i o :

1] Villafranca di Verona (VR) [37069] Via Luigi Fantoni, n. 15 (residenza ed ufficio)

2] Suzzara (MN) [46029] Via Campana, n. 20 (ufficio di rappresentanza)

T.M. 3358427595 [melli.geo@gmail.com](mailto:melli.geo@gmail.com) [marcomelli@epap.sicurezzapostale.it](mailto:marcomelli@epap.sicurezzapostale.it)

Fax 02700426729 Skype: Marco.Melli.66 Codice Destinatario SDI M5UXCR1

Cod. Fisc. MLLMRC66S30L020D P. I.V.A. 01839040209 Nato Il 30/11/66 a Suzzara (MN)

Suzzara - Villafranca, Aprile Duemilaventuno



[Rif. Int. 2198-19184.odt (M)] Suzzara - Villafranca di Verona, aprile 2021

## 1 . R I F E R I M E N T I N O R M A T I V I

I quadro normativo a cui si è fatto riferimento nelle presenti relazioni geologica, geotecnica e sismica è rappresentato in primis dalle seguenti norme:

### T A B E L L A 1 : R I F E R I M E N T I N O R M A T I V I .

- Nuove NTC 17/01/18 G.U. N 8 20/02/2018.
- Circolare esplicativa N.T.C. 2018: Sul supplemento ordinario n. 5 alla Gazzetta ufficiale n. 35 dell'11 febbraio 2019 è stata pubblicata la Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento...
- Ministero delle infrastrutture e dei trasporti - Circolare 11 dicembre 2009: "Entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14/01/08 e relativa Circolare 5 agosto 2009".
- 14 gennaio 2008. Circolare 5 agosto 2009 - Ulteriori considerazioni esplicative.
- 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 n. 617 del 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).
- D.M.11/3/88 (vigente per la Zona sismica 4 con edifici in Classe I e II).
- Presidenza del Consiglio dei Ministri - Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del presidente del consiglio dei ministri n. 3274 del 20- 03 - 2003.
- PAI (Del. del Com. Ist. Dell'Aut. Di Bac. fiume Po del 26/04/01 con DPCM 24/05/01).
- Terre e Rocce da scavo D. M. 10 agosto 2012, n. 161, D.lgs n. 152/2006, D.lgs n. 4/2008 .
- Vincolo Idrogeologico: R.D.L. 30 dicembre 1923, n. 3267 e dal successivo Regolamento di applicazione approvato con R.D.L. 16 maggio 1926, n. 1126.
- Decreto del Presidente della Repubblica n. 164 del 7 gennaio 1956: "Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro nelle costruzioni" Artt. 12 e 14.
- Art. 33 Costituzione italiana.
- Determinazione 1105/2014 del Servizio Geologico.
- D.G.R. Reg. Emilia Romagna n. 1677 del 2005.
- Circ. Reg. E.R. prot. 1288 dell'11/02/1983.
- L. R. 20/2000, L. R. 31/02.
- Del. Assemblea Legislativa della R.E.R. n. 112 del 02/05/07 (atto ai sensi dell'art. 16 della L. R. 20/00).
- D.G.R. 2193/2015
- L. R. n. 19 del 21/11/2008.
- R.E.R. Determinazione n° 1105 del 03/02/2014: "Indicazioni sulla documentazione tecnica da produrre a supporto della richiesta di contributi per interventi di consolidamento del terreno di fondazione in caso di riparazione, ripristino con miglioramento sismico o demolizione e ricostruzione di edifici dichiarati inagibili che abbiano riportato danni da liquefazione, a seguito della sequenza sismica che ha interessato la pianura emiliana nel maggio-giugno 2012".
- Comunicazione 179/2002 della Commissione Europea "Il suolo è una risorsa vitale, .... e deve essere protetta per assicurare lo sviluppo sostenibile".
- R. D. 523 del 1904.

## 2 . 6 . 1 R E L A Z I O N E G E O L O G I C A 3 . P R E M E S S A

**A** seguito dell'incarico del committente <sup>(1)</sup>, sono state redatte le presenti Relazione Geologica, Geotecnica e Relazione sulla modellazione sismica concernente la pericolosità di base del sito di costruzione. La perizia ha previsto le indagini geognostiche e le relazione geologica, geotecnica e sismica. La consulenza riguarda il Progetto per la realizzazione di nuovo fienile e nuova stalla in Via Nazionale, n. 3 Codisotto frazione di Luzzara RE 42045. Riferimenti catastali: Foglio 2 Mappali 281 per stalla, 282,285 fienile, 280,284 sala mungitura. Proprietà: Az. Agr. Binacchi Vanni T. 3358009305 vanni.binacchi@gmail.com. Il fabbricato in oggetto si inserisce in un contesto paesaggistico agricolo. Nella consulenza si è fatto riferimento, in prima istanza, alle informazioni che il progettista <sup>(2)</sup> ha messo a disposizione.

Lo scopo della presente consulenza consiste nell'analisi della fattibilità geologica ai fini della progettazione architettonica, nell'individuazione delle caratteristiche geologiche del sottosuolo e degli aspetti geomorfologici ed idrogeologici della zona, la verifica della stabilità dei terreni superficiali e profondi, valutazione del rischio sismico, nonché il rischio di esondazione della zona in riferimento al P.A.I., e la verifica della presenza del Vincolo Idrogeologico. In particolare la relazione geologica, seguendo i dettami della vigente normativa e dello stato dell'arte, è finalizzata alla definizione del modello geologico, che è imprescindibile per la redazione del successivo modello geotecnico, facente parte della relazione d'opera geotecnica. La presente relazione tecnica e scientifica ha validità esclusivamente per il lotto ed il progetto in oggetto: Foglio 2 Mappali 281, 282, 285, 280, 284 e la posizione con Coordinate WGS84: Lat 44.975947 - Lng 10.713959.

<sup>1</sup> Fantoni S.A.S. di Fantoni Paolo & C. Via Francesco Crispi, N. 150 Marcara MN 46010 T. F. 0376929887 paolofantoni1@alice.it fantonipaolosas@pec.it P. I.V. A. 01978570206 C. F. 01978570206 Codice SDI: M5UXCR1

<sup>2</sup> Studio Arch. Francesca Vezzali vezzali.f@bertanivezzali.it & Fantoni S.A.S. di Fantoni Paolo & C.

## 4. DESCRIZIONE SINTETICA DEL PROGETTO



FIG. 1: ORTOFOTO, SITO CON COORDINATE WGS84: LAT 44.975947 - LNG 10.713959 ELEV. 20 M.



## 5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DA STUDIO GEOLOGICO GENERALE COMUNALE

Di seguito sono riportate stralci della cartografia ritenuta utile per il presente elaborato.

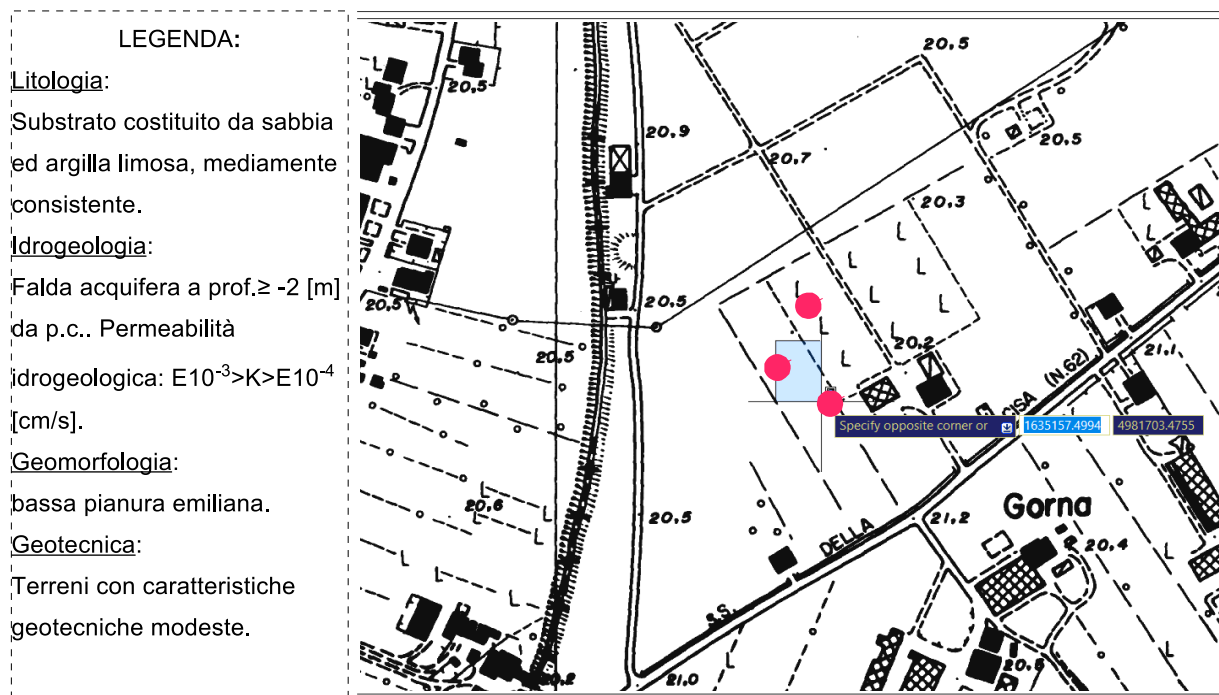


FIG. 2: CARTA GEOLOGICA POSIZIONE INDAGINI GEOLOGICHE SVOLTE DA MARCO MELLI GEOLOGO

Legenda simboli: Posizioni delle Prove penetrometriche e delle Prospezione sismiche.

## 6. INDAGINI GEOGNOSTICHE OPERATE

La fase di analisi geologica del sottosuolo, oltre che su precedenti indagini geologiche fatte nelle vicinanze, si è basata sul rilievo geologico di campagna e sull'esecuzione di indagini geognostiche di tipo diretto, secondo il seguente calendario:

- 1] In data 15/04/2021 è stato svolto il rilievo geologico di campagna dell'area di progetto.
- 2] Il 15/04/2021 sono state effettuate 3 indagini sismiche sul microtremore sismico mediante stazione singola Tromino.
- 3] Il 15/04/2021 sono state effettuate 3 prove geognostiche consistente nell'indagine geologica di tipo diretto con Penetrometrie dinamiche del tipo DPM.

Le prove penetrometriche dinamiche permettono di ricostruire la stratigrafia dei terreni interessati dall'intervento e di individuare i parametri geotecnici ed idrogeologici per la corretta impostazione progettuale. Il penetrometro utilizzato è di tipo dinamico "Medio". I dati tecnici strumentali del penetrometro sono: Penetrometro dinamico DPM 30 – 20.

TABELLA 2 : DATI TECNICI DPM 30 – 20

Peso del Maglio		kg	30
Altezza di caduta		m	0,20 - 0,50
Passo di lettura		m	0,1
Cono:	Diametro	m	0,0356
	Angolo	gradi	90
	Area	cm <sup>2</sup>	10
Aste:	Peso	kg/m	1,95
	Lunghezza	m	1

La prova consiste nel contare i colpi necessari per la penetrazione nel terreno della punta ogni 10 centimetri, secondo quanto previsto dalle procedure standard. Lo svolgimento di parte delle prove penetrometriche sono disponibili al seguente link: <https://youtu.be/ZBJ66qLeru0>.



FIG. 3: INDAGINI SISMICHE



FIG. 4: PROVE PENETROMETRICHE

## 7. NOTE ILLUSTRATIVE SUL PENETROMETRO DINAMICO

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi "d") misurando il numero di colpi "N" necessari per raggiungere una data profondità. Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate, nel nostro territorio, da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione. La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consentono di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica. La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, deve comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona. Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti: 1] peso massa battente M. 2] altezza libera caduta H. 3] punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura). 4]-avanzamento (penetrazione) "d". 5] presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici). Dato il tipo di indagine, anche la scelta sulla caratterizzazione della natura prevalente dei terreni investigati (incoerente, coesiva, coesiva /incoerente - terreno dotato di comportamento intermedio e non inquadrabile in maniera certa), in genere, viene fatta di concerto con il professionista incaricato dal committente e/o con la D.L. nel rispetto delle competenze. Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella più sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente): tipo Leggero (DPL) - tipo Medio (DPM) - tipo Pesante (DPH) - tipo Superpesante (DPSH).

TABELLA 3: CLASSIFICAZIONE ISSMFE DEI PENETROMETRI DINAMICI:

Tipo	Sigla di riferimento	Peso della massa M [kg]	Prof.max indagine battente [m]
Leggero	DPL (Light)	$M < 10$	8
Medio $\longleftrightarrow$	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	25-30
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$	30
Super pesante	DPSH	$M > 60$	30

Come riportato sopra il penetrometro utilizzato in questa consulenza è il DPM.

## 8. RISULTATI DELLE INDAGINI: MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO

### 9. STRATIGRAFIA - CATEGORIE DEL SOTTOSUOLO DI FONDAZIONE

La stratigrafia naturale, presente fino a circa 15 [m] di profondità, è costituita dalla sovrapposizione ed alternanza di diversi litotipi; può essere così descritta:

#### TAB. 4: MODELLO GEOLOGICO DEL PRIMO SOTTOSUOLO.

Litotipo 1: [L1] Strato superficiale; si tratta di suolo costituito da limo sabbioso. Si tratta di un deposito mediamente coesivo, di colore tendente al grigio (indizio di presenza significativa di sostanza organica), di origine alluvionale, caratterizzato da alterazione superficiale dovuta a pedogenesi, sia per cause climatiche che per le lavorazioni agricole a cui il terreno è stato sottoposto in passato. Lo spessore del litotipo -L1- è compreso entro 1 [m]. Il limite inferiore del litotipo si sviluppa in modo irregolare con profondità media di circa 1 [m]. Dal punto di vista idrogeologico questi depositi si caratterizzano da un drenaggio basso riferibile a  $1 \times 10^{-4}$  [cm/s].

Litotipo 2: [L2] Strato presente sottostante "L1"; questo sedime è costituito da depositi prevalentemente limo argillosi, risulta presente sino a circa 15 [m] di profondità. Sono depositi continentali di tipo alluvionale caratterizzati da parametri geotecnici da mediocri a sufficienti. In base alle caratteristiche geotecniche si tratta di materiali coesivi a comportamento di tipo prevalentemente plastico ovvero rigido mediamente consistente. La falda acquifera è stata rilevata a profondità  $\geq -2$  [m]; si tratta di una profondità che oscilla nell'ordine del decimetro, sarà quindi opportuno tenere presente ciò in riferimento al piano terra dei futuri fabbricati. Da prove eseguite in passato, si ritiene che la sua posizione possa avere oscillazioni dell'ordine del decimetro. Tale profondità è variabile a seconda della stagione e dell'irrigazione dei campi. L'acquifero è permeabile per porosità. All'interno di questo secondo strato è possibile rinvenire locali livelli alluvionali costituiti da limo argilloso. In riferimento alla classificazione sismica la categoria di appartenenza è la C "Depositi coesivi mediamente consistenti" caratterizzati da valori di Vs30, riferibile alla zona e non al singolo sito, è compresa tra 180 e 360 [m/s]. In riferimento alla Classificazione USCS si tratta di terreni classificabili come ML-MH. È utile suggerire che le fondazioni andranno poste con base nel litotipo 2. Le pareti degli scavi, al massimo di 1,5 [m] di profondità, in questo litotipo risultano stabili nel breve periodo (al massimo 1 ora), oltre al quale potrebbero franare.

Tale stratigrafia può essere assunta come indicativa del sottosuolo naturale (indisturbato) della posizione ove si realizzerà il progetto in oggetto. Le caratteristiche geotecniche sono in generale mediocri, consentono comunque di edificare, ovviamente pur sempre nel rispetto delle buone regole costruttive. Tali indicazioni sopra riportate non sono più valide se il progetto fosse differente e venisse riferito ad un'altra posizione rispetto a quella censita al Foglio 2 Mappali 281, 282, 285, 280, 284, nel Catasto del Comune di Luzzara.

## 10. GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA DEL SITO

I territorio del Comune di Luzzara è parte del settore centrale della Pianura Padana, porzione del quale condivide l'evoluzione geologica generale. La storia geologica dell'area padana, a partire dal Terziario, è legata a tre principali fenomeni: apporto detritico dall'Appennino e dalle Alpi svolto dall'idrografia superficiale, la subsidenza e le variazioni climatiche. A partire dal Pleistocene medio-superiore, per diminuzione della subsidenza, i depositi continentali, i soli che affiorano in tutta la Pianura Padana, sostituiscono quelli marini sino al Recente. L'andamento strutturale, ricostruito dai dati geofisici e dai risultati delle perforazioni per le ricerche di idrocarburi, evidenzia che la tettonica della Pianura Padana è la continuazione di quella appenninica e sub-alpina. A livello regionale le strutture profonde che interessano l'area in esame sono infatti riferibili alla Monoclinale padana e alle propaggini più esterne dell'Appennino settentrionale. Dal punto di vista geomorfologico l'area giace in zona pianeggiante, con quote assolute comprese tra 19 e 21 [m] s.l.m., risulta stabile e non presenta rischi di alluvionamento. Durante il rilievo geologico di campagna, svolto anche mediante indagini geognostiche dirette è stato misurato il livello della falda acquifera superficiale rispetto al piano campagna. Tale misura è stata ottenuta dall'osservazione del livello d'acqua all'interno del foro delle prove penetrometriche. La falda acquifera è stata rilevata mediamente a profondità compresa tra -2 e -3 [m] rispetto al piano campagna. La falda acquifera è leggermente in pressione. In base a precedenti elaborazioni e misure effettuate in sito, si ritiene che tale livello sia fluttuante in senso verticale in relazione alle condizioni climatiche e all'irrigazione. I depositi alluvionali tipici della zona, sono contraddistinti da alta permeabilità; ciò facilita l'infiltrazione di acqua nel terreno, influenzando in tal modo il reticolo idrografico superficiale. L'acquifero è permeabile per porosità e ha un drenaggio superficiale elevato. La direzione di deflusso superficiale della falda acquifera è da S-SW a N-NE. Il valore della permeabilità  $-k-$  delle sabbie limose, calcolato secondo Hazen, è compreso tra  $10^{-3}$ - $10^{-4}$  [cm/s]. Ai fini dello smaltimento delle acque meteoriche nel sottosuolo si suggerisce di fare riferimento al valore di  $K = 1 \times 10^{-3}$  [cm/s]. La presenza di un consistente strato di sabbia nei primi 10 [m] consiglia di valutare la vulnerabilità dell'acquifero come medio - alta.

