



PROVINCIA FORLÌ-CESENA

Piazza Morgagni, 9 – 47100 Forlì

Cod. fisc. 80001550401

Servizio Infrastrutture Viarie, Gestione Strade, Patrimonio, Mobilità e Trasporti
Ufficio Gestione e progettazione Infrastrutture

SP 27Bis “Braldo” al km 2+350 Intervento di demolizione e ricostruzione del Viadotto sul Fiume Montone

Progetto Definitivo

CUP

G67H21019760001

B2.2

RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA

Data: Febbraio 2023

IL R.U.P.
Ing. Fabrizio Di Blasio

RILIEVO E PROGETTO STRADALE
ESAGEO STUDIO GEOMETRI ASSOCIATI

IL PROGETTISTA ARCHITETTONICO
Ing. Luca Gardelli

PROGETTO STUTTURALE
ENSER srl

I COLLABORATORI
Arch. Laura Capizzi
Arch. Silvia Conversano
Geom. Paolo Galeotti

PROGETTO IDRAULICO
PRIDE-PROJECTS AND IDEAS FOR ENVIRONMENT

STUDIO GEOLOGICO
Geol. Alfredo Ricci

INDICE

ELABORATI:	2
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
1. PREMESSA	4
1.1. Opere in progetto	4
1.2. Scopi dell'indagine	4
1.3. Definizione del modello sismico	4
2. INQUADRAMENTO DEL SITO	5
2.1. Ubicazione	5
2.2. Lineamenti morfologici	6
2.3. Rischio idrogeologico	6
2.4. Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni	8
2.5. Dissesto e vulnerabilità territoriale	9
3. SISMICITÀ	10
3.1. Classificazione sismica del Comune di Forlì	10
3.2. Zonizzazione sismica	11
3.3. Terremoto di riferimento	11
3.4. Magnitudine di progetto	15
4. INDAGINE GEOFISICA	17
4.1. Risposta del terreno: approccio semplificato	17
4.1.1. Impostazione concettuale	17
4.1.2. Modalità operative	17
4.1.3. Risultati ottenuti	17
4.1.3.1. Ponte Braldo	17
4.1.3.2. Variante stradale e rotatorie	20
4.1.4. Categoria Topografica	22
4.1.5. Categoria di sottosuolo	22
4.1.5.1 Ponte Braldo	22
4.1.5.2 Variante stradale e rotatorie	23
4.1.6. Parametrizzazione sismica	24
5. VERIFICA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI LIQUEFAZIONE	26
5.1. Premessa	26
5.2. Analisi sul sedime del nuovo ponte Braldo	26
5.2.1. Calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione	26
5.2.1.1 Analisi	27
5.2.2. Calcolo dei cedimenti permanenti post-sismici	28
5.2.2.1 Analisi	28
5.2.3. Liquefaction Severity Number (LSN)	28
5.2.3.1. Analisi	29
5.2.4. Indice del potenziale di liquefazione con la funzione di Ishihara	30
5.2.4.1 Analisi	30
5.2.5. Rischio di liquefazione	31
5.3. Analisi sul sedime della variante al tracciato stradale	31
5.3.1. Calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione	31
5.3.1.1 Analisi	32
5.3.2. Calcolo dei cedimenti permanenti post-sismici	33
5.3.2.1 Analisi	33
5.3.3. Liquefaction Severity Number (LSN)	33
5.3.3.1. Analisi	34
5.3.4. Indice del potenziale di liquefazione con la funzione di Ishihara	35
5.3.4.1 Analisi	36
5.3.5. Rischio di liquefazione	37
6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	38

ELABORATI:

B2.1	Relazione Geologica
B2.2	Relazione sulla Modellazione Sismica
B2.3	Ubicazione delle prove geognostiche e delle tracce delle sezioni geologiche in scala 1: 1.000
B2.4	Dati di base, grafici e interpretazioni delle prove geognostiche in sito attinenti al viadotto
B2.5	Dati di base, grafici e interpretazioni delle prove geognostiche in sito attinenti alla variante stradale
B2.6	Dati di base, grafici e interpretazioni delle prove in laboratorio attinenti al viadotto
B2.7	Dati di base, grafici e interpretazioni delle prove geofisiche attinenti al viadotto
B2.8	Dati di base, grafici e interpretazioni delle prove geofisiche attinenti alla variante stradale
B2.9	Sezioni geologiche in scala 1:200
B2.10	Verifica del potenziale di liquefazione

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018

Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Circolare 21 gennaio 2019 n. 7

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008

Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

Eurocodice 8

Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

Leggi Regionali in materia di pianificazione e di Vincolo Idrogeologico

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

Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale della Provincia di Forlì-Cesena

Piano Strutturale Comunale (PSC), Piano Operativo Comunale (POC) e Regolamento Urbanistico Edilizio (RUE) del Comune di Forlì

D.M. 11.03.1988

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

1. PREMESSA

1.1. OPERE IN PROGETTO

La presente indagine geognostica concerne il terreno, interessato dalla S.P. 27Bis "Braldo" al km 2+350, ove sono previsti l'intervento di demolizione e ricostruzione del Viadotto sul fiume Montone e una variante al tracciato stradale con realizzazione di una rotatoria all'incrocio tra S.P. 27 bis via Ghibellina e S.P. 1 via Lughese ed una rotatoria in prossimità del Podere Coccolina.

1.2. SCOPI DELL'INDAGINE

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

1.3. DEFINIZIONE DEL MODELLO SISMICO

Il modello geologico locale è stato definito con riferimento:

- ♦ all'insieme degli elementi cartografici, stratigrafici e normativi disponibili in merito al suolo e sottosuolo considerato;
- ♦ ad un attento rilevamento di superficie;
- ♦ alla realizzazione:
 - in corrispondenza del nuovo viadotto di due sondaggi a carotaggio continuo (S1 e S2), di un sondaggio a distruzione di nucleo (S3) per la posa in opera di tubazione per esecuzione prova Down-Hole, di due prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU1 e CPTU2), di due prove penetrometriche statiche con cono sismico (SCPTU1 e SCPTU2) e di due basi sismiche con rilevamento MASW;
 - in corrispondenza del nuovo tracciato stradale a sud del corso d'acqua e della nuova rotatoria (Podere Coccolina) di tre prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU1, CPTU2 e CPTU3), di due prove penetrometriche statiche con cono sismico (SCPTU1 e SCPTU2) e di tre postazioni con rilievo microtermore (HVS1, HVS2 e HVS3);
 - nei margini del tracciato stradale nella zona di C. Sintoni di due prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU4 e CPTU5);
 - in corrispondenza della nuova rotatoria (via Lughese) di una prova penetrometrica statica con piezocono (CPTU6), di una prova penetrometrica statica con cono sismico (SCPTU3), di una base sismica con rilevamento MASW e di una postazione con rilievo microtermore (HVS4);
- ♦ all'attuazione di prove di laboratorio su 25 campioni prelevati durante esecuzione di prove SPT a punta aperta;
- ♦ all'attuazione di prove in laboratorio su 12 campioni indisturbati, prelevati durante i sondaggi per definire la natura dei terreni incontrati;
- ♦ alla misura del livello idrico in due piezometri tipo Norton appositamente installati.

L'ubicazione delle prove geognostiche è precisata nell'apposito elaborato allegato (elaborato B2.3). I dati di base, i grafici e le interpretazioni delle prove in sito e in laboratorio sono raccolti negli elaborati B2.4, B2.5, B2.6, B2.7 e B2.8 allegati.

2. INQUADRAMENTO DEL SITO

2.1. UBICAZIONE

L'area in esame (SP 27Bis "Braldo" al km 2+350), ove sono previsti l'intervento di demolizione e ricostruzione del Viadotto sul fiume Montone e una variante al tracciato stradale, è ubicata come evidente nell'estratto cartografico riportato nella figura n. 2.1 e negli inquadramenti, su base CTR, in scala 1:25.000, 1:10.000, 1:5.000 e 1:2.000 allegati alla presente relazione.

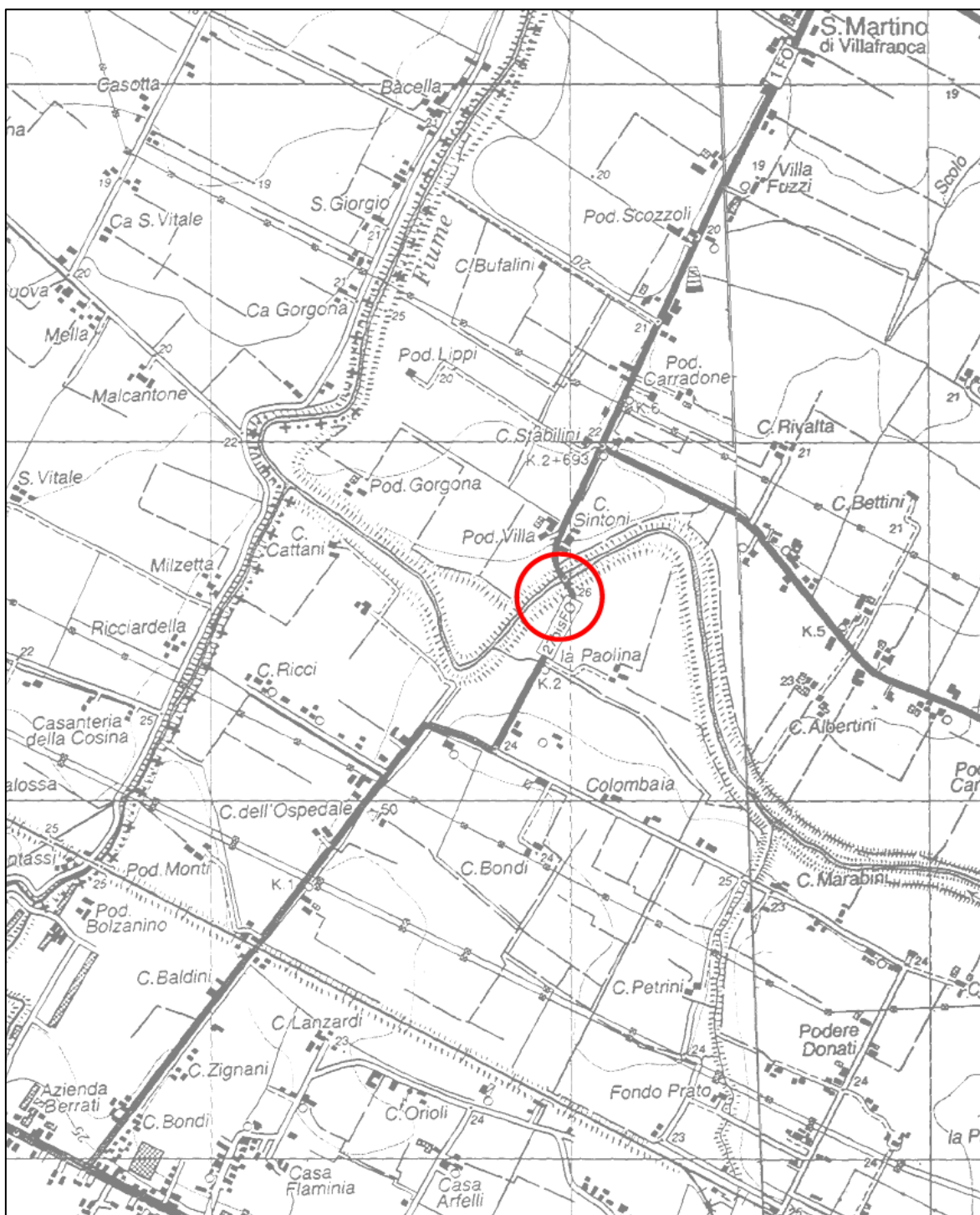


Figura n. 2.1 - Ubicazione del sito in esame.

SP 27BIS "BRALDO" AL KM 2+350. INTERVENTO DI DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DEL VIADOTTO SUL FIUME MONTONE E VARIANTE AL TRACCIATO STRADALE.

Relazione sulla Modellazione Sismica

2.2. LINEAMENTI MORFOLOGICI

Il ponte Braldo in oggetto è posto a circa 26 metri sul livello marino ed è situato in un'area pianeggiante solcata dal fiume Montone. Nella zona considerata non sono evidenti particolari processi morfogenetici, tali da poter arrecare danno a quanto previsto dal progetto. In particolare, dato l'andamento pianeggiante della superficie, non sussistono problemi di stabilità. Il corso d'acqua è contenuto da appositi argini in terra battuta.

Un quadro dell'attuale situazione morfologico ambientale del sito considerato è fornito dall'immagine aerea riportata nella figura n. 2.2.

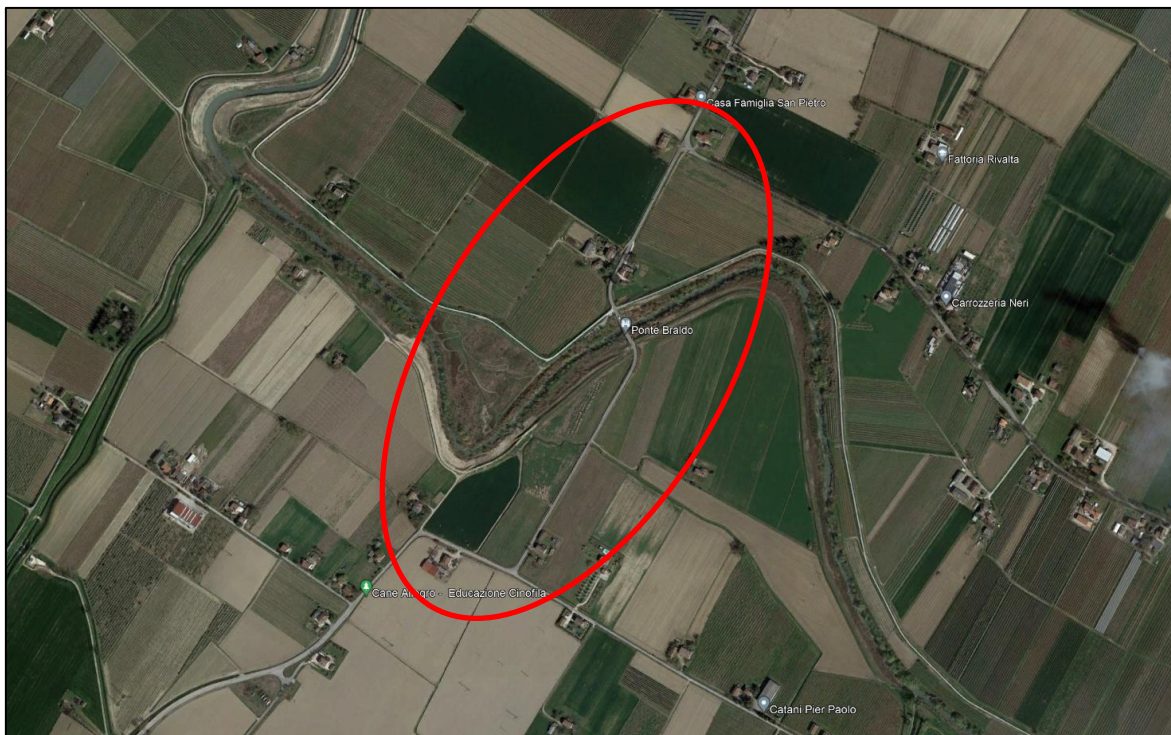
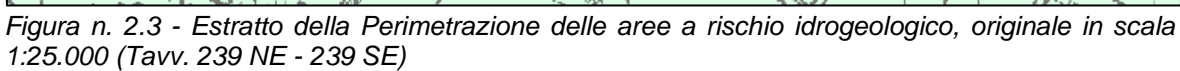


Figura n. 2.2 - Visione aerea dell'area in esame e della zona di pertinenza (Google Earth, immagine acquisita il 05.04.2022).

2.3. RISCHIO IDROGEOLOGICO

Nella Perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico in scala 1:25.000 del vigente Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico, redatto dall'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli, l'area in esame è interessata dall'alveo di piena ordinaria (Art. 2 ter), dalle aree di potenziale allagamento (Art. 6) e dalle distanze di rispetto dai corpi arginali (Art. 10). Si veda in proposito l'estratto cartografico riportato nella figura n. 2.3.



2.4. PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO DI ALLUVIONI

Nell'ambito territoriale del Reticolo Principale (RP) del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (Ultimo aggiornamento aprile 2022) - Il ciclo di attuazione, l'area in esame appare con uno scenario di pericolosità H-P3: Alluvioni frequenti (TR: 20-50 anni) - elevata probabilità per quanto riguarda la zona di pertinenza dell'alveo e M-P2: Alluvioni meno frequenti (TR: 100-200 anni) - media probabilità per le zone limitrofe (figura n. 2.4), mentre nell'ambito territoriale del Reticolo Secondario di Pianura (RSP) (figura n. 2.5) ricade in uno scenario di pericolosità M-P2: Alluvioni meno frequenti (TR: 100-200 anni) - media probabilità