## 11. PERICOLOSITÀ GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA E FATTIBILITÀ DEL SITO

Dal punto di vista della Pericolosità e della Fattibilità geologica, in base a quanto indicato nei vigenti studi geologici a scala comunale e sovracomunale, l'area può essere considerata idonea a condizione che per ciascun progetto edificatorio siano rispettate le norme vigenti in materia.

In riferimento alla geomorfologia, nell'intorno non sono presenti fattori di pericolosità quali versanti instabili. Dal punto di vista tettonico nell'area di intervento, almeno



superficialmente, non sono evidenti faglie tettoniche<sup>3</sup>.

In senso idrogeologico ed idraulico l'area d'intervento è inclusa nella cosiddetta Fascia - C- del Progetto di Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (detto P.A.I.) ovvero nelle "Aree di inondazione per piana catastofica del fiume Po. In quest'area sono gli interventi ammessi possono essere esclusivamente quelli previsti dalla normativa dei Piani di Stralcio. Si ritiene che l'intervento proposto nel presente progetto non interferisce con l'assetto idrogeologico ed idraulico del sito. Le acque piovane vanno opportunamente regimate e poi disperse preferibilmente nel sottosuolo attraverso la progettazione di un sistema di sub-irrigazione. Anche gli scarichi derivanti dall'attività umana, in assenza della rete di raccolta della fognatura comunale, andranno dispersi in un adeguato sistema di dispersione mediante sub-irrigazione. Con queste modalità sarà rispettato il Principio dell'Invarianza idraulica. La vulnerabilità intrinseca degli acquiferi viene definita come elevata; si dovrà comunque evitare di sversare sul suolo sostanze nocive in quanto andrebbero ad inquinare direttamente, e rapidamente, la falda acquifera.

Il territorio del Comune di Luzzara, ai sensi del R.D.L. 30 dicembre 1923, n. 3267, e dal successivo Regolamento di applicazione, approvato con R.D.L. 16 maggio 1926, n. 1126, e dell'All. n. 1 della De. G. R. E-R. n. 1117/2000 non rientra in zona soggetta a Vincolo Idrogeologico.

## 12. PARAMETRI GEOTECNICI NATURALI

La diretta osservazione dei terreni durante il rilevamento geologico dell'area di intervento e durante le indagini geognostiche operate hanno consentito il raggiungimento di una sufficiente definizione del quadro litologico e stratigrafico del sottosuolo in esame. È possibile riassumere i valori dei parametri geotecnici da considerare. Per il calcolo dei parametri geotecnici sono stati considerati i seguenti riferimenti teorici: Angolo d'attrito interno = Road Bridge Specification. Coesione non drenata = Terzaghi & Peck. Densità relativa = Gibbs & Holtz. In base ai risultati ed alle elaborazioni precedenti suggeriamo l'impiego dei seguenti parametri geomeccanici:

TABELLA 5: PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO.

Peso di volume	$\gamma$	[t/m <sup>3</sup> ]	Da 1,79 a 1,81
Angolo d'attrito riferita a L1	$\varphi$	(°) sessagesimali	Da 20° a 23°
Coesione non drenata riferita a L2	Cu	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Da 0,2 a 0,4
Densità relativa riferita a L1	Dr	%	Da 50 a 60
Modulo edometrico medio del terreno		[kg/cm <sup>2</sup> ]	

Range di incertezza dei risultati nella definizione dei parametri geotecnici è pari al 5%. Nella valutazione dei risultati dei parametri geotecnici è possibile valutare che si tratta di parametri in linea con quelli delle zone della pianura.

<sup>3</sup>Per maggiori approfondimenti § Caratteri Sismotettonici.

## 13. 6.3 RELAZIONE SISMICA

## 14. RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE LA PERICOLOSITÀ DI BASE DEL SITO DI COSTRUZIONE

## 15. SISMICITÀ STORICA

La sismicità del territorio, prevalentemente correlata alle strutture superficiali (primi 15 [km]) e di media profondità (15 ÷ 35 km), è principalmente collegata a meccanismi focali compressivi e trascorrenti, mentre risultano nettamente secondari e subordinati i meccanismi focali distensivi<sup>4</sup>. I principali eventi registrati nel territorio in analisi ed al suo intorno sono riportati nelle tabelle di seguito esposte:

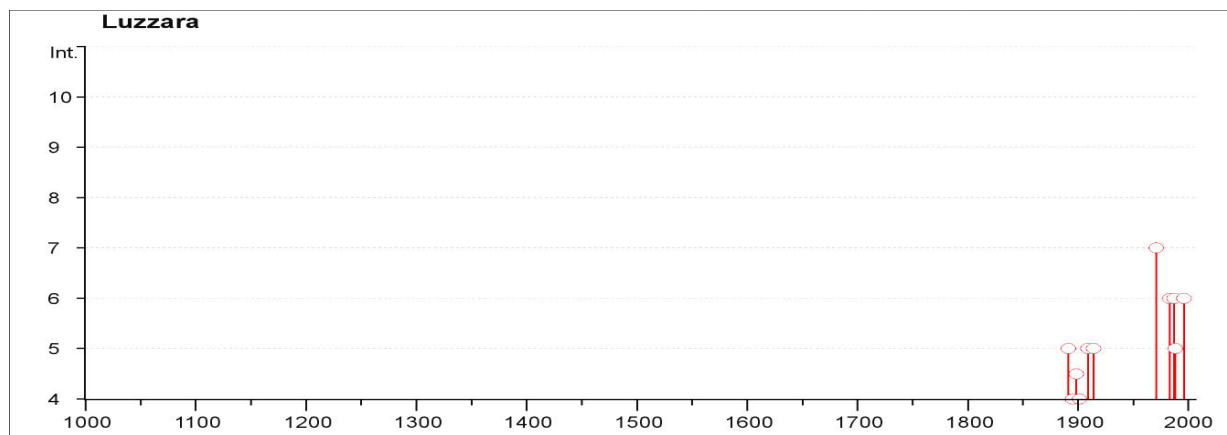


FIG. 5: INTENSITÀ STORIA SISMICA DEL TERRITORIO COMUNALE

TABELLA 6: STORIA SISMICA DEL TERRITORIO COMUNALE (FINO AL 2011)<sup>5</sup>

Seismic history of Luzzara					
[44.960, 10.690]					
Total number of earthquakes: 18					
Effects	Earthquake occurred:				
Is	Anno mese GG ora	Epicentro	Np	Io	Mw
5	1891 06 07 01:06:14	Valle d'Ilasi	403	8-9	5.86 ±0.06
3-4	1894 11 27 05:07	FRANCIACORTA	183	6	5.07 ±0.10
4	1895 04 14 22:17	Slovenia	296	8	6.23 ±0.08
4-5	1898 03 04 21:05	Valle del Parma	313	7-8	5.41 ±0.09
4	1901 10 30 14:49:58	Salā <sup>2</sup>	190	8	5.70 ±0.10
3	1907 04 25 04:52	Veronese	122	6	4.91 ±0.15
5	1909 01 13 00:45	BASSA PADANA	799	6-7	5.53 ±0.09
5	1914 10 27 09:22:36	Garfagnana	618	7	5.76 ±0.09
3-4	1937 09 17 12:19:05	Parmense	34	7	4.65 ±0.25
7	1971 07 15 01:33:23	Parmense	229	8	5.64 ±0.09
6	1983 11 09 16:29:52	Parmense	850	6-7	5.06 ±0.09
NF	1986 12 06 17:07:20	BONDENO	604	6	4.61 ±0.10
6	1987 05 02 20:43:53	Reggiano	802	6	4.74 ±0.09
5	1988 03 15 12:03:18	Reggiano	160	6	4.66 ±0.12
6	1996 10 15 09:56:02	Correggio	135	7	5.41 ±0.09
NF	1997 05 12 22:13:51	Reggiano	56	4-5	4.22 ±0.27
NF	1998 02 21 02:21:13	Reggiano	104	5	4.34 ±0.17
3-4	2000 06 18 07:42:08	Parmense	300	5-6	4.43 ±0.09

<sup>4</sup>[http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/query\\_place/?lex=Sismica\\_Normativa\Sismica Regioni\Storicità\\_da\\_httpemidius.mi.ingv.it/DBMI11dataimagesplaces\Marcaria](http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/query_place/?lex=Sismica_Normativa\Sismica Regioni\Storicità_da_httpemidius.mi.ingv.it/DBMI11dataimagesplaces\Marcaria)

<sup>5</sup> [http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/query\\_place/](http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/query_place/)





## 16. CENNI DI TETTONICA PROFONDA

L'area in oggetto appartiene alla bassa pianura reggiana dove, dal punto di vista stratigrafico, almeno per le prime decine di metri di profondità, si rilevano alternanze di strati con granulometrie comprese tra le sabbie, fini e grosse, ghiaie e le argille fini, collocabili cronologicamente ad attività Oloceniche. Tale situazione è la conseguenza dell'azione di deposito e di erosione svolta, a partire dal Pleistocene, dal sistema fluviale locale, di cui oggi il F. Po ne rappresenta uno. I depositi superficiali presenti nel sito sono prevalentemente costituiti da limo argilla e sabbia-ghiaia. Per quanto riguarda la struttura tettonica profonda, notizie precise si trovano nelle pubblicazioni dell'AGIP mineraria (1959). L'area in esame, che nel suo complesso rappresenta la zona di raccordo tra la terminazione occidentale della dorsale ferrarese e la monoclinale Alpino-Padana, risente, anche nei riguardi della distribuzione dei depositi più profondi, degli influssi dovuti alle strutture sinclinaliche di Piadena e Cremona, poste direttamente a O e che, unitamente alla dorsale ferrarese, hanno sicuramente controllato l'evoluzione del Po in questa zona (Pellegrini 1969). La monoclinale Alpino Padana è scomposta da faglie che peraltro, almeno nella zona in esame, presentano rigetti per lo più limitati; di conseguenza la loro influenza sui depositi alluvionali sovrastanti dovrebbe essere molto ridotta. Nella zona studiata la bibliografia non mostra la presenza di strutture tettoniche molto attive quali faglie o sovrascorrimenti o pieghe. Dagli studi sulla neotettonica dell'area risulta che la zona in oggetto è stata interessata dal Pliocene inferiore e per tutto il Pleistocene da una lenta subsidenza non compensata del tutto dalla sedimentazione. Tra la fine del Pleistocene e l'Olocene inferiore il motivo tettonico predominante è l'abbassamento continuo e generalizzato di tutta l'area in esame, così come probabilmente anche in buona parte della pianura padana. Tale abbassamento non è da considerarsi uniforme, ma differenziato, con spessori diversi dei sedimenti. Dall'Olocene inferiore ad oggi si sarebbe avuto l'abbassamento relativo seguito da stabilità nell'area.

In particolare, la fascia di alta pianura si inserisce in un contesto geodinamico caratterizzato da una tettonica a stile compressivo, che ha determinato un generale raccorciamento del margine appenninico e dell'edificio padano.

Tale raccorciamento si è prodotto attraverso due importanti fasce parallele di strutture di embricazione sepolte aventi direzione NW-SE e vergenza verso NE, le cui superfici di distacco interessano la copertura mesozoica e terziaria (Boccaletti et al., 1985). Il fascio più settentrionale è denominato Fronte di accavallamento esterno (External Thrust Front: ETF), appartiene all'arco delle "Pieghe Emiliana e Ferraresi" che costituiscono il fronte Nord della catena appenninica, sepolto dai sedimenti quaternari padani, che all'altezza del Po sovrascorre verso Nord sulla Piattaforma padano-veneta. Il fascio meridionale, coincidente con il margine morfologico appenninico, si sviluppa nel sottosuolo in corrispondenza dei terrazzi pre-wurmiani ed è denominato Fronte di accavallamento pedeappenninico (Pedeappenninic Thrust Front: PTF). Anche questo fronte risulta coinvolto da discontinuità trasversali (linee coincidenti con alcuni corsi d'acqua appenninici, tra i quali il F. Secchia), che delimitano settori a diverso comportamento tettonico-sedimentario.

Il territorio dell'Emilia Romagna è costituito dal versante Padano dell'Appennino settentrionale e dalla Pianura Padana a sud del Fiume Po; il limite regionale, infatti, coincide per lunghi tratti con lo spartiacque appenninico verso sud e con il corso del Po verso nord. Pur essendo due ambienti geomorfologici distinguibili, essi risultano strettamente correlati fra loro: il fronte della catena appenninica non coincide con il limite morfologico catena montuosa-pianura, ma è individuabile fra gli archi esterni delle Pieghe Emiliane e Ferraresi (Pieri & Groppi, 1981), sepolte dai sedimenti quaternari della Pianura Padana. Il fronte appenninico sovrascorre verso nord sulla piattaforma padano-veneta, di conseguenza l'evoluzione del territorio dell'Emilia Romagna risulta strettamente legata ai cambiamenti del settore esterno della catena nord-appenninica.

La sismicità rappresenta uno strumento indispensabile per le analisi sismotettoniche e un utile supporto alla geologia strutturale, in quanto varie tipologie di dati sismici, ottenuti attraverso differenti metodologie, garantiscono l'identificazione e la caratterizzazione delle strutture geologicamente attive. L'analisi della sismotettonica dell'Emilia-Romagna è costituita da strutture caratterizzate da attività da molto recenti ad attuali. In particolare, risultano attivi i sovrascorrimenti sepolti che danno luogo agli archi di Piacenza-Luzzara, Luzzara e di Ferrara. A tali strutture (in particolare alla dorsale Ferrarese) possono essere associati i fenomeni di fagliazione superficiale osservati in alcune aree di Pianura Padana, nelle province di Luzzara e Modena (Pellegrini & Mezzani, 1978). Informazioni sulla presenza di strutture recenti si determinano dalla geometria di alcune superfici stratigrafiche come ad esempio gli alti di S. Bartolomeo in Bosco (a sud di Ferrara) e di Busseto-Casaglia-Occhiobello (a nordovest di Ferrara). Queste zone di alto ricadono tutte sul culmine della dorsale

ferrarese, permettendo di ipotizzare un'attività tardo-pleistocenica di questa struttura. Le faglie derivanti dai movimenti dei sovrascorrimenti appenninici quindi, danno origine alle manifestazioni sismiche che interessano la regione. Nel caso specifico, l'area in esame, vede la presenza di un sovrascorrimento profondo post-tortoniano dedotto, ubicato in direzione sud, delle isobate della base del Pliocene, ubicate in direzione est e sud a profondità di mt 500/1.500 da p.c., di faglie profonde dirette dedotte, ubicate in direzione nord e sud e di una faglia profonda indeterminata dedotta, ubicata in direzione sud – est<sup>6</sup>. Il Comune di Luzzara secondo l'ultima zonazione sismogenetica pubblicata ZS9 (Meletti e Valensise, 2004), nella quale vengono individuate per tutto il territorio Italiano n. 42 zone – sorgente identificate con un numero da 901 a 936, ricade nelle vicinanze della Zona sismogenetica 912. La storia sismica del territorio si evince dalla lettura dei dati scaricati da ISIDE e relativi agli eventi sismici avvenuti in un raggio di 50 Km; in seguito si riporta la tabella riassuntiva degli eventi. Dai dati storici si evince che il Comune di Luzzara è stato caratterizzato, da modesta sismicità sia in termini di frequenza degli eventi che di intensità, nella storia delle registrazioni sismiche.

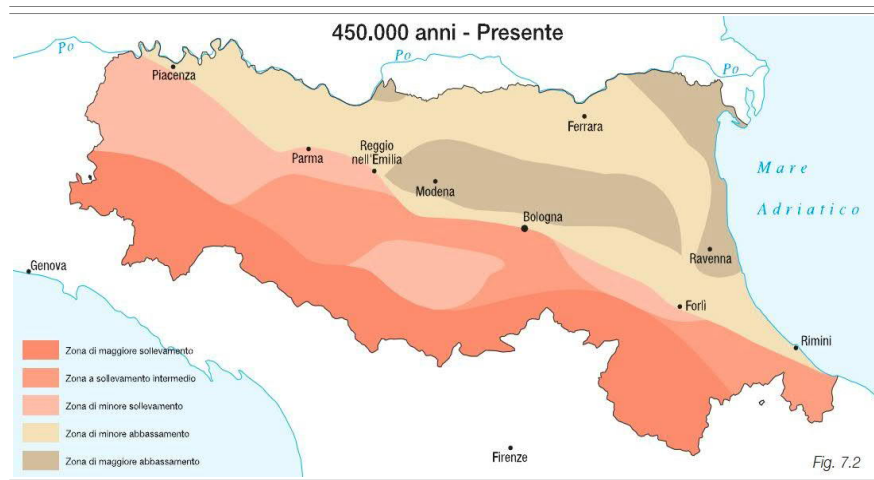


FIG. 6: CARTA MOVIMENTI VERTICALI SUOLO DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA <sup>7</sup>.