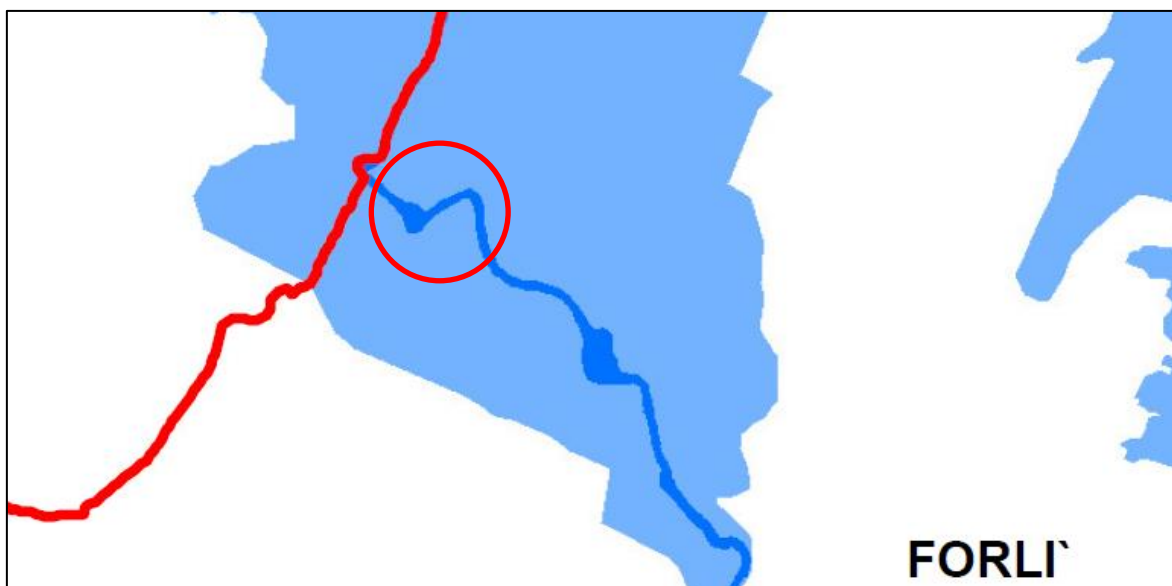


Figura n. 2.4 - Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni. Ambito territoriale del Reticolo Principale. Scenario di pericolosità H-P3: Alluvioni frequenti (TR: 20-50 anni) - elevata probabilità per quanto riguarda la zona di pertinenza dell'alveo fluviale e M-P2: Alluvioni meno frequenti (TR: 100-200 anni) - media probabilità per le zone limitrofe.

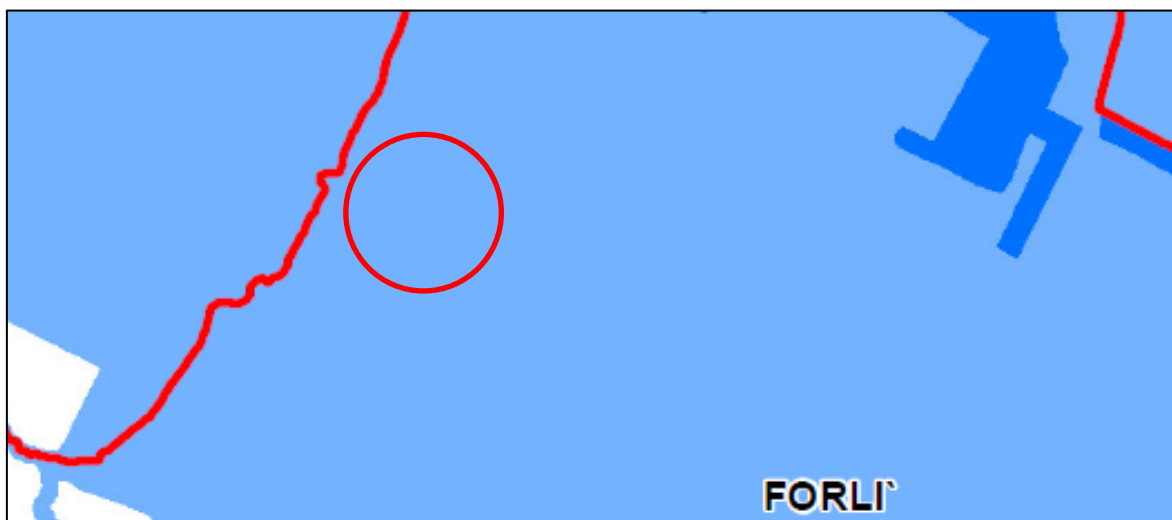


Figura n. 2.5 - Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni. Ambito territoriale del Reticolo Secondario di Pianura. Scenario di pericolosità M-P2: Alluvioni meno frequenti (TR: 100-200 anni) - media probabilità.

2.5. DISSESTO E VULNERABILITÀ TERRITORIALE

Un inquadramento dei rischi geologici, idrogeologici e geomorfologici del territorio provinciale è fornito dalla Carta del dissesto e della vulnerabilità territoriale in scala 1:25.000 del P.T.C.P. vigente. Nel suo estratto, riportato nella figura n. 2.6, la zona in esame è caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali (AES8a) ed è interessata da fenomeni di subsidenza.

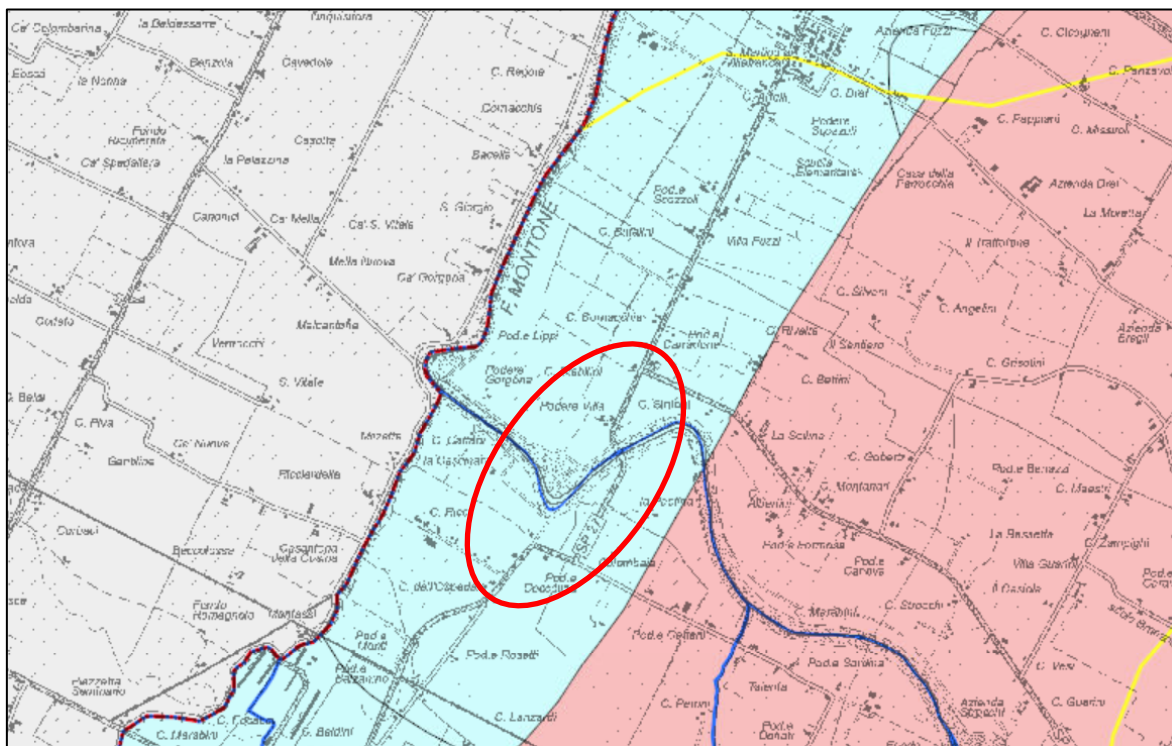


Figura n. 2.6 - Carta del dissesto e della vulnerabilità territoriale del P.T.C.P. (WebGIS della Provincia di Forlì-Cesena).

In merito alla subsidenza, un fenomeno assai diffuso nella pianura romagnola¹, conseguente ad eccessive estrazioni di fluidi dal sottosuolo (acqua, idrocarburi), l'area considerata ricade in una zona ove l'abbassamento del suolo era dell'ordine di 0,5 e 1,0 centimetri all'anno dopo il 1970, ma attualmente con tendenza alla riduzione. Questo fenomeno, caratterizzato da abbassamenti orizzontali generalizzati del suolo, è da ritenere non crei problemi al manufatto in oggetto, perché le sue conseguenze «sono sensibili solo nell'intorno dei grandi agglomerati urbani ed industriali ed in aree densamente popolate. Raramente vengono riportati casi di dissesti alle costruzioni, e solo in casi eccezionali o per l'entità della subsidenza (come a Città del Messico) o per il tipo di costruzione (come per la torre di Pisa). Più frequenti sono i problemi connessi con le infrastrutture idrauliche e con l'evoluzione e la difesa della costa»².

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

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

3. SISMICITÀ

3.1. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL COMUNE DI FORLÌ

Il territorio del Comune di Forlì è classificato sismico di seconda categoria (S=9), in base alla classificazione nazionale dei Comuni italiani stabilita dall'Allegato 1, punto 3 dell'Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 (tabella n. 3.1). Le prime 3 [zone con sismicità alta (S=12), media (S=9) e bassa (S=6)] erano già state definite dalla Legge 64/74. La zona 4 è invece di nuova introduzione. A ciascuna di queste zone è stato assegnato uno specifico valore dell'accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. Ad ogni area del territorio nazionale è stato assegnato un proprio livello di pericolosità sismica.