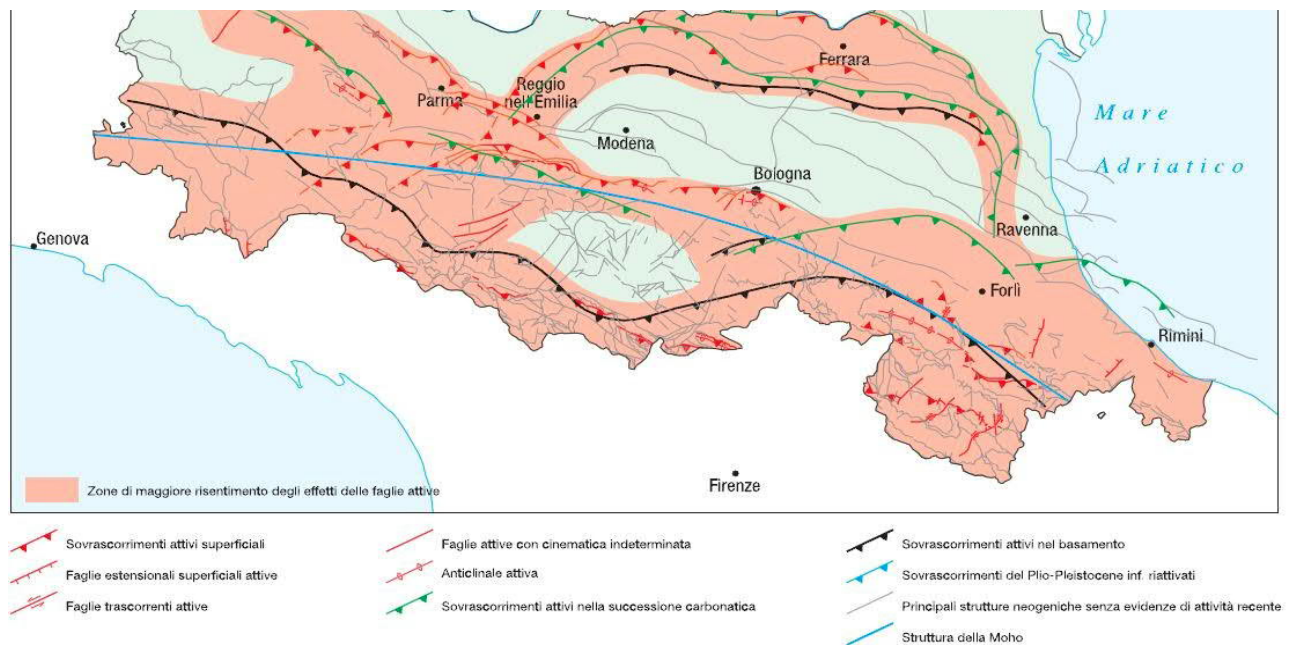


FIG. 7: CARTA SISMOTETTONICA DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA (1:250.000)<sup>8</sup>

<sup>6</sup>(da [https://applicazioni.regione.emiliaromagna.it/cartografia\\_sgss/user/viewer.jsp?service=geologia](https://applicazioni.regione.emiliaromagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=geologia))

<sup>7</sup> <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/divulgazione/pubblicazioni/sismica/carta-sismotettonica-della-regione-emilia-romagna-in-scala-1-250.000>  
Rif.: \\192.168.1.200\Dat\cartoteca\Cartografia\_tematica\Emilia\_Romagna\Carta\_sismotettonica\_2004\Note\_4parte.pdf

<sup>8</sup> <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/divulgazione/pubblicazioni/sismica/carta-sismotettonica-della-regione-emilia-romagna-in-scala-1-250.000>  
Rif.: \\SME\cartoteca\Cartografia\_tematica\Emilia\_Romagna\Carta\_sismotettonica\_2004\Note\_5parte.pdf

Le principali zone sismogenetiche della provincia di Parma, Reggio E. e Modena sono: [A] Appennino, [B] Garfagnana, [C] Margine Appenninico-Padano e [D] Dorsale ferrarese.

Principali zone sismogenetiche:

- Appennino
- Garfagnana
- margine appenninico-padano
- dorsale ferrarese



FIG. 8: ZONE SISMOGENETICHE DELL'EMILIA<sup>9</sup>

Gli studi sulla pericolosità sismica promossi dall'INGV hanno permesso la definizione della nuova zonazione sismogenetica del territorio nazionale, tale zona sismogenetica è indicata come "ZS9", che prevede l'individuazione di 36 „Zone sorgenti“, i cui limiti sono stati tracciati sulla base di informazioni tettoniche o geologico-strutturali e di differenti caratteristiche della sismicità, quali la distribuzione spaziale e la frequenza degli eventi, massima magnitudo rilasciata, ecc...

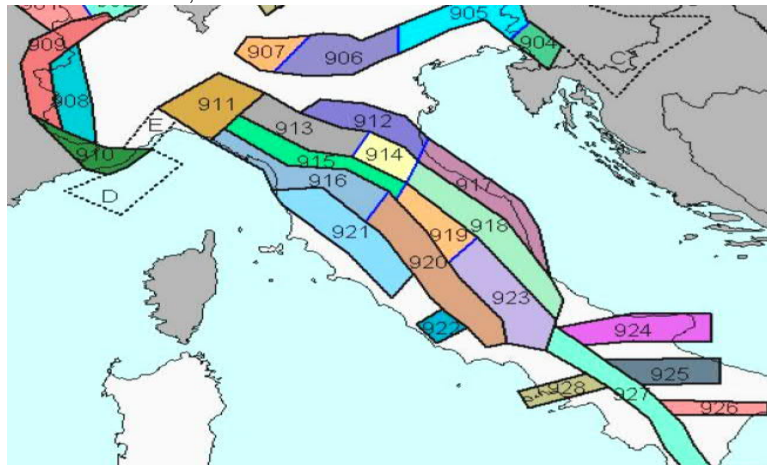


FIG. 9: ZONAZIONE SISMICA ITCS044<sup>10</sup>

In riferimento al D.I.S.S. (Database of individual Seismogenic Sources) 3.1.1, la zona d'indagine ricade nelle Zona sismogenetica 913. La zona 912 rappresenta la porzione più esterna, sepolta da sedimenti alluvionali, della fascia in compressione dell'arco appenninico settentrionale, ed è caratterizzata da terremoti che avvengono in genere a profondità comprese tra 12 e 20 [km]. Sulla base dei meccanismi focali, i valori di magnitudo massima previsti sono pari a  $M_{wmax} = 6,0$ .

<sup>9</sup>Rif.: \\192.168.1.200\\Dati\\cartoteca\\Cartografia\_tematica\\Emilia\_Romagna\\RE\\PTCP\_RE\\PTCP DI Luzzara PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE\_PROV RE\\ngts+2007.pdf

<sup>10</sup> <http://www.geostru.com/geoapp/mappa-sismogenetica.aspx>



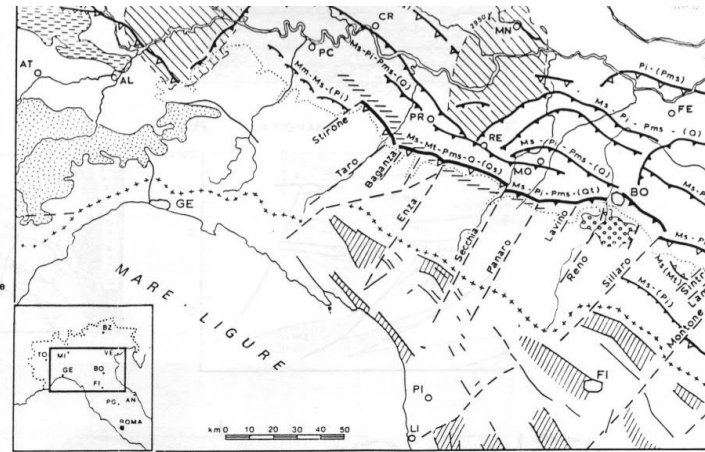
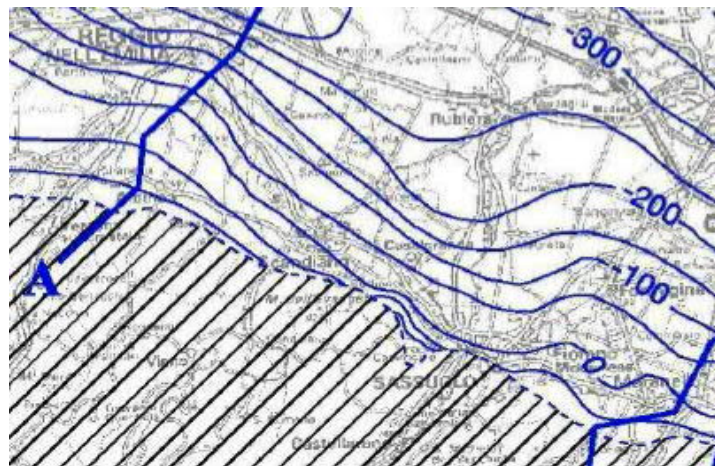
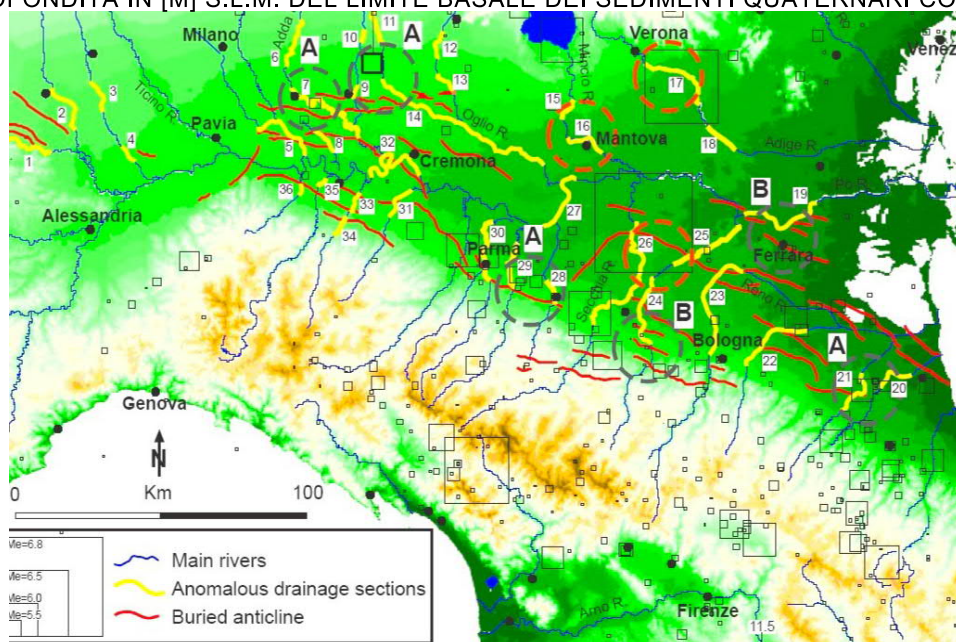


FIG. 10: CARTA NEOTETTONICA

Per quanto riguarda la struttura tettonica profonda, notizie precise si trovano nelle pubblicazioni dell'AGIP mineraria (1959). Nella zona in oggetto, la base dei depositi quaternari continentali varia tra -400 e -600 [m] (figura seguente).

FIG. 11: PROFONDITÀ IN [M] S.L.M. DEL LIMITE BASALE DEI SEDIMENTI QUATERNARI CONTINENTALI<sup>11</sup>

**Fig. 5.** Distribution of drainage anomalies in the Po Plain (marked in yellow). Dashed black circles labelled A outline areas where an anomaly, a fold axis, and a historical earthquake coincide. Dashed black circles labelled B indicate areas where surface evidence corresponds to buried anticlines, but no historical earthquakes are reported. Dashed red circles highlight areas that require further investigations: see text for discussion. Drainage anomalies are numbered according to table 1.

FIG. 12: DISTRIBUZIONE DELLA ANOMALIE DI DRENAGGIO

<sup>11</sup>\\192.168.1.200\Dati\cartoteca\Cartografia\_tematica\Emilia\_Romagna\RE\Casalgrande\Relazione\_illustrativa\_MS\_Casalgrande.pdf

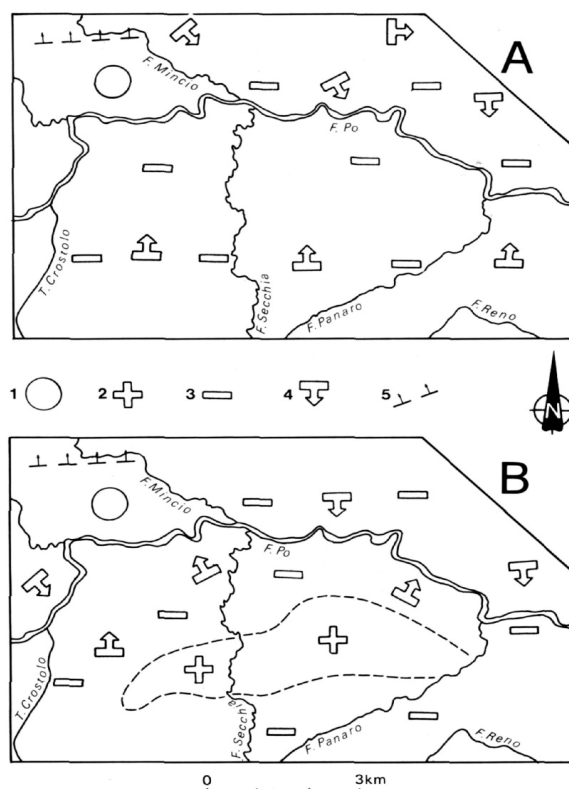


Fig. 26. Example of a final synthetic map for morpho-neotectonic studies in alluvial plains (from PANIZZA et al., in press) A) neotectonic situation around 3000 years B.P.; B) neotectonic situation attributable to the Iron Age, Roman period and Middle Ages; 1) stable area; 2) area undergoing uplift; 3) area undergoing subsidence; 4) differential subsidence (arrow points towards lowest area); 5) axis of deformation held to be active (arrow points towards area undergoing subsidence).

FIG. 13: CARTA NEOTETTONICA SCHEMATIZZATA

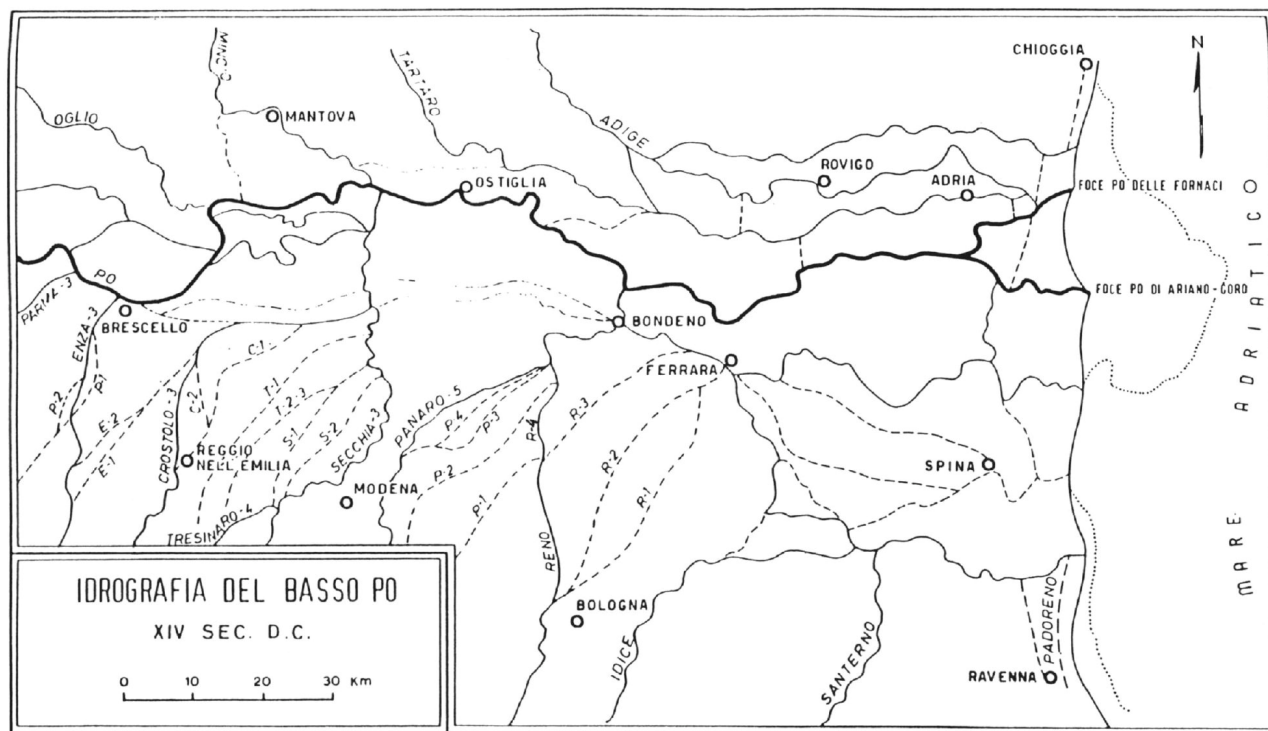


FIG. 14: IDROGRAFIA DEL BASSO PO AL XIV SECOLO



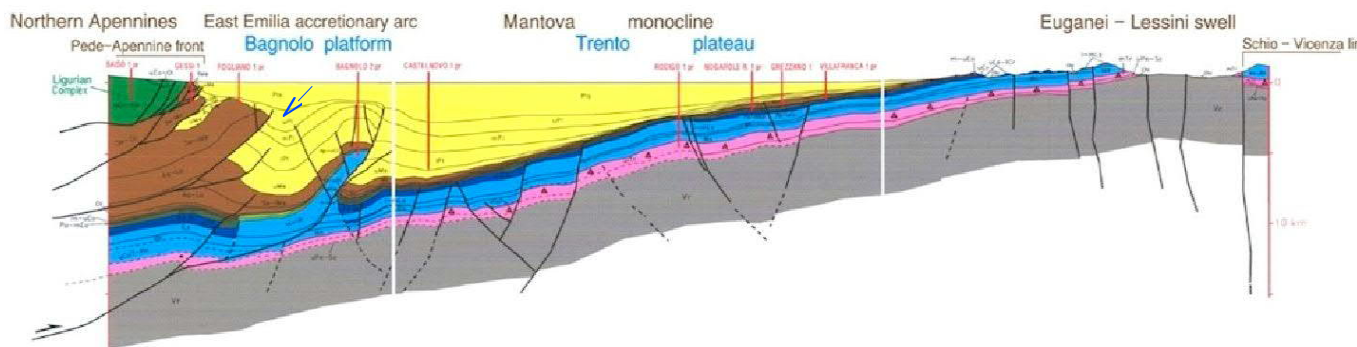


FIG. 15: SEZIONE GEOLOGICA (DIST. VERT. IN RAPP. 2:1 CON LE ORIZZ.)