TABELLA N. 3.1 - ZONE SISMICHE E MASSIMI VALORI DI a_g

ZONA	VALORI MASSIMI DI a_g
1	$>0,25$
2	$0,15 \div 0,25$
3	$0,05 \div 0,15$
4	$<0,05$

In base alla Classificazione sismica della Regione Emilia-Romagna, evidente nella figura n. 3.1, il territorio comunale di Forlì appartiene alla zona 2.

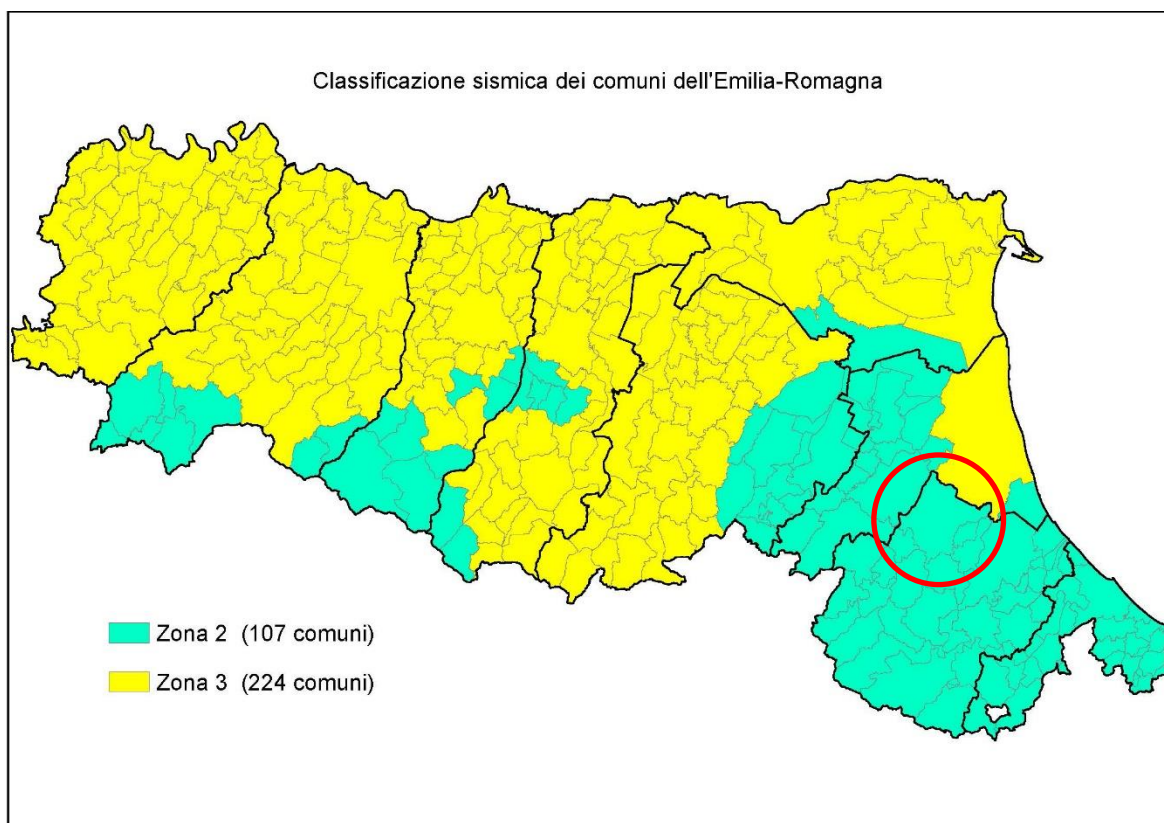


Figura n. 3.1 - Classificazione sismica dei Comuni della Regione Emilia-Romagna. DGR n° 1164 del 23.07.2018 "Aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei comuni dell'Emilia-Romagna"

3.2. ZONIZZAZIONE SISMICA

Nella mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, redatta a cura dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (figura n. 3.2) la pericolosità di ciascuna zona è espressa in termini di accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi contraddistinti da $V_{s30} > 800$ m/s.

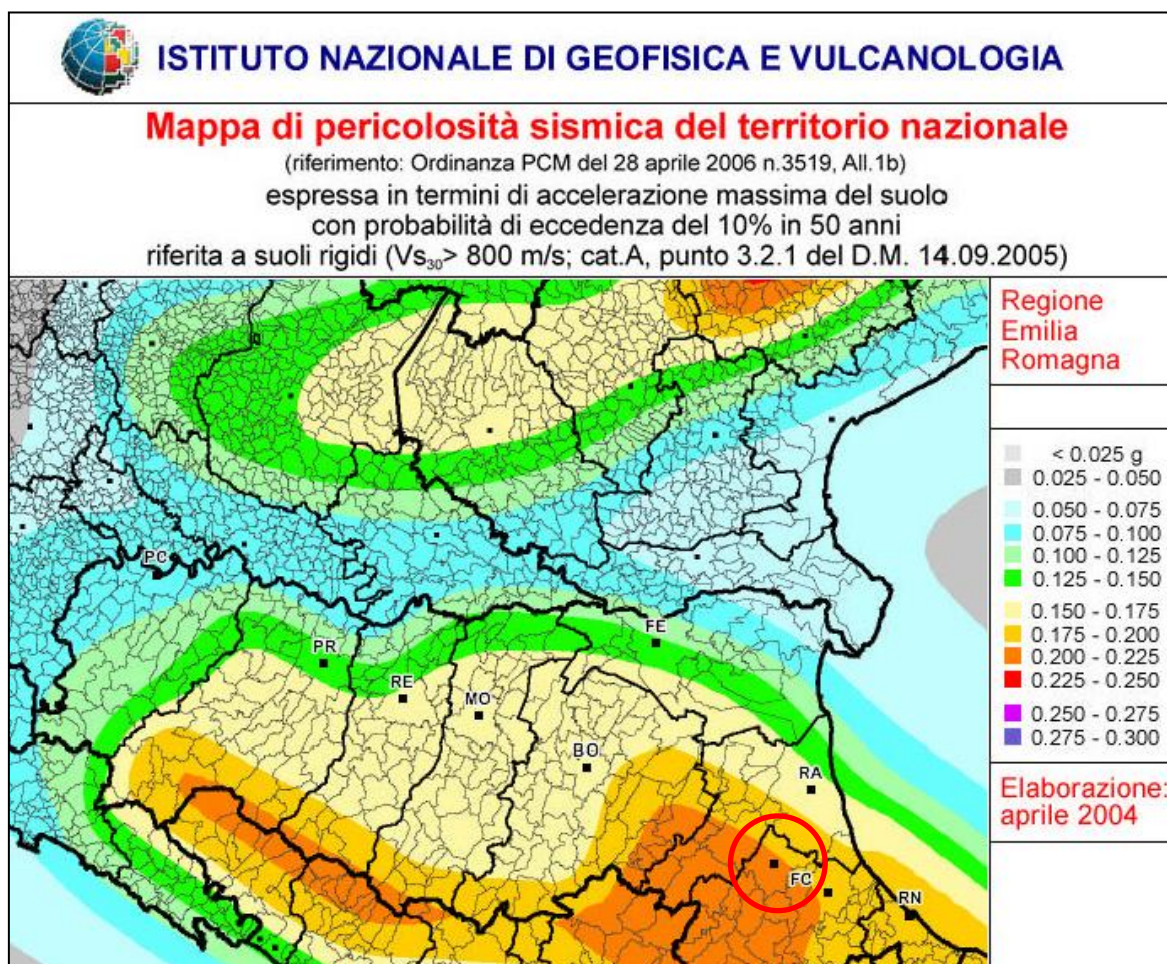


Figura n. 3.2 - Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale

In questa mappa il territorio in esame ricade in un'area caratterizzata da un'accelerazione sismica orizzontale massima a_g pari a 0,200-0,225 g.

3.3. TERREMOTO DI RIFERIMENTO

Per definire il terremoto di riferimento relativo al territorio di Forlì è stato consultato il Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (edizione 2015, versione 2,0) dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, che fornisce il quadro della sismicità storica del Comune compendiato nella tabella n. 3.2.

TABELLA N. 3.2 - STORIA SISMICA DI FORLÌ

Effetti	In occasione del terremoto del:				
I[MCS]	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
6-7	1279 04 30	Appennino forlivese	5	7-8	5,52
F	1279 04 30 18	App. umbro-marchig.	17	9	6,2
7-8	1383 08 04	Forlì	1	7-8	5,33
5	1389 10 18	Alta Valtiberina	9	9	6,03
7	1428 07 03 05	Forlivese	6	7-8	5,47
4	1433 05 04 08 05	Bologna	4	6	4,63
6	1479 10 10 22	Forlì	2	5	4,16
7-8	1483 08 11 19 40	Romagna	14	8	5,69
6-7	1492 01	Forlì	1	6-7	4,86
F	1501 06 05 10	Modenese	17	9	6,05
5	1504 12 31 04	Bolognese	15	6	5,02
5	1505 01 03 02	Bolognese	31	8	5,62
5	1505 01 20 23 50	Bolognese	11	5-6	4,76
4-5	1509 04 19	Faentino	5	7	5,02
6-7	1591 07 10	Romagna	6	6-7	5,13
5	1653 08 15	Romagna	3	5-6	4,4
7	1661 03 22 12 50	Appennino forlivese	79	9	6,05
5	1672 04 14 15 45	Riminese	92	8	5,59
7-8	1688 04 11 12 20	Romagna	39	8-9	5,84
F	1725 10 29 17 40	App. tosco-emiliano	28	8	5,67
6	1732 08 09	Romagna	3	6	4,63
4-5	1741 04 24 09 20	Fabrianese	135	9	6,17
F	1751 07 27 01	App. umbro-marchig.	66	10	6,38
6	1768 10 19 23	Appennino forlivese	45	9	5,99
6-7	1778 06 11	Forlì	2	5-6	4,4
3	1779 07 14 19 30	Bolognese	17		
4	1780 09 22 13 45	Forlivese	3	4-5	3,93
6	1781 04 04 21 20	Faentino	96	9-10	6,12
8	1781 07 17 09 40	Faentino	46	8	5,61
5	1786 12 25 01	Riminese	90	8	5,66
6	1796 10 22 04	Emilia orientale	27	7	5,45
F	1810 12 25 00 45	Pianura emiliana	33	6	5,06
6-7	1813 09 21 07 45	Romagna	12	7	5,28
5	1828 04 08	Appennino forlivese	3	6	4,63
6	1828 10 08 22 30	Romagna	8	5-6	4,57
NC	1828 10 09 02 20	Oltrepò Pavese	110	8	5,72
6-7	1844 03 10 17 15	Forlivese	2	5-6	4,4
7	1861 10 16	Romagna	10	6-7	5,13
3-4	1869 06 25 13 58	Appennino bolognese	18	7-8	5,43
3	1869 12 13 02 53	Sassuolo	13	5	4,57
7	1870 10 30 18 34	Forlivese	41	8	5,61
5-6	1871 01 22 21 30	Pianura romagnola	8	6	4,95
4	1873 03 12 20 04	App. marchigiano	196	8	5,85
3	1873 06 29 03 58	Alpago Cansiglio	197	9-10	6,29

Effetti	In occasione del terremoto del:				
I[MCS]	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
4	1874 10 07	Imolese	60	7	4,96
6	1875 03 17 23 51	Costa romagnola	144	8	5,74
4	1879 04 27 04 06	App. tosco-emiliano	20	7	5,03
5	1881 02 12	Russi	13	5-6	4,69
3	1881 09 28	Cesena	24	6-7	4,71
3	1887 02 23 05 21 50.00	Liguria occidentale	1511	9	6,27
4-5	1887 09 30 15 55	Faenza	10	5	4,12
F	1891 08 01 13 32 22.00	Lugo	15	4-5	4,36
3	1895 05 18 19 55 12.00	Fiorentino	401	8	5,5
F	1898 01 16 13 10	Romagna settentr.	110	6	4,59
5	1909 01 13 00 45	Emilia-Romagna orient.	867	6-7	5,36
7	1911 02 19 07 18 30.00	Forlivese	181	7	5,26
6	1911 03 20 15 47	Forlivese	25	6	5,09
3	1911 09 13 22 29 02.00	Chianti	115	7	5,08
4	1913 07 21 22 35	Appennino romagnolo	43	5-6	4,79
4	1914 10 27 09 22	Lucchesia	660	7	5,63
4	1915 01 13 06 52 43.00	Marsica	1041	11	7,08
4	1915 01 13 19 30	Cesenate	5	5	4,38
5	1916 05 17 12 50	Riminese	132	8	5,82
3	1916 06 16 01 27	Riminese	17	6	4,82
5	1916 08 16 07 06 14.00	Riminese	257	8	5,82
3	1917 01 08 01 45 50.00	Appennino forlivese	11	6	4,74
3-4	1917 04 26 09 35 59.00	Alta Valtiberina	134	9-10	5,99
3	1917 12 02 17 39	Appennino forlivese	32	6-7	5,09
4	1918 11 10 15 12 28.00	Appennino forlivese	187	9	5,96
5	1919 06 29 15 06 13.00	Mugello	565	10	6,38
2	1920 06 08 16 13	Appennino forlivese	19	5-6	4,54
3	1920 09 07 05 55 40.00	Garfagnana	750	10	6,53
2	1926 01 01 18 04 03.00	Carniola interna	63	7-8	5,72
4	1929 04 10 05 44	Bolognese	87	6	5,05
3	1929 05 11 19 23	Bolognese	64	6-7	5,29
4	1930 10 30 07 13	Senigallia	268	8	5,83
3	1934 05 28 21 09	Faentino	10	4	3,94
4-5	1952 07 04 20 35 12.00	Appennino forlivese	64	7	4,94
F	1952 12 02 06 13 22.00	Appennino forlivese	53	5	4,42
5-6	1953 12 14 07 11 06.00	Appennino forlivese	48	5-6	4,7
NF	1956 04 26 03 00 03.00	Appennino bolognese	89	6	4,74
2	1956 05 26 18 40	Appennino forlivese	76	7	4,99
2	1956 06 03 01 45 57.00	Appennino forlivese	62	6	4,51
F	1957 04 17 02 22	Appennino forlivese	14	6	4,68
2	1960 10 29 00 08 39.00	Mugello	69	7	4,91
5	1961 05 08 22 45 51.00	Forlivese	40	5	4,37
F	1965 12 18 09 22 25.00	Pianura romagnola	11	5	4,54
5	1967 12 30 04 19	Emilia-Romagna orient.	40	6	5,05
4	1968 01 11 17 08 09.00	Pianura romagnola	4	4	4,44

Effetti	In occasione del terremoto del:				
I[MCS]	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
4-5	1969 01 10 16 17 32.00	Pianura Ravennate	22	5	4,38
NF	1969 08 09 09 20 57.00	App. tosco-romagnolo	33	5	4,2
F	1970 09 26 16 42 28.00	Cesenate	18	4-5	3,93
3	1971 07 15 01 33 23.00	Parmense	228	8	5,51
2-3	1972 10 25 21 56 11.31	App. settentrionale	198	5	4,87
4-5	1978 12 05 15 39 04.00	Romagna	34	4-5	4,61
3	1980 11 23 18 34 52.00	Irpinia-Basilicata	1394	10	6,81
3	1983 11 09 16 29 52.00	Parmense	850	6-7	5,04
2-3	1984 04 29 05 02 59.00	Umbria settentrionale	709	7	5,62
NF	1986 12 06 17 07 19.77	Ferrarese	604	6	4,43
4	1993 11 05 02 01 03.79	Cesenate	10		3,99
4	1993 11 07 23 21 11.72	Cesenate	36	4-5	3,95
3-4	1993 11 09 13 46 24.39	Cesenate	28	4-5	3,93
4-5	1995 12 27 23 44 27.69	Forlivese	37	5	3,97
4-5	1996 10 15 09 55 59.95	Pianura emiliana	135	7	5,38
4	1997 09 26 09 40 26.60	App. umbro-march.	869	8-9	5,97
4	1999 01 25 22 45 58.08	Appennino forlivese	97	5	4,36
2-3	2000 05 06 22 07 03.78	Faentino	85	5	4,08
5	2000 05 08 12 29 56.20	Faentino	126	5	4,67
4	2000 05 10 16 52 11.60	Faentino	151	5-6	4,82
3-4	2000 08 01 02 34 31.00	Montefeltro	84	5-6	4,27
NF	2001 11 26 00 56 55.46	Casentino	211	5-6	4,63
2-3	2002 11 02 10 57 44.89	Ferrarese	79	4	4,21
4-5	2003 01 26 19 57 03.21	Appennino forlivese	35	6	4,66
3-4	2003 01 26 20 15 03.07	Appennino forlivese	63	5-6	4,5
3-4	2003 01 29 23 50 16.38	Appennino forlivese	71	4-5	4,06
5	2003 09 14 21 42 53.18	Appennino bolognese	133	6	5,24
4-5	2003 12 07 10 20 33.04	Forlivese	165	5	4,18
4	2005 07 15 15 17 18.00	Forlivese	173	4-5	4,29

DEFINIZIONI DELLE SIGLE UTILIZZATE NELLA TABELLA N. 3.2

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

CODICI ALTERNATIVI MCS UTILIZZATI NELLA TABELLA N. 3.2

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

I maggiori terremoti locali sono indicati nella figura n. 3.3.