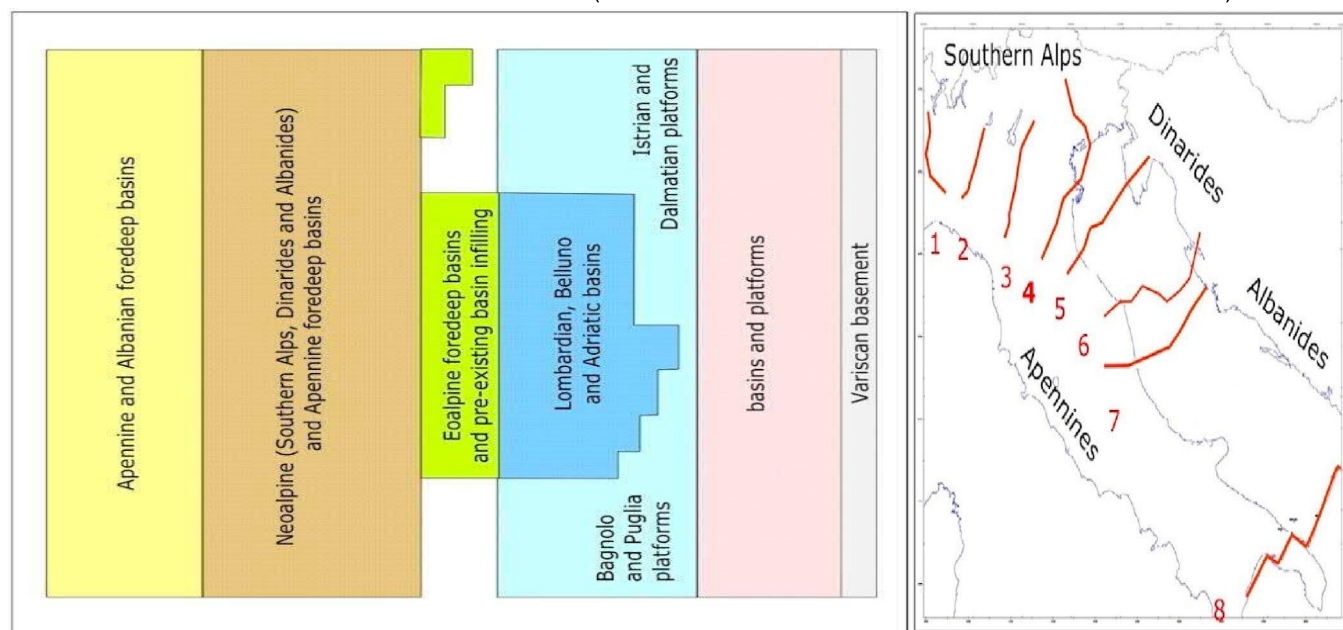


FIG. 16: COLONNA STRATIGRAFICA PER INTERPRETAZIONE DELLA SEZ. GEOLOGICA

L'area in esame, che nel suo complesso rappresenta la zona di raccordo tra la terminazione occidentale della dorsale ferrarese e la monoclinale Alpino-Padana, risente, anche nei riguardi della distribuzione dei depositi più profondi, degli influssi dovuti alle strutture sinclinali di Piadena e Cremona, poste direttamente a O e che, unitamente alla dorsale ferrarese, hanno sicuramente controllato l'evoluzione del Po in questa zona (Pellegrini 1969). La monoclinale Alpino Padana è scomposta da faglie che peraltro, almeno nella zona in esame, presentano rigetti per lo più limitati; di conseguenza la loro influenza sui depositi alluvionali sovrastanti dovrebbe essere molto ridotta. Nella zona studiata la bibliografia non mostra la presenza di strutture tettoniche attive quali faglie o sovrascorrimenti o pieghe. Dagli studi sulla neotettonica dell'area risulta che la zona in oggetto è stata interessata dal Pliocene inferiore e per tutto il Pleistocene da una lenta subsidenza non compensata del tutto dalla sedimentazione. Tra la fine del Pleistocene e l'Olocene inferiore il motivo tettonico predominante è l'abbassamento continuo e generalizzato di tutta l'area in esame, così come probabilmente anche in buona parte della pianura padana. Tale abbassamento non è da considerarsi uniforme, ma differenziato, con spessori diversi dei sedimenti. Dall'Olocene inferiore ad oggi si sarebbe avuto l'abbassamento relativo seguito da stabilità nell'area.



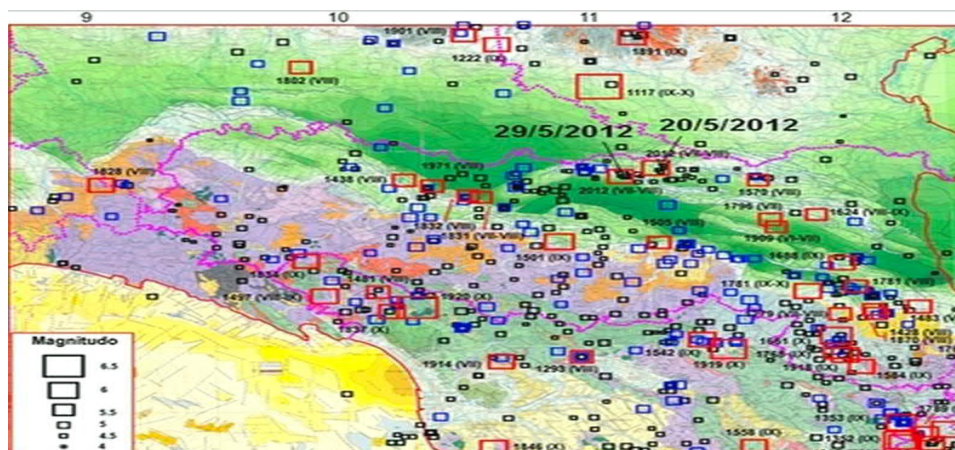


FIG. 17: LOCALIZZAZIONE DEGLI EPICENTRI DEI PRINCIPALI TERREMOTI<sup>12</sup>

Localizzazione degli epicentri dei principali terremoti (magnitudo maggiore di 4) che hanno interessato l'Emilia-Romagna e le aree limitrofe. In azzurro i terremoti di magnitudo compresa tra 5 e 5,5, in rosso i terremoti di magnitudo maggiori di 5,5 (da Mantovani et al., 2013). Sono evidenziati anche i terremoti principali del 20 e 29 maggio 2012 e del 1570. Base cartografica: Structural Model of Italy (CNR, 1992). (<http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/primopiano/2013/terremoti-emiliani-2012-tra-certezze-storiche-e-indagini-scientifiche>).

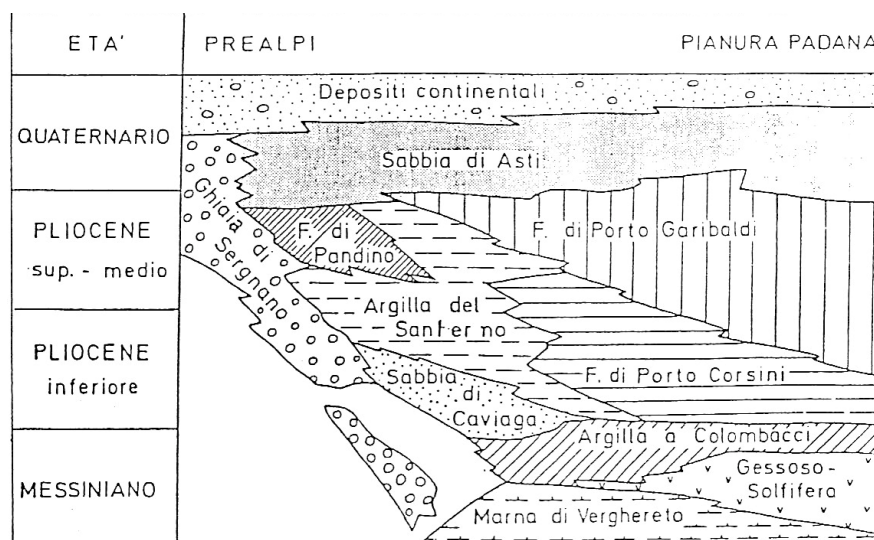


FIGURA 18: SCHEMA STRATIGRAFICO DEL QUATERNARIO (DA RIZZINI & DONDI 1978).

<sup>12</sup><http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/primopiano/2013/terremoti-emiliani-2012-tra-certezze-storiche-e-indagini-scientifiche>

## 17. CARATTERISTICHE SISMICHE DEL TERRITORIO

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 ha introdotto una nuova classificazione sismica del territorio nazionale, allo scopo di mitigare il rischio sismico. Ai sensi dell'attuale normativa sismica, il territorio nazionale viene suddiviso in 4 zone sismiche, ciascuna contraddistinta da un diverso valore del parametro  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima attesa al sito). Nell'attuale quadro normativo il territorio comunale in oggetto è in Classe sismica 3: Zona sismica. Si riporta la tabella ove ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo  $a_g$ , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

TABELLA 7: ZONE SISMICHE E ACCELERAZIONI ORIZZONTALI DI PICCO AL SUOLO.

<u>Zona sismica</u>	<u>Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [ag/g].</u>	<u>Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [ag/g].</u>
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

In riferimento alla D.G.R. 2193/2015 alle zone sismogenetiche dei territori comunali in narrativa compete un valore dell'accelerazione massima orizzontale, espressa in frazione di "g" (accelerazione di gravità) corrispondenti a: Arefg= compresa tra 0,0896 e 0,0995 ((elaborati da INGV per il territorio nazionale<sup>13</sup>). L'accelerazione orizzontale massima del suolo come definita dall'OPCM 3519/2006, corrisponde a quella che in ambito internazionale viene chiamata PGA.

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, confermato poi nel D.M. 17 gennaio 2018, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica. Le indagini geognostiche sopra descritte hanno consentito di ottenere i seguenti valori: velocità media delle onde di taglio nei primi 30 [m], partendo dalla profondità di circa -1,0 [m] da piano campagna, quota dell'intradosso della fondazione di progetto, la Vs30, riferibile al singolo sito, è compresa tra 180 e 360 [m/s] e congruente con la descrizione stratigrafica secondo la Tab. 3.2.II pag. 46 NTC 17/01/18, il sito in esame ricade, quindi, nella categoria di sottosuolo C. In riferimento alle condizioni topografiche il sito è riferibile alla categoria T1: "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con angolo d'inclinazione media minore uguale a 15°". L'amplificazione sismica dovuta alla topografia, ovvero amplificazione topografica "St" (coefficiente topografico), risulta pari a 1 (rif. alla Tab. 3,2,III e Tab. 3.2.V pagg. 46 e 49 del N.T.C. 17/01/18). In riferimento al Foglio di calcolo Spettri-NTCvers.1.0.3 rilasciato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici alle zone sismogenetiche dei territori comunali in narrativa compete un valore dell'accelerazione orizzontale corrispondenti, per il Comune di Luzzara Arefg= compresa tra 0,0917 e 0,0828 ((elaborati da INGV per il territorio nazionale<sup>1</sup>).

<sup>13</sup> \\192.168.1.200\Dati\lex\Sismica\_Normativa\Sismica Regioni\Sismica\_Reg\_E\_R\DGR 21932015 ER\02\_LucaMartelli\_MariaRomani\_4-3-2016.pdf p. 16

\\192.168.1.200\Dati\lex\Sismica\_Normativa\Sismica Regioni\Sismica\_Reg\_E\_R\DGR 21932015 ER\03\_AlbertoTento\_AlbertoMarcellini\_4\_3\_2016.pdf p 19

**18. DEFINIZIONI DELLE SCELTE PROGETTUALI ED UBICAZIONE DEL SITO**

Le caratteristiche progettuali ai fini dell'analisi sismica svolta sono le seguenti:

**TABELLA 8 : PARAMETRI D'INGRESSO USATI**

Tipo di Costruzione: (Rif. §. 2.4.2 pag. 37 Suppl. ord. alla "G Ufficiale", n. 42 del 20 febb. 2018 - Serie generale NTC 17/01/18): Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale: (fare riferimento alla relazione dello strutturista).

Vita nominale "Vn" : (Rif. Tab. 2.4.I pag. 36 NTC 17/01/18):  $\geq$  (fare riferimento alla relazione dello strutturista)

Classe d'uso: II (Rif. § 2.4.2 pag. 37 NTC 17/01/18):

(fare

riferimento alla relazione dello strutturista)

Coefficiente d'uso "Cu": (Rif. Tab. 2.4.II § 2.4.2 pag. 37 NTC 17/01/18): 1

Periodo di riferimento: (Rif. § 2.4.3 pag. 37 NTC 17/01/18)  $V_r = V_n \times C_u =$  . (fare riferimento alla relazione dello strutturista)

Categoria topografica: L'amplificazione sismica dovuta alla topografia, ovvero amplificazione topografica "St" (coefficiente topografico), risulta pari a 1 (rif. alla Tab. 3,2,III e Tab. 3.2.V pagg. 46 e 49 del NTC 17/01/18). T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$

Stato limite di Salvaguardia della Vita: (SLV) con  $T_r = 475$  anni  $V_R = 50$  anni

Ubicazione del sito: Coordinate WGS84: Lat 44.975947 - Lng 10.713959

**19. DETERMINAZIONE DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA DI****RIFERIMENTO ED IN GENERALE DEI PARAMETRI INDIPENDENTI**

Tramite l'uso del Foglio di calcolo Spettri-NTCvers.1.0.3 rilasciato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici è stata fatta la stima dell'accelerazione ( $a_g$ ) di base e la stima dell'azione sismica di progetto.

TAB. 9: VALORI DEI PARAMETRI  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  PER I PERIODI DI RITORNO  $T_r$  DI RIFERIMENTO

Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	30	0,035	2,571	0,222
	50	0,042	2,580	0,262
	72	0,048	2,589	0,272
	101	0,053	2,619	0,282
	140	0,059	2,628	0,294
	201	0,068	2,576	0,301
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,097	2,539	0,312
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,124	2,592	0,306
	2475	0,169	2,589	0,318



## 20. PARAMETRI DI DISAGGREGAZIONE

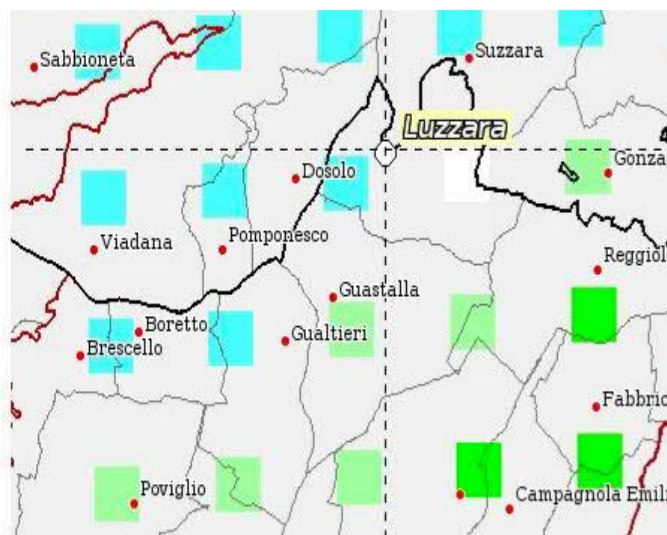
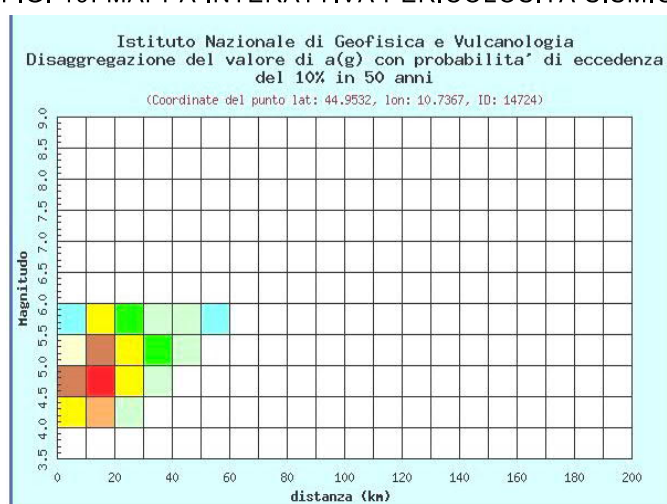


FIG. 19: MAPPA INTERATTIVA PERICOLOSITÀ SISMICA



Distanza in km	Disaggregazione del valore di $a(g)$ con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 44.9532, lon: 10.7367, ID: 14724)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	5.980	9.670	4.440	1.760	0.185	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	7.400	15.100	9.600	5.030	0.615	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	2.250	6.240	5.670	3.970	0.555	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.486	2.690	3.460	2.680	0.380	0.017	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.012	0.826	2.150	2.110	0.683	0.085	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.086	0.944	1.330	0.601	0.089	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.267	0.703	0.409	0.068	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.042	0.311	0.284	0.056	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.002	0.117	0.213	0.051	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.037	0.128	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.052	0.018	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.012	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.060	21.500	0.968

FIG. 20 DISAGGREGAZIONE DEL VALORE DI  $A(g)$  CON PROBABILITÀ DI ECCEDENZA DEL 10% IN 50 ANNI  
Parametri di disaggregazione: R compresa tra 0 km e 60 km, M è compresa tra 4 e 6 per lo Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV) La Magnitudo di riferimento è 6.