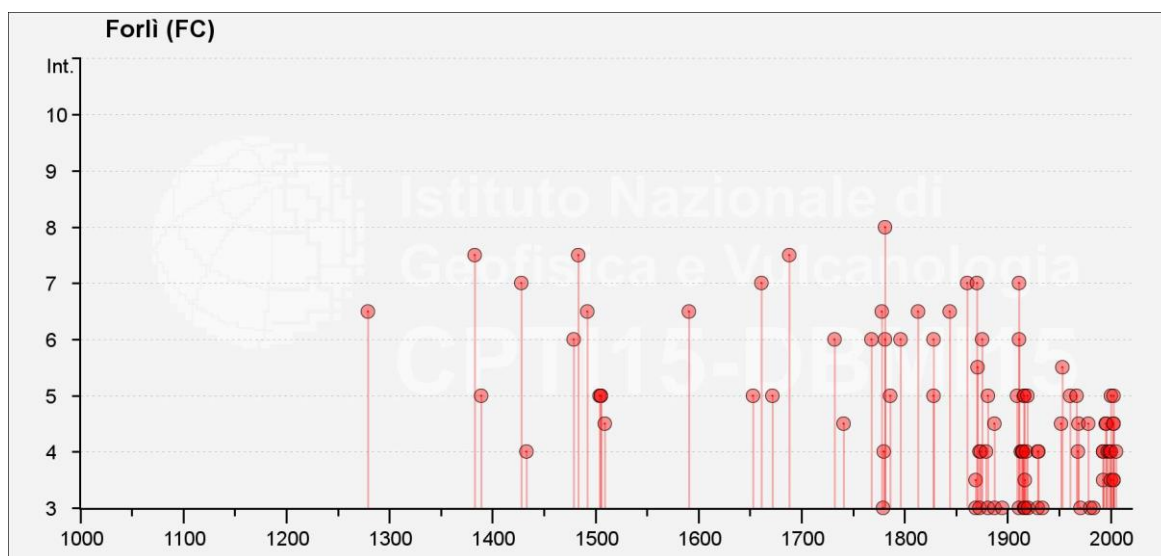


Figura n. 3.3 - Maggiori terremoti noti a Forlì

3.4. MAGNITUDINE DI PROGETTO

Nella Zonazione sismogenetica ZS9 dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, l'area in oggetto ricade nella zona "Forlivese 914" con M_w max gr (magnitudo momento massima) di **6,14**.

Nel *Database of Individual Seismogenic Sources* (DISS) dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Version 3.2.1, l'area in esame è situata tra la zona "ITCS001: Castel San Pietro Terme-Meldola" con M_w max (magnitudo momento massima) di **5,8** e la zona "ITCS011: Ascensione-Armaia" con M_w max (magnitudo

momento massima) di **6,0**.

L'insieme dei dati disponibili porta pertanto a ritenere che, nel caso del territorio in esame, sia cautelativo utilizzare, nei calcoli, una magnitudo pari a **6,14** (ZS9).

4. INDAGINE GEOFISICA

4.1. RISPOSTA DEL TERRENO: APPROCCIO SEMPLIFICATO

4.1.1. *Impostazione concettuale*

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

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

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

4.1.2. *Modalità operative*

Nell'area in oggetto è stata eseguita, a cura di Intergeo S.r.l., un'indagine geofisica per la definizione della categoria sismica del sottosuolo mediante l'esecuzione di:

- n° 3 prove MASW (n° 2 in corrispondenza del Ponte Braldo e n° 1 in corrispondenza della nuova rotatoria su Via Lughese);
- n° 1 prova Down-Hole (sondaggio S3 Ponte Braldo);
- n° 4 prove HVSR (lungo il tracciato della variante stradale e rotatorie);
- n° 4 prove con cono sismico (n° 1 in corrispondenza del Ponte Braldo e n° 3 lungo il tracciato della variante stradale e rotatorie).

4.1.3. *Risultati ottenuti*

Si riporta di seguito sintesi dei risultati ottenuti.

4.1.3.1. *Ponte Braldo*

Le indagini geofisiche eseguite a supporto della realizzazione del Ponte Braldo consistono in:

- n. 2 rilievi MASW con restituzione del profilo di rigidità del sottosuolo;
- n.1 rilievo down-hole eseguito in sondaggio meccanico attrezzato.

L'indagine microsismica Multichannels Analysis Surface Waves è stata condotta impiegando una catena geofonica di 46 ml utilizzando n. 24 velocimetri verticali da 4.5 Hz a distanza intergeofonica di 2 m, operando con sismografo PASI 16S24P ed energizzando con massa battente da 8 kg.

Le modalità di rilevamento consentono di rilevare la situazione sismo-stratigrafica del sottosuolo in riferimento alle velocità delle onde S di taglio basandosi sulla misura delle onde superficiali di Rayleigh.

Le onde di Rayleigh, onde di superficie prodotte da un movimento circolare

retrogrado delle particelle del suolo, si prestano ad una agevole elaborazione in considerazione del contenuto energetico, che risulta nettamente superiore a quello che compete alle componenti delle onde di volume P ed S, il cui decadimento ed attenuazione risulta proporzionale al quadrato della distanza piuttosto che alla distanza dalla sorgente dell'impulso.

In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh subiscono il fenomeno della dispersione, nel quale le differenti lunghezze d'onda che descrivono il movimento delle particelle viaggiano a velocità differenti in relazione alla rigidità dei mezzi impegnati nel sottosuolo.

Lo studio della dispersione delle onde di Rayleigh consente di analizzare le variazioni di velocità delle onde S nel sottosuolo e di discriminare in profondità le principali variazioni di rigidità dei terreni, tenendo conto che le componenti d'onda ad alta frequenza impegnano e caratterizzano gli strati più superficiali dell'area di indagine, mentre le componenti d'onda a più bassa frequenza interessano spessori maggiori del sottosuolo e caratterizzano gli strati più profondi.

La determinazione della velocità delle onde S si determina considerando che la stessa risulta dell'ordine di 90-110% la velocità delle onde di Rayleigh.

L'interpretazione MASW è stata condotta con softwares votati ed intesa a determinare la sismostratigrafia in onde S del sito, accertando eventuali e locali inversioni di velocità e calcolando il valore equivalente, per la definizione della locale categoria di suolo e dello scenario di pericolosità sismica di riferimento progettuale.

L'indagine geofisica in foro di tipo Down-Hole consiste nel determinare direttamente la velocità di propagazione delle onde sismiche all'interno del litotipo in esame, mediante produzione di onde di compressione (onde P), di taglio (onde S) ed indirettamente, utilizzando i valori delle velocità derivati (VP, VS), di determinare alcune proprietà elasto-meccaniche delle litologie di investigazione.

Le indagini sismiche che utilizzano i sondaggi sono pertanto utili per acquisire una sismostratigrafia dettagliata del sottosuolo, e si discriminano in relazione alla posizione della sorgente di energizzazione e della posizione relativa dei sensori impiegati:

- 1) tecnica Up hole (energizzatore in foro e sensori alla superficie);
- 2) Down hole (energizzazione in superficie e sensori in foro);
- 3) Cross hole (energizzazione e sensori in foro).

Il metodo down hole, maggiormente diffuso, prevede la sistemazione della sorgente in superficie e la misura del tempo di transito delle onde al foro, sia delle onde P che delle onde S.

Per misurare le onde P ed S si provvede all'inserimento di una o più terne geofoniche orientate in foro, ciascuna composta da un geofono disposto in senso longitudinale all'asse del sondaggio e da due o più geofoni orizzontali posizionati perpendicolarmente tra loro e con piano di scuotimento perpendicolare all'asse del perforo, ovvero orizzontale; la terna come descritta viene resa solidale al tubo di rivestimento mediante sistemi pneumatici o elettrici.

Il tubo di rivestimento può essere costituito da tubazione in PVC o da un tubo inclinometrico. La buona cementazione del tubo di rivestimento al foro di sondaggio, garantisce la buona riuscita delle registrazioni. In alternativa e per particolari condizioni stratigrafiche è ammissibile realizzare la misura in tubazione resa continua con le pareti del foro a mezzo di riempimento con acqua o boiaccia di bentonite. Al fine di impedire il sollevamento del tubo di rivestimento, in questi ultimi

due casi, si deve provvedere alla sistemazione di un contrasto in testa. In alcune situazioni di particolare interesse e stratigrafie capaci di buona "tenuta" del foro di sondaggio, si può anche operare senza tubazione di rivestimento.

Ogni tecnica di rilievo in foro, nei diversi metodi sopra citati, pone problemi nell'ottenere segnali completi e facilmente leggibili, propri del tipo e della qualità d'accoppiamento terna/terreno e del contesto di lavoro, spesso caratterizzato da un "rumore" ambientale elevato.

L'acquisizione dei dati si articola in due fasi: generazione ed acquisizione delle onde di compressione P e delle onde S.

Le onde P trovano produzione mediante massa battente in direzione verticale su piattello solidale al terreno; le onde S sono prodotte dall'impatto di massa battente su traversina, sovraccaricata al fine di renderla solidale col terreno.

La sorgente sismica è costituita, per sondaggi spinti a non oltre 50 m, da una massa battente (mazzetta o mazza dal peso di 10 Kg); l'utilizzo di masse maggiori con necessità di sollevamento mediante sistemi a carrucola devono garantire la silenziosità ed il controllo di caduta in fase di rilascio.

Per terreni con difficoltosa definizione del primo arrivo delle onde S, oltre alla sommatoria di una serie di energizzazioni successive, si può attuare la sovrapposizione dei segnali generati mediante impatto con direzione inversa sulla traversina. Tale tecnica produce l'inversione di fase dell'onda e permette, mediante la sovrapposizione grafica delle differenti acquisizioni alla medesima quota di registrazione di individuare l'istante di arrivo del treno d'onda S ricercato.

L'elaborazione dei dati sismici provenienti da una prova Down Hole, consiste nel diagrammare i tempi di tragitto o transito, misurati lungo il percorso sorgente-ricevitore in funzione della profondità, determinando la velocità verticale dei terreni incontrati nella perforazione ed i loro moduli elastici.

4.1.3.1.1. Caratteristiche elastiche del sottosuolo

I profili di rigidità del sottosuolo, come derivati dal rilievo Down-Hole e dalle prospezioni di superficie MASW, risultano coerenti tra loro, confermando una areale uniformità della risposta sismica del sottosuolo.

Il sottosuolo è caratterizzato dalla presenza di terreni argillosi, limosi e sabbioso ghiaiosi, in cui si distingue una porzione superficiale, di natura argilloso limosa, mediamente tenace, caratterizzata da velocità delle onde di taglio di 180-200 m/sec e da velocità delle onde longitudinali di 500-900 m/sec.

Da profondità di 7 m e sino a 9 m dal piano di prova si rileva la presenza di limi e sabbie, caratterizzati da velocità delle onde di taglio di 160-180 m/sec e velocità delle onde longitudinali di circa 1000 m/sec, confermando quindi la presenza di una circolazione idrica che conferisce al sedime una apparente maggiore rigidità alle sollecitazioni compressionali.

A maggiore profondità e sino a circa 25 m dal piano di prova, i terreni di investigazione sono caratterizzati da litotipi argillosi con velocità medie delle onde di taglio di 170-200 m/sec. Nella porzione più superficiale presentano velocità tipiche di 170-180 m/sec e da 12-15 m di profondità dal piano di prova sono caratterizzati da velocità di 185-200 m/sec.

Da profondità di 25 m e sino a 28-29 m si intercettano terreni sabbioso-ghiaiosi caratterizzati da velocità delle onde di taglio di 240-250 m/sec.

Da 28-29 m sino alla massima profondità di investigazione, i terreni del

sottosuolo, costituiti da sedimenti limoso argillosi ed argilloso-sabbiosi, presentano velocità medie di 200-220 m/sec.

Le velocità delle onde longitudinali dalla profondità di circa 9 m presentano valore medio compreso tra 1200 m/sec e 1300 m/sec.

4.1.3.1.2. Note ulteriori

L'indagine è corredata inoltre di un rilievo con "cono sismico", acquisizione sulla verticale attraverso una tecnica di rilievo tipo down-hole, sviluppata nel corso di un rilievo penetrometrico, dotando la punta di avanzamento con sensori velocimetrici.

Tale rilievo, che consente di fornire valori medi dei seguenti parametri elastici, presenta una media risoluzione che pur restituendo un profilo non in contrasto con i dati MASW e Down-Hole non permette di discriminare con dettaglio i diversi orizzonti sismo stratigrafici del sottosuolo.

4.1.3.2. Variante stradale e rotatorie

Le indagini geofisiche eseguite a supporto Variante SP27bis e rotatorie consistono in:

- n. 1 rilievo MASW con restituzione del profilo di rigidità del sottosuolo;
- n. 4 rilievi dei microtremori ed analisi HVSR dei dati.

L'indagine microsismica Multichannels Analysis Surface Waves è stata condotta impiegando una catena geofonica di 46 ml utilizzando n.24 velocimetri verticali da 4.5 Hz a distanza intergeofonica di 2 m, operando con sismografo PASI 16S24P ed energizzando con massa battente da 8 kg.

Le modalità di rilevamento consentono di rilevare la situazione sismo-stratigrafica del sottosuolo in riferimento alle velocità delle onde S di taglio basandosi sulla misura delle onde superficiali di Rayleigh.

Le onde di Rayleigh, onde di superficie prodotte da un movimento circolare retrogrado delle particelle del suolo, si prestano ad una agevole elaborazione in considerazione del contenuto energetico, che risulta nettamente superiore a quello che compete alle componenti delle onde di volume P ed S, il cui decadimento ed attenuazione risulta proporzionale al quadrato della distanza piuttosto che alla distanza dalla sorgente dell'impulso.

In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh subiscono il fenomeno della dispersione, nel quale le differenti lunghezze d'onda che descrivono il movimento delle particelle viaggiano a velocità differenti in relazione alla rigidità dei mezzi impegnati nel sottosuolo.

Lo studio della dispersione delle onde di Rayleigh consente di analizzare le variazioni di velocità delle onde S nel sottosuolo e di discriminare in profondità le principali variazioni di rigidità dei terreni, tenendo conto che le componenti d'onda ad alta frequenza impegnano e caratterizzano gli strati più superficiali dell'area di indagine, mentre le componenti d'onda a più bassa frequenza interessano spessori maggiori del sottosuolo e caratterizzano gli strati più profondi.

La determinazione della velocità delle onde S si determina considerando che la stessa risulta dell'ordine di 90-110% la velocità delle onde di Rayleigh.

L'interpretazione MASW è stata condotta con softwares votati ed intesa a determinare la sismostratigrafia in onde S del sito, accertando eventuali e locali inversioni di velocità e calcolando il valore equivalente, per la definizione della locale categoria di suolo e dello scenario di pericolosità sismica di riferimento progettuale.

Il rilevamento dei microtremori per analisi dei rapporti spettrali delle componenti orizzontale e verticale del moto, è stato condotto su n.4 postazioni, di cui la n.4 risulta individuata in prossimità del rilievo MASW, presumibilmente per una correlazione e taratura delle informazioni, impiegando apparato TROMINO della Micromed, dotato di n.3 canali velocimetrici per l'acquisizione del microtremore sismico ambientale.

I microtremori sono delle oscillazioni della superficie terrestre, determinate da sorgenti a varia frequenza, delle quali si effettua una registrazione per la selezione di treni d'onda a bassa ampiezza, sia di origine naturale che di origine antropica, al fine di determinare la frequenza fondamentale del sito di indagine (Otha et al., 1978; Lermo et al., 1988; Hough et al., 1991,1992; ecc.), con al quale confrontare la risposta strutturale degli edifici di progetto, per escludere condizioni di potenziale risonanza.

Il metodo proposto da Nakamura si basa sul rapporto spettrale tra le componenti orizzontale (H) e verticale (V) del noise, assumendo che la componente verticale (V) nel passare dal *bedrock* alla superficie non subisce amplificazione, e consente di determinare la "*frequenza di risonanza*" di uno strato caratteristico del sito, per il quale assume il valore massimo il rapporto $RHV = HS / VS$ (*Horizontal to Vertical Ratio*) tra gli spettri delle componenti orizzontale e verticale del moto del suolo.

L'elaborazione dei dati è stata condotta impiegando programmi votati (Grilla-Micromed), attraverso la quale si è ricercato il valore di picco relativo del rapporto delle componenti spettrali vibrazionali orizzontali e verticale del rumore ambientale H / V sulle postazioni di rilievo.

4.1.3.2.1. Caratteristiche elastiche del sottosuolo

Il profilo di rigidità del sottosuolo, come derivati dal rilievo MASW, evidenzia, nell'immediato sottosuolo, la presenza di terreni argillosi, limosi e sabbioso ghiaiosi, in cui si distingue una porzione superficiale, mediamente tenace, caratterizzata da velocità delle onde di taglio di circa 170 m/sec.

Da profondità di 7 m e sino a 15 m dal piano di prova si rileva la presenza di terreni caratterizzati da velocità delle onde di taglio di circa 185 m/sec, riconducibili a tipologie argillose ed argilloso-limose già investigate con maggiore risoluzione in aree limitrofe.

Da 15 m a 23 m dal piano di prova i terreni, riconducibili alle medesime tipologie litologiche di quelli superiori, presentano velocità media delle onde di taglio di 200 m/sec.

Da profondità di 23 m e sino a 28 m si intercettano terreni sabbioso-ghiaiosi caratterizzati da velocità delle onde di taglio di circa 240 m/sec.

Da 28 m, e sino alla massima profondità di investigazione, i terreni del sottosuolo, costituiti da sedimenti limoso argillosi ed argilloso-sabbiosi, presentano velocità medie di circa 215 m/sec.