## 21. SCENARI DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE: PRIMA FASE DI ANALISI<sup>14</sup>

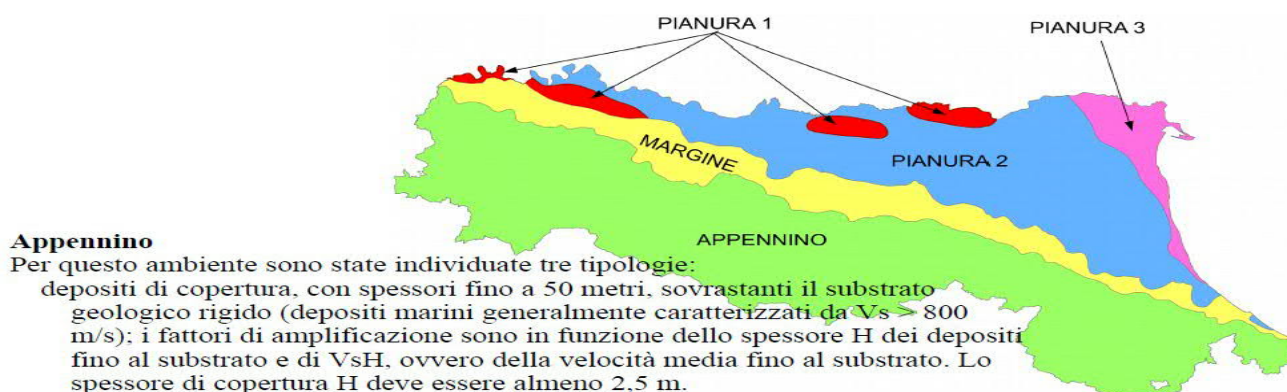
Come indicato nella DGR 2193\_2015 e prima ancora dalla Del. Assemblea Legislativa della RER n. 112 del 02/05/2007“ gli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica concorrono alla riduzione del rischio sismico – così come specificato nell'art. A-2, comma 4, dell'Allegato alla LR 20/20001 - attraverso analisi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione urbanistica ed orientano le proprie scelte localizzative, i possibili processi di trasformazione urbana e la realizzazione delle opere di interesse pubblico verso scenari di prevenzione e mitigazione del rischio sismico“. Pertanto, nel definire il quadro conoscitivo, gli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica devono avere riguardo alle parti di territorio interessate dai rischi per le opere e le attività umane determinate anche dalla pericolosità sismica. Queste conoscenze della Pericolosità Sismica potenziale del territorio dovrebbero consentire alla pianificazione di evitare l'insorgenza di nuovi rischi attraverso la localizzazione di interventi in aree caratterizzate da minore pericolosità sismica. Lo studio della pericolosità di base e della pericolosità locale hanno come obiettivo:

- l'individuazione delle aree dove in occasione dei terremoti attesi possono verificarsi effetti locali;
- la stima quantitativa della risposta sismica locale dei depositi e delle morfologie presenti nell'area di indagine (“Analisi della Risposta Sismica Locale”, RSL);
- la suddivisione del territorio in sottozone a diversa pericolosità sismica locale (“Microzonazione Sismica”, MZS).

Gli studi di risposta sismica locale e microzonazione sismica vanno condotti a diversi livelli di approfondimento a seconda delle finalità e delle applicazioni nonché degli scenari di pericolosità locale.

La prima fase è diretta a definire gli scenari di pericolosità sismica locale, cioè ad identificare le parti di territorio suscettibili di effetti locali (amplificazione del segnale sismico, cedimenti, instabilità dei versanti, fenomeni di liquefazione, rotture del terreno, ecc.). Tale prima analisi finalizzata alla definizione della pericolosità sismica locale è stata sviluppata partendo dal rilievo geologico di campagna del territorio limitrofo, oltre che dalla raccolta dei dati bibliografici disponibili, in primis il PTCP. In merito al Fattore di amplificazione FA in riferimento al cap. 4.1 (p. 26) della DAL 112/7 di cui all'Allegato A2, si allega la seguente tabella dove è specificato il valore di FA a cui fare riferimento. In ambito di del Margine caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decametrici, talora con intercalazioni di orizzonti di ghiaie (di spessore anche decine di metri), con substrato profondo ( $\geq 100$  m da p.c.) (Pianura 2) si devono usare le seguenti tabelle.

### Ambienti geo-litologici



#### Appennino

Per questo ambiente sono state individuate tre tipologie:

depositi di copertura, con spessori fino a 50 metri, sovrastanti il substrato geologico rigido (depositi marini generalmente caratterizzati da  $V_s > 800$  m/s); i fattori di amplificazione sono in funzione dello spessore H dei depositi fino al substrato e di  $V_sH$ , ovvero della velocità media fino al substrato. Lo spessore di copertura H deve essere almeno 2,5 m.

.....

#### Pianura e zona costiera

Per questo ambiente sono state individuate le seguenti tipologie:

PIANURA 1: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c.; i fattori di amplificazione sono espressi in funzione di  $V_s30$  che varia da 150 a 400 m/s;

FIG. 21 AMBIENTI GEOTOLOGICI (<sup>15</sup>)

<sup>14</sup>Rif. 0820\_rel.doc e \\192.168.1.200\Dati\lex\Sismica\_Normativa\Sismica Regioni\Sismica\_Reg\_E\_R\DGR 21932015 ERDGR 2193\_2015.pdf

<sup>15</sup>\\192.168.1.200\Dati\lex\Sismica\_Normativa\Sismica Regioni\Sismica\_Reg\_E\_R\DGR 21932015 ER\03\_AlbertoTento\_AlbertoMarcellini\_4\_3\_2016.pdf



In merito al Fattore di amplificazione FA in riferimento a abachi\_rer\_2015 di cui DGR ER 2193/2015, si allega la seguente tabella dove è specificato il valore di FA a cui fare riferimento. In ambito di pianura caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze di argille limose e sabbie, con spessori anche decametrici, talora con intercalazioni di orizzonti di ghiaie (di spessore anche decine di metri), con substrato profondo ( $\geq 100$  m da p.c.) (Pianura 1-2) si devono usare le seguenti tabelle.

TABELLA 10: FATTORE DI AMPLIFICAZIONE

Estratto da: Tabella 9<sup>16</sup>: Pianura 1 e 2 Abachi per la valutazione dei fattori di amplificazione per le indagini di microzonazione sismica di secondo livello in Emilia-Romagna della D.G.R. 2193/2015

$V_{s30}(m/s) \rightarrow$	150	200	250	300	350	400
F.A. PGA	1.7	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5
F.A. SI1	2.0	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6
F.A. SI2	3.1	3.0	2.7	2.4	2.1	2.0
F.A. SI3	3.6	3.3	2.9	2.5	2.2	2.0

**Tabella 9: Pianura 2. Tabella dei Fattori di Amplificazione PGA, SI1, SI2 e SI3.**

N.B.: Nel caso in oggetto, la colonna a cui fare riferimento è quella incorniciata, con  $V_{s30}$  200 (m/s).

\\192.168.1.200\Dati\lex\Sismica\_Normativa\Sismica Region\Sismica\_Reg\_E\_R\DGR 21932015 ER\abachi\_rer\_2015.pdf

<sup>16</sup> \\192.168.1.200\Dati\lex\Sismica\_Normativa\Sismica Region\Sismica\_Reg\_E\_R\DGR 21932015 ER\abachi\_rer\_2015.pdf



Depositi che possono determinare amplificazione (spessore $\geq 5$ m):	
-	detriti di versante (frane, detriti di falda, detriti <input type="checkbox"/> luvio-colluviali, detriti di versante s.l., depositi morenici, depositi da geliflusso);
-	detriti di conoide alluvionale;
-	depositi alluvionali terrazzati e di fondovalle;
-	accumuli detritici in zona pedemontana (falde di detrito e con di deiezione);
-	depositi fluvio-lacustri
-	riporti antropici poco addensati;
-	substrato affiorante alterato o intensamente fratturato (per uno spessore $\geq 5$ m);
-	litotipi del substrato con $V_s < 800$ m/sec.
Elementi morfologici che possono determinare amplificazione:	
-	creste, cocuzzoli, dorsali allungate, versanti con acclività $> 15^\circ$ e altezza $\geq 30$ m
Depositi suscettibili di amplificazione, liquefazione e cedimenti:	
-	depositi granulari fini (sabbie) con livello superiore della falda acquifera nei primi 15 m dal piano campagna, (fattori predisponenti al fenomeno di liquefazione);
-	depositi (spessore $\geq 5$ m) di terreni granulari sciolti o poco addensati o di terreni coesivi poco consistenti, caratterizzati da valori $N_{SP} < 15$ o $c_u < 70$ kPa.
Aree soggette ad instabilità di versante:	
-	aree instabili: aree direttamente interessate da fenomeni franosi attivi;
-	aree potenzialmente instabili: aree in cui sono possibili riattivazioni (frane quiescenti) o attivazioni di movimenti franosi (tutti gli accumuli detritici incoerenti, indipendentemente dalla genesi, con acclività $> 15^\circ$ ; pendii costituiti da terreni prevalentemente argillosi e/o intensamente fratturati con acclività $> 15^\circ$ ; versanti con giacitura degli strati a franapoggio con inclinazione minore o uguale a quella del pendio; aree prossime a zone instabili che possono essere coinvolte dalla riattivazione del movimento franoso; scarpate subverticali; accumuli detritici incoerenti prossimi all'orlo di scarpate).
Elementi che possono determinare effetti differenziali, sia amplificazione che cedimenti:	
-	contatto laterale tra litotipi con caratteristiche fisico – meccaniche molto diverse;
-	cavità sepolte.

TABELLA 11: CARATTERISTICHE FISICHE DEL TERRITORIO DETERMINANTI POSSIBILI EFFETTI LOCALI<sup>17</sup>

## 22. CARATTERISTICHE FISICHE DEL TERRITORIO CHE POSSONO DETERMINARE EFFETTI LOCALI

**A**i sensi del vigente del Microzonazione Sismica – Carta della Microzonazione Omogenee in Prospettiva Sismica [Regione Emilia Romagna - Ordinanza del Commissario delegato per la ricostruzione n. 70 del 13 novembre 2012] l'area è potenzialmente suscettibile di effetti locali amplificazioni sismiche per effetto della potenziale liquefacibilità. Tale risultato è così schematizzabile:

TABELLA 12: SCHEMA INTERPRETATIVI ELABORAZIONE CARTA EFFETTI ATTESI<sup>18</sup>

Effetti Attesi							
		Amplificazione e stratigrafica	Amplificazione e topografica	Instabilità di versante	Cedimenti	Liquefazione	Liv. Di approfondimento
C L A S S I	A						3
	B						3
	C						2
	D						2
	E						2
	F						3
	G	x					2
	H						1

Dai dati raccolti l'area in oggetto del presente progetto rientra nella Classe F. Classe G<sup>19</sup>: Zone soggette a liquefazione, corrispondenti alle aree 10 e 12 (di cui alla suddetta “Carta delle aree suscettibili ad effetti locali), In queste zone dovranno essere valutati, oltre al fattore di

<sup>17</sup> Scaricate dal sito: [ftp://ftp.provincia.re.it/ptcp/quadroconoscitivo/Allegato\\_06\\_Relazione.pdf](ftp://ftp.provincia.re.it/ptcp/quadroconoscitivo/Allegato_06_Relazione.pdf) file Allegato\_06\_Relazione.pdf  
Rif. Int.: \\192.168.1.200\Dati\cartoteca\Cartografia\_tematica\Emilia\_Romagna\RE\PTCP\_RE\Allegato\_06\_Relazione.pdf [pag. 49]

<sup>18</sup> \\192.168.1.200\Dati\biblioteca\Libri\_testi\_in formato\_digitale\G\G0121\2010\All\_06\_Rel\_3.pdf [pag. 55]

<sup>19</sup> \\192.168.1.200\Dati\cartoteca\Cartografia\_tematica\Emilia\_Romagna\RE\PTCP\_RE\All\_06\_Rel\_3.pdf [pag. 55]

amplificazione litologica, anche il potenziale di liquefazione e gli eventuali cedimenti. A seguito degli ultimi eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 non si sono verificati cedimenti significativi e/o fenomeni di liquefazione nell'area in esame. A tale scopo, ma anche in riferimento ai DM 14/01/08; Ord. Pres. del Cons. dei Min. n. 3274 del 20/03/03 sono state svolte le indagini geotecniche di seguito illustrate.

## 23. DETERMINAZIONE DELLA SISMICITÀ DI PROGETTO NEL SITO ESAMINATO

### 24. METODOLOGIA UTILIZZATA PER L'INDAGINE SISMICA

Lo strumento utilizzato per l'indagine sismica è il "Tromino", che consente di indagare i microtremori ambientali al fine di definire un modello di risonanza del terreno e di risposta sismica locale (metodo Nakamura). Esso è caratterizzato da un involucro di dimensioni 10x7x14 [cm] per 1 [kg] di peso ed è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati N-S, E-W e verticalmente, alimentato da 1 batteria AA da 1.5 [V]. I dati di rumore, amplificati e digitalizzati a 24 bit equivalenti sono acquisiti alla frequenza di campionamento di 128 [Hz]. L'utilizzo di tale apparecchiatura è servita ad effettuare l'indagine di sismica passiva a stazione fissa, senza utilizzo di energizzazione esterna come massa battente o esplosivo, e consente ai fini metodologici di determinare:

- *le stratigrafia sismica dei suoli andando in profondità;*
- *le frequenze di risonanza degli strati sedimentari sovrastanti il bedrock;*
- *la stima del profilo di velocità delle onde sismiche di taglio;*
- *la determinazione del Vs30 come previsto dalla normativa.*

Il tipo di stratigrafia che le tecniche di sismica passiva possono restituire si basa su contrasto d'impedenza determinata dal rapporto di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso. Le misure effettuate forniscono le frequenze di risonanza dei livelli sedimentari sopra il bedrock. Nel sito d'indagine il rapporto delle frequenze di oscillazione edificio / strutture può evidenziare fenomeni di doppia risonanza in caso di terremoto. Le strutture hanno una frequenza naturale alla quale la sovrapposizione di energia alla stessa frequenza amplifica il moto. Se il moto sismico indotto dal terremoto eccita la base di un edificio a frequenze prossime a quelle di risonanza naturale dell'edificio, l'amplificazione del moto risultante può diventare distributiva e portare al collasso della struttura. Le misure fatte con la sismica passiva si basano sul rumore sismico ambientale. Tale rumore è chiamato anche microtremore in quanto riguarda oscillazioni a basse frequenze, quindi molto più piccole di quelle indotte dai terremoti, è vicino ai 10-15 [m/sq] in termine di accelerazione. I dati di rumore sono amplificati e digitati a 24 bit equivalenti. Nel proseguo sono riportati i rapporti delle analisi delle tracce delle misure del tromino effettuate in sito.

## 25. APPROFONDIMENTO DI III LIVELLO: INDAGINE DI SISMICA PASSIVA CON TROMINO

**2**<sup>198</sup>, Luzzara T37-2015 Instrument: TRZ-0053/01-09 Start recording: 15/04/2021 16:16:01 End recording: 15/04/2021 16:38:02 Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN GPS data not available Trace length: 0h22'00". Analyzed 97% trace (manual window selection) Sampling rate: 128 [Hz] Window size: 20 s Smoothing type: Triangular window Smoothing: 10%

Max. H/V at  $1.0 \pm 0.09$  Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

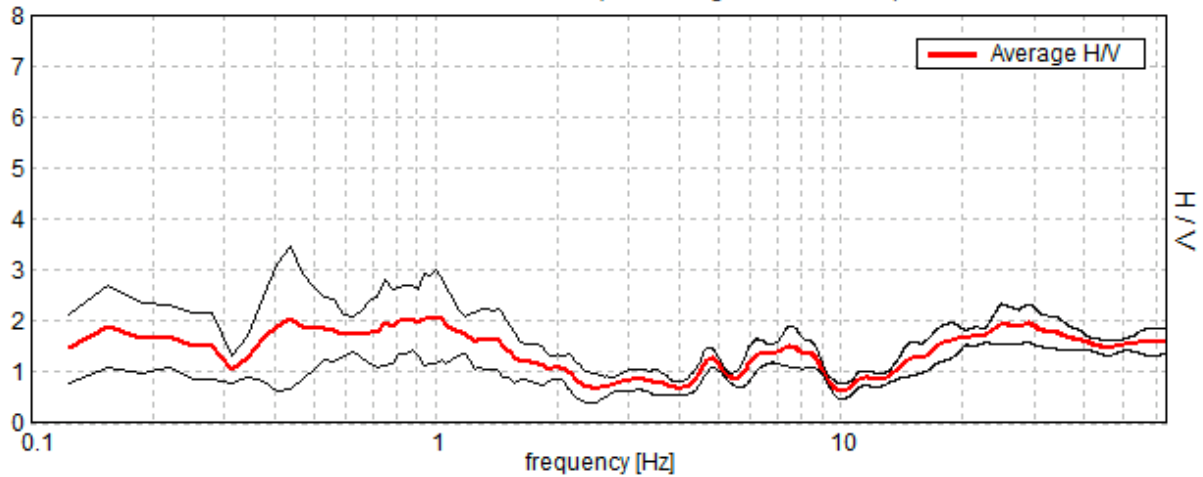


FIG. 22: RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

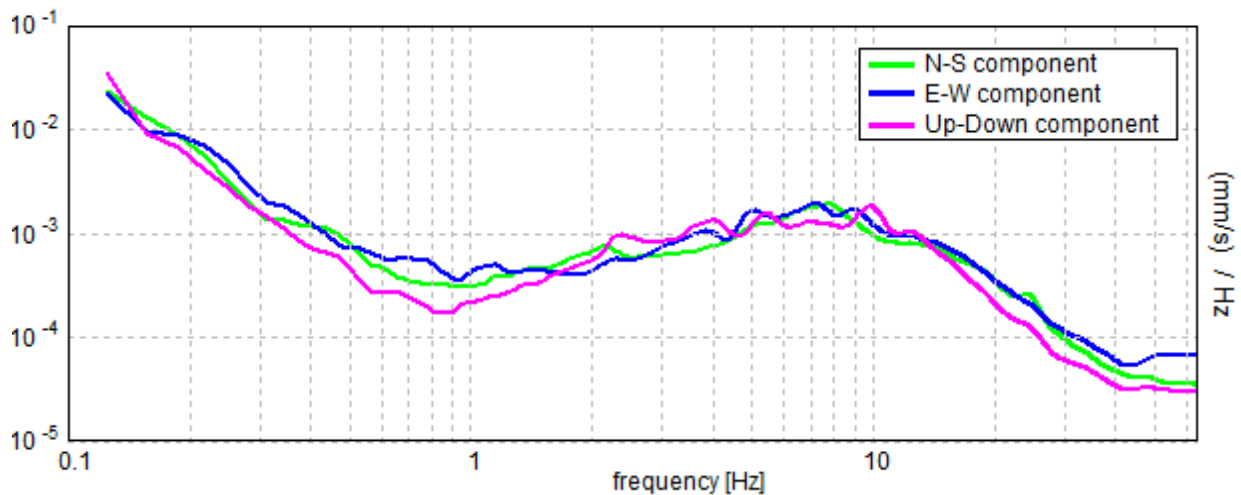


FIG. 23: SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

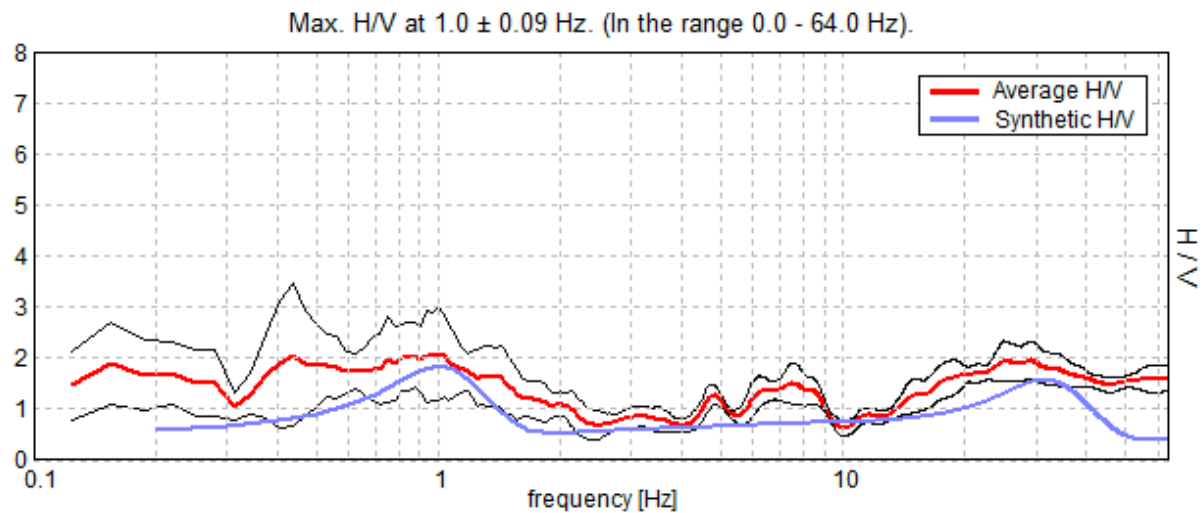


FIG. 24: H/V SPERIMENTALE VS. H/V SINTETICO

TABELLA 13: STRATIGRAFIA SISMICA:

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.75	0.75	100	0.35
5.75	5.00	200	0.35
30.75	25.00	235	0.35
65.75	35.00	285	0.35
inf.	inf.	500	0.35

Vs (0-30) =229 [m/s]

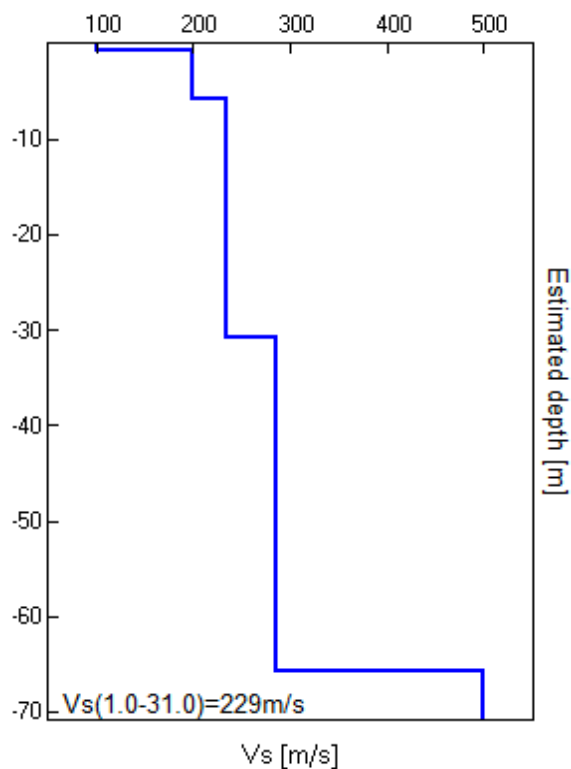
NB: La frequenza di risonanze del sottosuolo risulta avere il picco a  $1 \pm 0.09$  [Hz].

FIG. 25: ANDAMENTO DELLA Vs CON LA PROFONDITÀ

TABELLA 14: PARAMETRIZZAZIONE SISMICA SECONDO LE LINEE GUIDA SESAME, 2005.

Max. H/V at 1 ± 0.09 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).					
Criteri per una curva H/V affidabile [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]					
f <sub>0</sub> > 10 / L <sub>w</sub>		1 > 0.50		OK	
n <sub>c</sub> (f <sub>0</sub> ) > 200		220.0 > 200		OK	
? <sub>A</sub> (f) < 2 per 0.5f <sub>0</sub> < f < 2f <sub>0</sub> se f <sub>0</sub> > 0.5Hz ? <sub>A</sub> (f) < 3 per 0.5f <sub>0</sub> < f < 2f <sub>0</sub> se f <sub>0</sub> < 0.5Hz		Exceeded 0 out of 49 times		OK	
Criteri per un picco H/V chiaro:					
Esiste f <sup>-</sup> in [f <sub>0</sub> /4, f <sub>0</sub> ]   A <sub>H/V</sub> (f <sup>-</sup> ) < A <sub>0</sub> / 2		Hz		OK	no
Esiste f <sup>+</sup> in [f <sub>0</sub> , 4f <sub>0</sub> ]   A <sub>H/V</sub> (f <sup>+</sup> ) < A <sub>0</sub> / 2		2.125 Hz		OK	
A <sub>0</sub> > 2		2.08 > 2		OK	
f <sub>picco</sub> [A <sub>H/V</sub> (f) ± ? <sub>A</sub> (f)] = f <sub>0</sub> ± 5%		0.0378  < 0.05		OK	
σ <sub>f</sub> < ε(f <sub>0</sub> )		0.0378 < 0.1		OK	
σ <sub>A</sub> (f <sub>0</sub> ) < θ(f <sub>0</sub> )		0.3893 < 1.78		OK	
L <sub>w</sub>	lunghezza della finestra				
n <sub>w</sub>	numero di finestre usate nell’analisi				
n <sub>c</sub> = L <sub>w</sub> n <sub>w</sub> f <sub>0</sub>	numero di cicli significativi				
f	frequenza attuale				
f <sub>0</sub>	frequenza del picco H/V				
σ <sub>f</sub>	deviazione standard della frequenza del picco H/V				
ε(f <sub>0</sub> )	valore di soglia per la condizione di stabilità σ <sub>f</sub> < ε(f <sub>0</sub> )				
A <sub>0</sub>	ampiezza della curva H/V alla frequenza f <sub>0</sub>				
A <sub>H/V</sub> (f)	ampiezza della curva H/V alla frequenza f				
f <sup>-</sup>	frequenza tra f <sub>0</sub> /4 e f <sub>0</sub> alla quale A <sub>H/V</sub> (f <sup>-</sup> ) < A <sub>0</sub> /2				
f <sup>+</sup>	frequenza tra f <sub>0</sub> e 4f <sub>0</sub> alla quale A <sub>H/V</sub> (f <sup>+</sup> ) < A <sub>0</sub> /2				
σ <sub>A</sub> (f)	deviazione standard di A <sub>H/V</sub> (f), σ <sub>A</sub> (f) è il fattore per il quale la curva A <sub>H/V</sub> (f) media deve essere moltiplicata o divisa				
σ <sub>logH/V</sub> (f)	deviazione standard della funzione log A <sub>H/V</sub> (f)				
θ(f <sub>0</sub> )	valore di soglia per la condizione di stabilità σ <sub>A</sub> (f) < θ(f <sub>0</sub> )				
Valori di soglia per σ <sub>f</sub> e σ <sub>A</sub> (f <sub>0</sub> )					
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
ε(f <sub>0</sub> ) [Hz]	0.25 f <sub>0</sub>	0.2 f <sub>0</sub>	0.15 f <sub>0</sub>	0.10 f <sub>0</sub>	0.05 f <sub>0</sub>
θ(f <sub>0</sub> ) per σ <sub>A</sub> (f <sub>0</sub> )	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
log θ(f <sub>0</sub> ) per σ <sub>logH/V</sub> (f <sub>0</sub> )	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

## 26. PROPOSTE DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO

Si suggerisce inoltre di valutare le seguenti raccomandazioni:

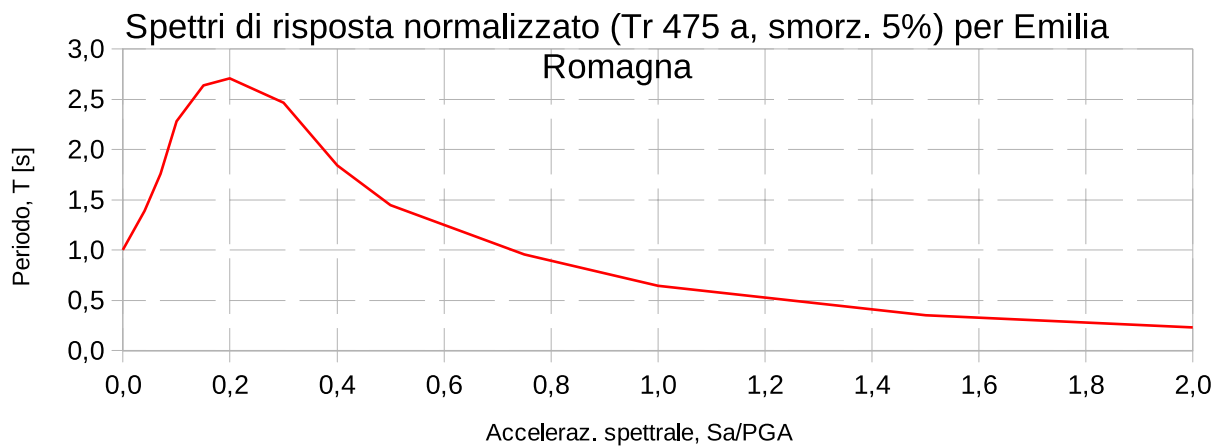
- Deve essere adottato un unico tipo di fondazione per una data struttura;
  - La rigidezza deve essere tale da trasmettere al terreno nel modo più uniforme possibile le azioni ricevute dalla sovrastruttura;
  - La rigidezza della fondazione nel suo piano deve essere in grado di assorbire gli effetti degli spostamenti orizzontali relativi tra gli elementi strutturali verticali.
- La verifica eseguita sull'area di studio ha permesso di appurare che il sito di intervento è:
- Esente da pericoli di instabilità dei pendii e arrecati dalla presenza di faglie sub-superficiali.
  - La probabilità di liquefazione è remota.

## 27. SPETTRI DI RISPOSTA LOCALE PER IL COMUNE DI LUZZARA<sup>20</sup>

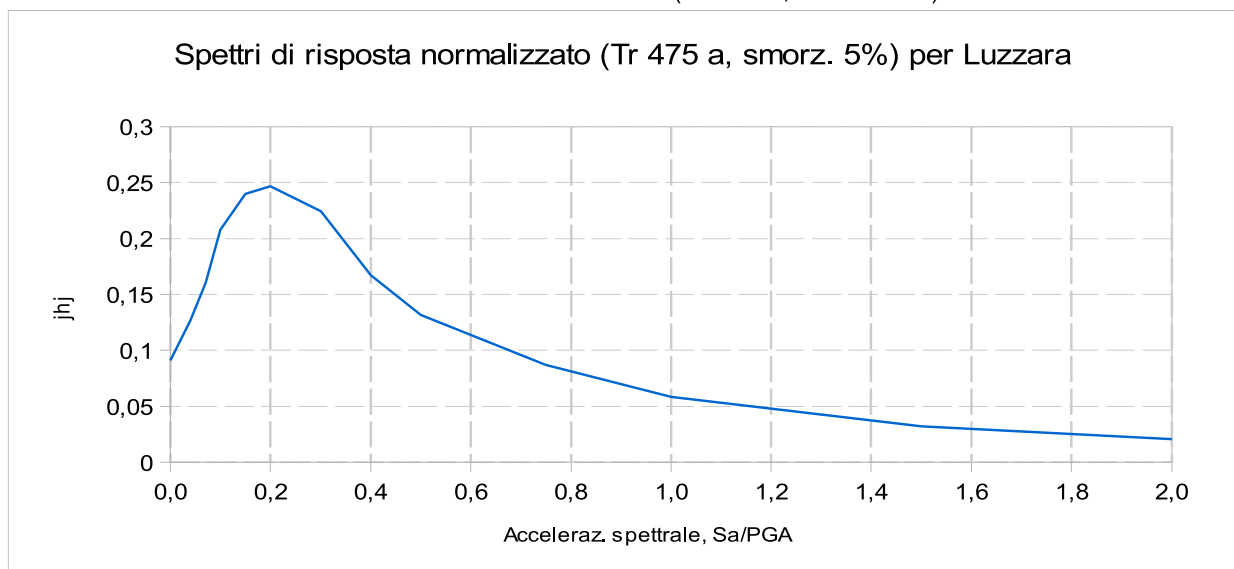
In riferimento all'allegato A4 della DAL 112/07 è riportato di risposta sismica locale.

TAB. 15: VALORI DELLO SPETTRO NORMALIZZATO PREVISTO PER L'EMILIA ROMAGNA E PER LUZZARA

T (s)	Sa/aref	Sa/aref Luzzara
0,00000	1,00000	0,091
0,04000	1,38865	0,12636715
0,07000	1,75927	0,16009357
0,10000	2,28349	0,20779759
0,15000	2,63726	0,23999066
0,20000	2,70745	0,24637795
0,30000	2,46642	0,22444422
0,40000	1,84047	0,16748277
0,50000	1,44476	0,13147316
0,75000	0,95494	0,08689954
1,00000	0,64546	0,05873686
1,50000	0,35479	0,03228589
2,00000	0,23070	0,0209937



F I G . 2 6 : SPETTRI DI RISPOSTA NORMALIZZATO (TR 475 A, SMORZ. 5%) PER EMILIA ROMAGNA



F I G . 2 7 : SPETTRI DI RISPOSTA NORMALIZZATO (TR 475 A, SMORZ. 5%) PER LUZZARA

<sup>20</sup>\\192.168.1.200\Dati\lavori\L\_16\1615\1615-15117Spettri\_di\_risposta.xls



1	0,35	A	1	< 15°	1
2	0,25	B	1,25	> 15°	1,2
3	0,15	C	1,25	15° to 30°	1,2
4	0,05	D	1,35	> 30°	1,4
		E	1,25		

## Dati del Sito

$a_{max} =$  agx (S x Ft) 0,0910 g  
 M 6

## Dati sulla Stratigrafia

Strato 1 2  
 Profondità [m] 1 30  
 Densità [kN7mc] 18 18  
 Classificazione SM OL

Dati della DPM → SPT Prof. [m] Nm  
 29 8

Prof. Della falda acq. [m] = 3  
 Carico in superficie [kPa] -83,35  
 Contenuto di fini 68

Calcolo della Domanda di resistenza ciclica CSR (carico in superficie 0 kPa)

Calcolo della pressione totale [kPa]:

$$\sigma_{vo} = 2,5 \times 17,5 + 3,1 \times 18 \quad 522 \quad 99,55$$

Calcolo della pressione dei pori [kPa]:

$$U_0 = (5,6-3) \times 9,81 = 255,06 \quad 25,51$$

Calcolo della pressione effettiva [kPa]:

$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - U_0 \quad 266,94$$

Calcolo dei coefficienti di riduzione:

$$R_d = 1 - 0,00765 \times 5,6 \quad 0,78$$

$$CSR = 0,09$$



Calcolo della Domanda di resistenza ciclica CSR (carico in superficie 98,06 kPa)

Calcolo della pressione totale [kPa]:

$$\sigma_{vo} = 2,5 \times 17,5 + 3,1 \times 18 + 98,06 \quad 620,06 \quad 197,61$$

Calcolo della pressione dei pori [kPa]:

$$U_0 = (5,6-3) \times 9,81 = \quad 264,87 \quad 25,51$$

Calcolo della pressione effettiva [kPa]:

$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - U_0 \quad 355,19 \quad 355,19$$

Calcolo dei coefficienti di riduzione:

$$R_d = 1 - 0,00765 \times 5,6 \quad 0,78$$

$$CSR = \quad 0,17 \quad 0,17$$

Calcolo della resistenza penetrometrica corretta, (N)<sub>60</sub>

$$C_e = \quad 0,7 \quad (N)_{60} = N_m \times C_e \times C_b \times C_r \times C_s$$

$$C_b = \quad 1 \quad (N)_{60} = \quad 5,66$$

$$C_r = \quad 0,75$$

$$C_s = \quad 1$$

Fattore di correzione della pressione litostatica efficace  $C_n$  (senza carico)

$$C_N = (P_a / \sigma'_{vo})^{0,5} \quad 0,61$$

Calcolo della resistenza penetrometrica corretta, (N<sub>1</sub>)<sub>60</sub>

$$(N_1)_{60} = \quad 3,46$$

Fattore di correzione della pressione litostatica efficace  $C_n$

$$C_N = (P_a / \sigma'_{vo})^{0,5} \quad 0,52$$

Calcolo della resistenza penetrometrica corretta, (N<sub>1</sub>)<sub>60</sub>

$$(N_1)_{60} = \quad 2,95$$

CALCOLO DI CRR 5,5 (capacità di resistenza ciclica per un terremoto di magnitudo 5,5)

Correzione di (N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> a un equivalente valore di (N<sub>1</sub>)<sub>60cs</sub> di sabbia pulita

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60}$$

$$\alpha = \exp[1,76 - (190 / (FC \times FC))] \quad 1,72 \quad 5,58$$

$$\beta = 0,99 + (FC)^{1,5} / 1000 \quad 1,55$$

$$(N_1)_{60cs} \text{ (senza carico)} \quad 10,94$$

$$(N_1)_{60cs} \quad 10,15$$



a	0,048000000
b	-0,124800000
c	-0,004721000
d	0,009578000
e	0,000613600
f	-0,000328500
g	-0,000016730
h	0,000003715

Calcolo di CRR eq (capacità di resistenza ciclica corretta)

<b>CRR eq</b>	<b><math>CRR_{5,5} \times MSF \times k_{\alpha} \times k_{\sigma}</math></b>	<b>0,12</b>	<b>senza carico</b>	<b>0,11</b>	<b>con carico</b>
MSF	0,9996				

fattore di correzione per la tensione tangenziale mobilitata:

$k_{\alpha}$	1
$k_{\sigma}$	1

#### CALCOLO DEL FATTORE DI SICUREZZA

$$F S_L = CRR_{eq}/CSR$$

$$F S_L = CRR_{eq}/CSR$$

Calcolo della probabilità di liquefazione PL

RISULTATI PROVA DPM 1

$$PL = 1 / (1 + (fsl/0,77)^{3,25})$$

0,19 senza carico

**0,19 con carico**

SUSCETTIBILITÀ

PROBABILITÀ DI LIQUEFAZIONE E SUSCETTIBILITÀ

PROBABILITÀ DI LIQUEFAZIONE E SUSCETTIBILITÀ

ALLA LIQUEFAZIONE

ALLA LIQUEFAZIONE NON PROBABILE

ALLA LIQUEFAZIONE NON PROBABILE

Calcolo della probabilità di liquefazione PL

RISULTATI PROVA DPM 2

$$PL = 1 / (1 + (fsl/0,77)^{3,25})$$

0,17 senza carico

**0,18 con carico**

SUSCETTIBILITÀ

PROBABILITÀ DI LIQUEFAZIONE E SUSCETTIBILITÀ

PROBABILITÀ DI LIQUEFAZIONE E SUSCETTIBILITÀ

ALLA LIQUEFAZIONE

ALLA LIQUEFAZIONE NON PROBABILE

ALLA LIQUEFAZIONE NON PROBABILE

## 2.9.6.2 RELAZIONE GEOTECNICA 3.0. P R E M E S S A

La presente relazione geotecnica completa la relazione geologica sopra esposta. Pertanto, le informazioni riguardanti:

- A] I riferimenti normativi.
- B] I parametri del progetto architettonico.
- C] Le indagini geognostiche svolte.
- D] La caratterizzazione del modello di sottosuolo.
- E] La pericolosità sismica.
- F] Livello della falda freatica.

andranno mutuati nella parte della Relazione Geologica.

Lo schema geotecnico è il seguente:

- Piano campagna orizzontale alla quota 0.00 del riferimento locale.
- Terreno di fondazione: Litotipo 1-2. In riferimento alla classificazione sismica la categoria del sottosuolo di appartenenza è la C caratterizzati da valori di  $V_{s30}$ , riferibile alla zona e non al singolo sito, è compresa tra 180 e 360 [m/s].
- Volume significativo: rientra nel Litotipo 1-2 ad una profondità inferiore a 10 [m]
- Requisiti del sito di costruzione e del terreno di fondazione: Vedere la relazione geologica.

Verifiche da effettuare:

- Stabilità dei pendii – pendio  $< 15^\circ$  non ci sono condizioni di instabilità.
- Liquefazione: la verifica alla Liquefazione del terreno di fondazione fatta ha dato il seguente esito: suscettibilità alla liquefazione risulta poco probabile.
- Addensamento eccessivo in caso di sisma: non si ritiene necessario fare la verifica.
- Distanza da faglie: non si ritiene necessario fare la verifica.

### 31. CRITERI DI PROGETTO GEOTECNICO

Valori caratteristici ( $V_k$ ). Applicando quanto contenuto nelle Istruzioni del C.S.L.P. si sono assunti quali valori caratteristici delle terre i valori prossimi ai medi a meno di una deviazione standard. Quindi si ha:  $V_k = V_m - d$ . Nel presente progetto per i Valori caratteristici del terreno si dovrà fare riferimento a quanto riportato nella Tabella: Parametri geotecnici di riferimento per il Litotipo 2.

Valori di progetto ( $V_d$ ): I valori di progetto di  $c'$ ,  $c_u$  e  $\varphi'$  da adottare nel calcolo si ottengono per la Combinazione contenente M1 (quindi DA1.2 – A1+M1+R3), dividendo i valori caratteristici per un coefficiente riduttivo parziale secondo quanto indicato nell'Eurocodice 7 e nel D.M. 14.01.2008 – NTC. I valori di progetto ( $V_d$ ) si ottengono come segue:

$$tg\phi'd = tg\phi'k/1,0 \rightarrow 00^\circ \quad [L1] \quad c'd = c'k/1,0 \rightarrow 0,0 \quad [kg/cm^2] \quad c_{ud} = c_{uk}/1,0 \rightarrow 0,3 \quad [L2] \quad [kg/cm^2]$$

$$q_u d = q_{uk}/1,6 \quad (\text{resistenza a compressione uniassiale per le rocce})$$

### 32. AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Nelle verifiche nei confronti degli Stati Limite ultimi SLU si distinguono in strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali:

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.<sup>22</sup>

Nell'Approccio 1, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni ( $\gamma F$ ), per la resistenza dei

<sup>22</sup> (Tabella 2.6.1 p. 39 NTC 17-01-18)



materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema ( $\gamma_R$ ).

Nella *Combinazione 1* dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I. Nella *Combinazione 2* dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale ( $\gamma_R$ ). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.<sup>23</sup>

TABELLA 16: T A B E L L A 2.6.1 N T C 17-01-18

I coefficienti  $\gamma_M$  e  $\gamma_R$  sono definiti nei capitoli successivi.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_P = 1,0$ .

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

### 33. STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO:

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso: Gli stati limite di esercizio (SLE) sono: Stato Limite di Operatività (SLO) Stato Limite di Danno (SLD) Gli stati limite ultimi (SLU) sono: Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV); Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

TABELLA 17: PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO  $P_{VR}$  AL VARIARE DELLO STATO LIMITE CONSIDERATO<sup>24</sup>

Stati Limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

### 34. RESISTENZE DEL SOTTOSUOLO

Nel calcolo della portanza del terreno si è fatto riferimento al "Metodo degli Stati Limite Ultimi" (S.L.U.), secondo quanto previsto dal DM 17-01-18. Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:  $E_d \leq R_d$ , dove  $E_d$  è il valore di

<sup>23</sup>(§ 2.6.1 p. 44 NTC 17-01-18)

<sup>24</sup>NTC 17/01/18 Tab. 3.2.1

progetto dell'azione e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Effetto delle azioni e resistenza sono espressi in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ .

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 (DM 17-01-18), la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti. Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11 (DM 17-01-18), si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). Scopo della seguente relazione è fornire la capacità portante del sottosuolo, ci si soffermerà quindi sul calcolo della resistenza  $R_d$ . Esistono 2 approcci (DA1 e DA2) per la considerazione dei coefficienti parziali che sono riassunti nelle seguenti tabelle:

TABELLA 18: COMBINAZIONI DEI COEFFICIENTI PARZIALI (DM 17-01-18)

APPROCCI (secondo DM 14-01-08)		AZIONI	RESISTENZE	
			MATERIALI	SISTEMA GLOBALE
DA1	Combinazione 1	A1	M1	R1
	Combinazione 2	A2	M2	R2
DA2		A1	M1	R3

TABELLA 19: COEFFICIENTI PARZIALI RIFERITI ALLE RESISTENZE DEI MATERIALI<sup>25</sup>

PARAMETRO	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE	M1	M2
tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
coesione efficace	$c'k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00



TABELLA 20: COEFFICIENTI PARZIALI RIFERITI ALLE RESISTENZE DEL SISTEMA

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE	R1	R2	R3
capacità portante	$\gamma_R$	1,0	1,8	2,3
scorrimento	$\gamma_R$	1,0	1,1	1,1

Si è ritenuto opportuno effettuare l'elaborazione seguendo tutti e tre gli approcci. Vengono di seguito esposti i risultati dell'elaborazione.

<sup>25</sup>NTC 17/01/18 Tab. 6.2.II

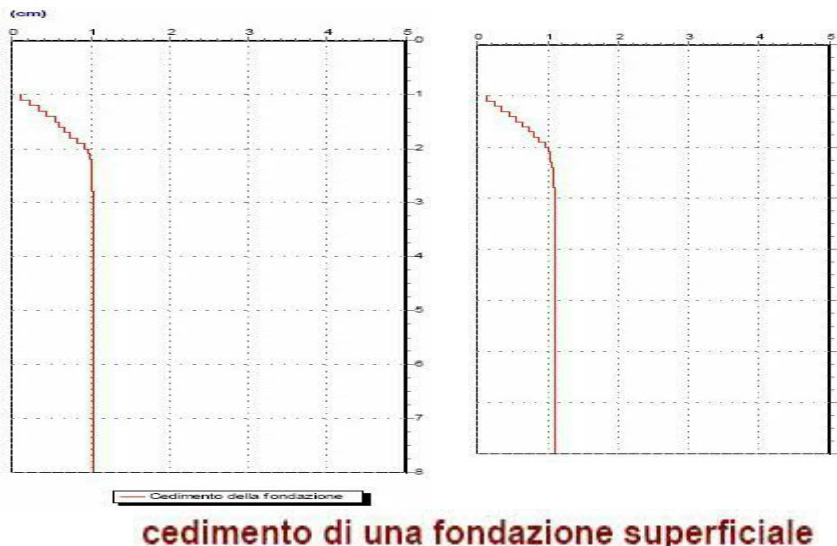
TABELLA 21: RESISTENZE DEL SOTTOSUOLO IN CONDIZIONI STATICHE RIFERITA AL LITOTIPO 1-2  
CON FONDAZIONE DIRETTA A PLINTI:

Tabella riassuntiva		Nome file:		2198-19184-DPM		RisPlc data 19/04/2021	
Parametro		Note di calcolo		Valore		U.M.	
Parametri considerati							
Coesione non drenata caratteristico (ck)		5° percentile di distribuzione della media calcolato con la distribuzione della t di Student		0,3		[kg/cmq]	
Coesione non drenata di progetto (cd)		ϕd=arctan(tanϕk / γϕ))		0,3		[kg/cmq]	
Peso dell'unità di volume caratteristico (γk)		valore caratteristico		1,83		[t/m³]	
Peso dell'unità di volume di progetto (γd)		γd=γk/γγ		1,83		[t/m³]	
Geometria della fondazione : fondazione diretta a plinto							
Larghezza della fondazione (B)				2,50		[m]	
Profondità di posa (D) rispetto al piano di calpestio al momento delle indagini geol.				1,60		[m]	
Resistenze calcolate							
Resistenza caratteristica (Rk)		Formula di Terzaghi		2,25		[kg/cm²]	
				220,46		[kN/m²]	
Resistenza di progetto (Rd) Approccio DA2		Rd=Rk/γR		0,98		[kg/cm²]	
				95,85		[kN/m²]	
Resistenza di progetto (Rd) Approccio DA1 C2		Rd=Rk/γR		1,25		[kg/cm²]	
				122,48		[kN/m²]	
Resistenza di progetto (Rd) Approccio DA1 C1		Rd=Rk/γR		2,25		[kg/cm²]	
				220,46		[kN/m²]	
Portanza limite del terreno secondo il metodo di calcolo delle “tensioni ammissibili”.		q lim		2,25		[kg/cm²]	
Portanza limite del terreno secondo il metodo di calcolo delle “tensioni ammissibili”.		q lim		220,46		[kN/m²]	
Portanza ammissibile del terreno secondo il metodo di calcolo delle “tensioni ammissibili”.		q amm		0,75		[kg/cm²]	
Portanza ammissibile del terreno secondo il metodo di calcolo delle “tensioni ammissibili”.		q amm		73,49		[kN/m²]	

La resistenza di progetto ( $R_d$ ) è stata calcolata sia per l'ipotesi di fondazione diretta. Nel calcolo della portanza del terreno si è fatto riferimento anche, al “Metodo delle tensioni ammissibili”, secondo l'analisi tradizionale deterministica con fattore di sicurezza di 3. Questa condizione comporta che le pressioni verticali permanenti trasmesse dal nuovo fabbricato ( $\Sigma s$  - kg/cm<sup>2</sup>) alla fondazione non debbano assolutamente superare tali dati. Qualora le condizioni progettuali previste dovessero essere modificate, ci si riserva di riverificare anche il valore della portanza del terreno di fondazione e i cedimenti. È necessario che le azioni di progetto, calcolate secondo lo stesso approccio, non superino tale valore. Si specifica che nulla osta a valutare altre tipologie di fondazioni, che dovranno comunque essere verificate dal punto di vista della compatibilità geotecnica.

### 3 5 . S T I M A D E I C E D I M E N T I

I cedimenti, riferiti ad un carico pari alla Resistenza di progetto e ad una fondazione diretta con base posta alla profondità dal piano campagna indicata in tabella 21, sono stimati essere compresi tra 1,0 e 1,5 [cm], come visibile nelle seguenti figure. Tale valore del cedimento si stima possa abbassarsi del 25% se nell'insieme le fondazioni previste si comportano in modo rigido. In caso di sisma si stima che i cedimenti possano aumentare del 15%.



**cedimento di una fondazione superficiale**

FIG. 28: ANDAMENTO DEI CEDIMENTI CON LA PROFONDITÀ DALLE PROVE DPM

### 3 6 . C O N S I D E R A Z I O N I C O N C L U S I V E

In riferimento al progetto architettonico oggetto della presente consulenza, si raccomandano i seguenti accorgimenti generali:

a) Per il terreno naturale di fondo scavo si suggerisce un adeguato compattamento prima di procedere alla stesura del misto granulare di ritombamento, mediante rullo pesante a “piede di pecora” con un numero di passaggi indicativamente pari a 8.

b) Osservare una distanza minima di almeno 2 [m] dal ciglio dello scavo per eventuali carichi (es. gru), per escludere situazioni di instabilità.

c) Mantenere lo scavo aperto il minore tempo possibile, evitando potenziali periodi piovosi. In caso di necessità, procedere alla copertura del fronte di scavo con teli in PVC evitando così infiltrazioni d'acqua.

d) Evitare di appoggiare le fondazioni in punti ove il terreno risulta non essere uniforme a causa, per esempio, della presenza di ex canali di scolo delle acque





superficiali o per la presenza di terreno di riporto ovvero vasche di liquami. Si invita pertanto ad appoggiare le fondazioni sul terreno naturale, ovvero a profondità maggiore uguale a quanto indicato nella tabella 21 dal piano di calpestio del lotto attuale e/o bonificare il sottosuolo di fondazione qualora risultasse differente alle caratteristiche geotecniche qualificate del Litotipo 1-2.

e) La direzione lavori dovrà comunque accertare, all'atto dello scavo, la sussistenza delle condizioni assunte per i calcoli geotecnici di tutti i sedimi fondazionali. Nel caso che, durante i lavori esecutivi, si constatassero evidenti differenze rispetto a quanto precedentemente indicato nella presente relazione, si raccomanda di contattare il sottoscritto che potrà verificare le eventuali anomalie geologiche.

f) Evitare di appoggiare i carichi delle nuove strutture in progetto su costruzioni esistenti senza l'opportuna valutazione da parte del responsabile della progettazione strutture.

g) Tenere conto che nel caso in cui le pareti del fronte di attacco degli scavi superano l'altezza di 1,50 [m], è vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente potenziale franamento della parete.

h) Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno. Inoltre devono essere prese in considerazione e previste tutte le norme e procedure di sicurezza al fine che il terreno risulti stabilizzato avvalendosi della migliore tecnologia possibile.

i) Nei lavori di escavazione con mezzi meccanici deve essere vietata la presenza degli operai nel campo di azione dell'escavatore e sul ciglio del fronte di attacco.

l) Si suggerisce di appoggiare le fondazione tutte alla medesima profondità d'incastro al fine di contenere il più possibile cedimenti differenziali.

m) Le acque piovane andranno opportunamente regimate e poi disperse preferibilmente nel sottosuolo, distanti dalle fondazioni, attraverso la progettazione di un sistema di sub-irrigazione. Con queste modalità sarà rispettato il Principio dell'Invarianza idraulica.

In riferimento all'uso della Gru si raccomandano i seguenti accorgimenti:

n) Evitare di superare lo Sforzo massimo trasmesso al suolo per piede con braccio con carichi, il valore come indicato nel manuale d'uso della gru stessa usata.

o) Si consiglia di tenere periodicamente monitorato la messa in bolla della gru al fine di verificarne lo stato di equilibrio.

p) Nella Tabella 21 sono indicate le Resistenza di progetto del terreno calcolata agli stati limite.

q) Classificazione sismica del sito è in Classe sismica 3: Zona sismica.

r) Categoria sottosuolo: C. s) Classe d'uso: (fare riferimento alla relazione dello strutturista).

t) Categoria topografica: 1. u) Altitudine sito: 20 [m] s.l.m.

v) La suscettibilità alla liquefazione risulta poco probabile.

vi) Accelerazione orizzontale corrispondenti a: Luzzara Arefg da 0,0917 e 0,0828 ((elaborati da INGV per il territorio nazionale1)).

Da quanto sinora esposto deriva che: con riferimento all'aspetto geologico e geotecnico ed in riferimento alla vigente normativa, non risulta sussistere alcun condizionamento negativo alla fattibilità degli interventi previsti negli elaborati progettuali, ferma restando l'applicazione delle corrette regole costruttive previste dal codice civile, delle altre norme vigenti e di quanto sopra riportato.

Qualora le condizioni progettuali previste dovessero essere modificate, ci si riserva di riverificare quanto precedentemente esposto. La presente relazione geologica, geotecnica e sismica non dovrà essere considerata valida se riferita ad un altro [A] sito, o altro [B] lotto, o ad altro [C] progetto, diverso da quello previsto per il Foglio 2 Mappali 281, 282, 285, 280, 284 del Comune di Luzzara (RE) con posizione avente Coordinate WGS84: Lat 44.975947 - Lng 10.713959.

TABELLA 22: BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

Autore	Titolo	Editore
J. E. Bowles	Fondazioni progetto e analisi	Mc Graw-Hill
Prof. Eros Aiello (Univ. Siena)	Appunti del Corso su NTC del	Milano 4/12/09

TABELLA 23: CASE HISTORY

Rif. Int.	Titolo	Committente
1716 1776 1794 17128 1814	Consulenze geologiche geotecniche	Privato

TABELLA 24: SITOLOGIA DI RIFERIMENTO

<http://www.geostru.com/geoapp/>

<http://csi.rm.ingv.it/>

<http://emidius.mi.ingv.it/DBMI1/>

<http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>

<http://zonesismiche.mi.ingv.it/elaborazioni/download.php>

<http://www.geostru.com/geoapp/Parametri-Sismici.aspx>

M E L L I D R . M A R C O  
 WWW.CONSULENZEMARCOMELLI.EU  
 U F F I C I O :  
 1) VIA LUIGI FANTONI, N.15 [RESIDENZA E<sup>2</sup>UFFICIO]  
 37069 VILLAFRANCA DI VERONA (VR)  
 2) VIA CAMPANA, N.20 [UFFICIO DI RAPPRESENTANZA]  
 46029 SUZZARA (MN)  
 T.M. 3358427595 FAX 02700426729  
 S K Y P E : M A R C O . M E L L I . 6 6  
 P E C : marcomelli@epap.sicurezzapostale.it  
 E - M A I L : m e l l i . g e o @ g m a i l . c o m  
 P.IVA 01839040209 C.F. MLLMRC66S30L020D  
 NATO A SUZZARA (MN) IL 30/11/1966

MARCO MELLI DR.  
 ISCRITTO ALL'ORDINE  
 DEI GEOLOGI DELLA  
 LOMBARDIA COL N. 971  
 SEZ. A - DAL 14/03/1997

## ALLEGATO 1: CONSIGLI PRATICI IN CASO DI TERREMOTO

## Se arriva il terremoto...



Cerca riparo all'interno di una porta in un muro portante o sotto una trave. Se rimani al centro della stanza potresti essere ferito dalla caduta di vetri, intonaco o altri oggetti.



Non precipitarti fuori per le scale: sono la parte più debole dell'edificio. Non usare l'ascensore: si può bloccare. In strada potresti essere colpito da vasi, tegole ed altri materiali che cadono.



Chiudi gli interruttori generali del gas e della corrente elettrica, alla fine della scossa, per evitare possibili incendi.

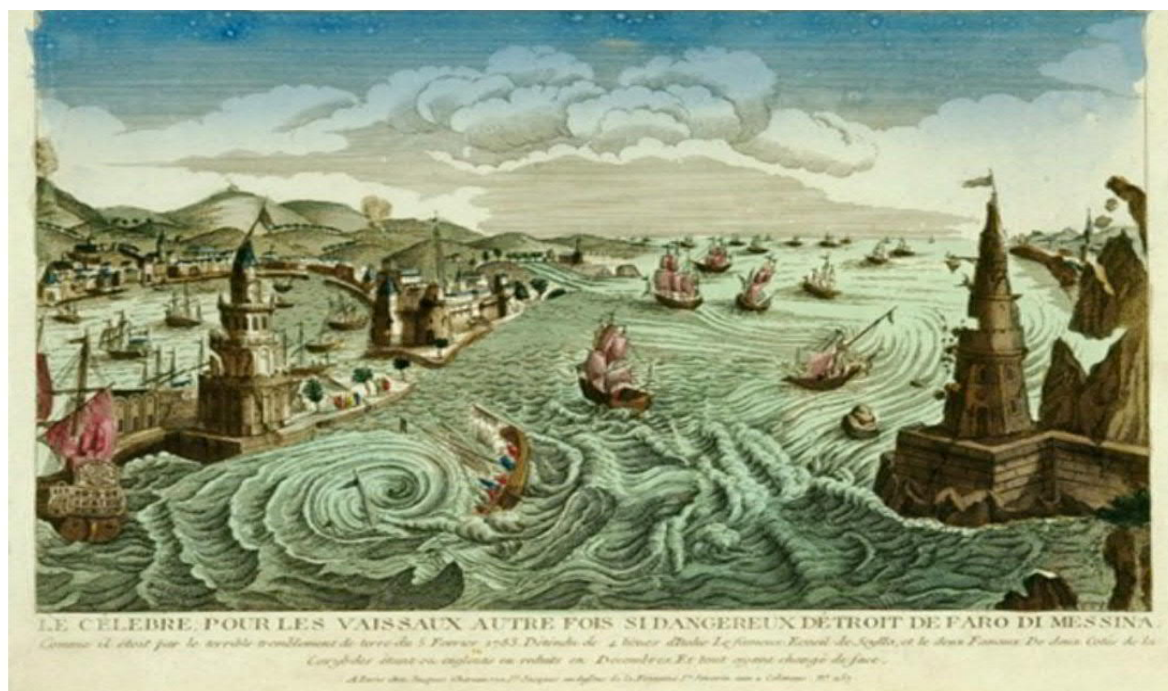


Esci alla fine della scossa. Indossa le scarpe: in strada potresti ferirti con vetri rotti. Raggiungi uno spazio aperto, lontano dagli edifici e dalle linee elettriche.



Non bloccare le strade. Servono per i mezzi di soccorso. Usa l'automobile solo in caso di assoluta necessità.

Servizio Sismico Nazionale: Il terremoto è un fenomeno naturale non prevedibile, che dura molto poco, quasi sempre un minuto. La sicurezza dipende dalla residenza dove ci si trova. Se è costruita o adattata in modo da resistere al terremoto non subirà danni gravi e proteggerà le persone. Ovunque ci si trovi è molto importante mantenere la calma e sapere cosa fare. Occorre prepararsi ad affrontare un terremoto sin da ora. Seguire alcune semplici norme di comportamento può salvare vite umane.



– Rappresentazione degli effetti a Messina del terremoto e maremoto del 5 febbraio 1783. Il terremoto avvenne in Calabria, ma anche Messina fu colpita duramente. (fonte: Ingv)

1 of 2

FIG. 29: DIPINTO CON RAPPRESENTAZIONE DEGLI EFFETTI DEL TERREMOTO <sup>27</sup>

P.S.: Matteo (7.21.24-29) Come una casa, per essere sicura contro le avversità atmosferiche, deve avere delle fondazioni solide, così il cristiano, per superare le difficoltà della vita, deve vivere in piena comunione con Gesù. Luca (6.48-49).

## 38. INDICE GENERALE TITOLI, FIGURE E TABELLE

1. Riferimenti Normativi.....	2
Tabella 1: Riferimenti Normativi.....	2
2. 6.1relazione Geologica.....	3
3. Premessa.....	3
4. Descrizione Sintetica Del Progetto.....	4
Fig. 1: Ortofoto, Sito Con Coordinate Wgs84: Lat 44.975947 - Lng 10.713959 Elev. 20 M.....	4
5. Inquadramento Geologico Da Studio Geologico Generale Comunale.....	5
Fig. 2: Carta Geologica Posizione Indagini Geologiche Svolte Da Marco Melli Geologo.....	5
6. Indagini Geognostiche Operate.....	5
Tabella 2: Dati Tecnici Dpm 30– 20.....	5
Fig. 3: Indagini Sismiche.....	6
Fig. 4: Prove Penetrometriche.....	6
7. Note Illustrative Sul Penetrometro Dinamico.....	6
Tabella 3: Classificazione Issmfe Dei Penetrometri Dinamici:.....	6
8. Risultati Delle Indagini: Modello Geologico Del Sottosuolo.....	7
9. Stratigrafia - Categorie Del Sottosuolo Di Fondazione.....	7
Tab. 4: Modello Geologico Del Primo Sottosuolo.....	7

<sup>27</sup> \\192.168.1.200\Dati\arg\arg\_Modelli\GiulioRomanoLaCadutadegliDei.jpg

10. Geologia, Geomorfologia E Idrogeologia Del Sito.....	8
11. Pericolosità Geologica E Idrogeologica E Fattibilità Del Sito.....	8
12. Parametri Geotecnici Naturali.....	9
Tabella 5: Parametri Geotecnici Di Riferimento.....	9
13. 6.3 Relazione Sismica.....	10
14. Relazione Sulla Modellazione Sismica Concernente La Pericolosità Di Base Del Sito Di Costruzione	10
15. Sismicità Storica.....	10
Fig. 5: Intensità Storia Sismica Del Territorio Comunale.....	10
Tabella 6: Storia Sismica Del Territorio Comunale (Fino Al 2011).....	10
16. Cenni Di Tettonica Profonda.....	11
Fig. 6: Carta Movimenti Verticali Suolo Della Regione Emilia-Romagna .....	12
Fig. 7: Carta Sismotettonica Della Regione Emilia-Romagna (1:250.000).....	12
Fig. 8: Zone Sismogenetiche Dell'emilia.....	13
Fig. 9: Zonazione Sismica Itcs044.....	13
Fig. 10: Carta Neotettonica.....	14
Fig. 11: Profondità In [M] S.L.M. Del Limite Basale Dei Sedimenti Quaternari Continentali .....	14
Fig. 12: Distribuzione Della Anomalie Di Drenaggio.....	14
Fig. 13: Carta Neotettonica Schematizzata.....	15
Fig. 14: Idrografia Del Basso Po Al Xiv Secolo.....	15
Fig. 15: Sezione Geologica (Dist. Vert. In Rapp. 2:1 Con Le Orizz.).....	16
Fig. 16: Colonna Stratigrafica Per Interpretazione Della Sez. Geologica.....	16
Fig. 17: Localizzazione Degli Epicentri Dei Principali Terremoti.....	17
Figura 18: Schema Stratigrafico Del Quaternario (Da Rizzini & Dondi 1978). .....	17
17. Caratteristiche Sismiche Del Territorio.....	18
Tabella 7: Zone Sismiche E Accelerazioni Orizzontali Di Picco Al Suolo. ....	18
18. Definizioni Delle Scelte Progettuali Ed Ubicazione Del Sito.....	19
Tabella 8: Parametri D'ingresso Usati.....	19
19. Determinazione Dell'accelerazione Massima Di Riferimento Ed In Generale Dei Parametri Indipendenti .....	19
Tab. 9: Valori Dei Parametri $A_g$ , $F_o$ , $T_c^*$ Per I Periodi Di Ritorno $T_r$ Di Riferimento.....	19
20. Parametri Di Disaggregazione.....	20
Fig. 20 Disaggregazione Del Valore Di $A(G)$ Con Probabilità Di Eccedenza Del 10% In 50 Anni.....	20
21. Scenari Di Pericolosità Sismica Locale: Prima Fase Di Analisi.....	21
Fig. 21 Ambienti Geotologici ( ).....	21
Tabella 10: Fattore Di Amplificazione.....	22
Tabella 11: Caratteristiche Fisiche Del Territorio Determinanti Possibili Effetti Locali.....	23
22. Caratteristiche Fisiche Del Territorio Che Possono Determinare Effetti Locali.....	23
23. Determinazione Della Sismicità Di Progetto Nel Sito Esaminato.....	24



24. Metodologia Utilizzata Per L'indagine Sismica.....	24
25. Approfondimento Di Iii Livello: Indagine Di Sismica Passiva Con Tromino.....	25
Fig. 22: Rapporto Spettrale Orizzontale Su Verticale.....	25
Fig. 23: Spettri Delle Singole Componenti.....	25
Fig. 24: H/V Sperimentale Vs. H/V Sintetico.....	26
Tabella 13: Stratigrafia Sismica:.....	26
Fig. 25: Andamento Della Vs Con La Profondità.....	26
26. Proposte Di Mitigazione Del Rischio Sismico.....	27
27. Spettri Di Risposta Locale Per Il Comune Di Luzzara.....	28
Tab. 15: Valori Dello Spettro Normalizzato Previsto Per L'emilia Romagna E Per Luzzara.....	28
Fig. 26: Spettri Di Risposta Normalizzato (Tr 475 A, Smorz. 5%) Per Emilia Romagna.....	28
Fig. 27: Spettri Di Risposta Normalizzato (Tr 475 A, Smorz. 5%) Per Luzzara.....	28
28. Verifica Alla Liquefazione.....	29
29. 6.2 Relazione Geotecnica.....	32
30. Premessa.....	32
31. Criteri Di Progetto Geotecnico.....	32
32. Azioni Nelle Verifiche Agli Stati Limite.....	32
Tabella 16: Tabella 2.6.1 Ntc 17-01-18.....	33
33. Stati Limite E Relative Probabilità Di Superamento:.....	33
Tabella 17: Probabilità Di Superamento Pv, Al Variare Dello Stato Limite Considerato.....	33
34. Resistenze Del Sottosuolo.....	33
Tabella 18: Combinazioni Dei Coefficienti Parziali (Dm 17-01-18).....	34
Tabella 19: Coefficienti Parziali Riferiti Alle Resistenze Dei Materiali.....	34
Tabella 20: Coefficienti Parziali Riferiti Alle Resistenze Del Sistema.....	34
Tabella 21: Resistenze Del Sottosuolo In Condizioni Statiche Riferita Al Litotipo 1-2 Con Fondazione Diretta A Plinti:.....	35
35. Stima Dei Cedimenti.....	36
Fig. 28: Andamento Dei Cedimenti Con La Profondità Dalle Prove Dpm.....	36
36. Considerazioni conclusive.....	36
Tabella 22: Bibliografia Di Riferimento.....	38
Tabella 23: Case History.....	38
Tabella 24: Sitologia Di Riferimento.....	38
Allegato 1: Consigli Pratici In Caso Di Terremoto.....	38
37. Terremoti Nell'arte E Cultura.....	39
Fig. 29: Dipinto Con Rappresentazione Degli Effetti Del Terremoto.....	39
38. Indice Generale Titoli, Figure E Tabelle.....	39