4.1.3.2.2. Note ulteriori

In riferimento al rilievo dei microtremori ed all'analisi HVSR dei dati, si osserva che i report prodotti propongono un profilo di rigidità, presumibilmente mutuato nei tratti essenziali dal rilievo MASW disponibile in prossimità dell'acquisizione HVSR n. 4.

Si deve tuttavia osservare che il contenuto informativo del rilievo non consente “tout-court” di derivare il profilo di rigidità dal solo rapporto delle componenti vibrazionali del suolo, dove applicando la relazione:

$$f = V_s/4H$$

con:

f = frequenza di risonanza;

V_s = velocità delle onde di taglio dello strato;

H = spessore dello strato;

è evidente l'impossibilità di risolvere la soluzione senza una ulteriore funzione o un vincolo specifico sui valori incogniti.

Pertanto l'andamento del rapporto delle componenti vibrazionali del suolo derivate dai profili di rigidità, proposti per le diverse verticali di rilievo, non si raccordano in maniera soddisfacente ai dati di campagna.

Invece si evince in maniera chiara, che la mancanza di picchi del rapporto delle componenti vibrazionali orizzontale e verticale del suolo, nell'ambito di un range di frequenza di interesse, conferma l'assenza di soluzioni di rigidità nel sottosuolo che possono determinare situazioni di scenario non riconducibili alle categorie semplificate di sottosuolo o valori di frequenza caratteristica con cui dover confrontare le opere strutturali e non di progetto.

4.1.4. Categoria Topografica

Poiché il sito in esame si trova in pianura, ne deriva una categoria topografica **T1** (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$) con un coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1.

4.1.5. Categoria di sottosuolo

4.1.5.1. Ponte Braldo

In riferimento alle elaborazioni MASW e Down-Hole, confermate anche dai rilievi effettuati con i “coni sismici”, è stato possibile attribuire la “categoria di sottosuolo” del sito in esame, determinando il valore della velocità delle onde S equivalente dei litotipi relativa alla profondità di 30 m, assumendo quale quota di riferimento quella del piano di prova, ovvero la profondità di intercetta del bedrock geofisico, dove intercettato entro i 30 m di profondità e qualificato da velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/sec, in riferimento alle specifiche di cui al § 3.2.2 del D.M. 17.01.2018, secondo la relazione

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

dove:

V_{sH} è la velocità sismica ponderata delle onde trasversali sulla profondità H;

h_i è lo spessore dell'orizzonte *i*-esimo sotteso al substrato di riferimento;

V_i è la velocità delle onde S dell'orizzonte *i*-esimo di spessore *h_i*;

N è il numero degli strati;

H è la profondità del substrato geofisico, qui posto pari a 30 m, non avendo intercettato in detta profondità terreni costituiti da roccia o terreno molto rigido con *V_s* non inferiore a 800 m/sec.

I profili di rigidità determinati dalle indagini descritte, con una velocità equivalente nella profondità di 30 m dal piano di prova di 191-198 m/sec, verificano uno scenario riconducibile a quello della categoria di sottosuolo semplificata di cui alla tab.3.2.II del D.M. 17.01.2018, riconducibile a quello della categoria di sottosuolo “C”, rappresentata da *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 3 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*

Si allega di seguito tabella riepilogativa

TABELLA N. 4.1 - INDAGINI GEOFISICHE VIADOTTO-PONTE BRALDO

Prova	VS30 (m/sec)	Categoria di sottosuolo
MASW 1	198	C
MASW 2	194	C
DOWN-HOLE	195	C
CONO SISMICO SCPTU 1	191*	

*Vs 27

4.1.5.2. Variante stradale e rotatorie

In riferimento alla elaborazione MASW è stata verificata la “categoria di suolo” del sito in esame, determinando il valore della velocità delle onde S equivalente dei litotipi relativa alla profondità di 30 m, assumendo quale quota di riferimento quella del piano di prova, ovvero la profondità di intercetta del bedrock geofisico, dove intercettato entro i 30 m di profondità e qualificato da velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/sec, in riferimento alle specifiche di cui al § 3.2.2 del D.M. 17.01.2018, secondo la relazione

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

dove:

V_{S,H} è la velocità sismica ponderata delle onde trasversali sulla profondità H;

h_i è lo spessore dell'orizzonte iesimo sotteso al substrato di riferimento;

V_i è la velocità delle onde S dell'orizzonte iesimo di spessore h;

N è il numero degli strati;

H è la profondità del substrato geofisico, qui posto pari a 30 m, non avendo intercettato in detta profondità terreni costituiti da roccia o terreno molto rigido con Vs non inferiore a 800 m/sec;

Il valore rappresentativo della velocità equivalente, calcolato per l'area in esame di 193 m/sec definisce uno scenario di risposta sismica locale, interpretato in termini conservativi, secondo l'abaco di cui alla tab.3.2.II del D.M. 17.01.2018, riconducibile a quello della categoria di sottosuolo “C”, rappresentata da *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 3 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi*

tra 180 m/s e 360 m/s.

Si allega di seguito tabella riepilogativa

TABELLA N. 4.2 - INDAGINI GEOFISICHE VARIANTE STRADALE

Prova	VS30 (m/sec)	Categoria di sottosuolo
MASW 3	193	C
HVSR 1	187	C
HVSR 2	188	C
HVSR 3	184	C
HVSR 4	187	C
CONO SISMICO SCPTU 1	177*	
CONO SISMICO SCPTU 2	185*	
CONO SISMICO SCPTU 3	182#	

*Vs20

#Vs25

4.1.6. Parametrizzazione sismica

Si fornisce di seguito la parametrizzazione sismica, relativa al sito considerato, secondo il D.M. 17 gennaio 2018 considerando una Classe d'uso pari a III e una Vita nominale di 50 anni.

Sito in esame

latitudine: 44,263736

longitudine: 11,993982

Classe: 3

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 17849 Lat: 44,2749 Lon: 11,9543 Distanza: 3393,640

Sito 2 ID: 17850 Lat: 44,2758 Lon: 12,0241 Distanza: 2747,920

Sito 3 ID: 18072 Lat: 44,2258 Lon: 12,0254 Distanza: 4903,187

Sito 4 ID: 18071 Lat: 44,2249 Lon: 11,9556 Distanza: 5289,748

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 75 anni

Coefficiente cu: 1,5

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 45 [anni]

ag: 0,079 g

Fo: 2,399

Tc*: 0,269 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 75 [anni]

ag: 0,100 g

Fo: 2,394

Tc*: 0,278 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 712 [anni]
ag: 0,231 g
Fo: 2,456
Tc*: 0,311 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 1462 [anni]
ag: 0,286 g
Fo: 2,517
Tc*: 0,322 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,620
St: 1,000
Kh: 0,024
Kv: 0,012
Amax: 1,167
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,600
St: 1,000
Kh: 0,030
Kv: 0,015
Amax: 1,468
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,360
Cc: 1,540
St: 1,000
Kh: 0,088
Kv: 0,044
Amax: 3,087
Beta: 0,280

SLC:

Ss: 1,270
Cc: 1,530
St: 1,000
Kh: 0,102
Kv: 0,051
Amax: 3,567
Beta: 0,280

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

Coordinate WGS84

latitudine: 44.262797

longitudine: 11.993008

5. VERIFICA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI LIQUEFAZIONE

5.1. PREMESSA

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

Poiché nella successione stratigrafica dell'area sono presenti livelli sabbiosi sottofalda, è stata eseguita, come sarà esposto in seguito, una specifica analisi di dettaglio della suscettività alla liquefazione. Il relativo calcolo è stato effettuato per ciascuna delle verticali di indagine disponibili. In totale sono state verificate 4 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU e SCPU) sul sedime del nuovo ponte Braldo e 9 penetrometrie (CPTU e SCPU) relative al tracciato della variante stradale in progetto.

5.2. ANALISI SUL SEDIME DEL NUOVO PONTE BRALDO

5.2.1. Calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione

La valutazione della pericolosità sismica di liquefazione della zona in esame è stata effettuata considerando una magnitudo del sisma pari a **6,14** (Zonazione sismogenetica ZS9). I calcoli effettuati, esposti dettagliatamente nello specifico rapporto allegato, sono stati eseguiti, per ciascuna penetrometria considerata sia col metodo NCEER (1998) sia con l'analisi di Boulanger & Idriss (2014), utilizzando il programma CLiq v. 3.5.2.8. - CPT Liquefaction Assessment Software della GeoLogismiki, Geotechnical Engineering Software.

Secondo le normative europea e italiana è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve essere $FS \leq 1,25$. È stata anche fatta una analisi considerando $FS = 1,00$

La modellazione sismica, utilizzando l'approccio semplificato, colloca l'area in esame nello scenario di pericolosità sismica locale, descritto con la categoria di sottosuolo "**C**" caratterizzata da A_{max} (Classe d'Uso III, Vita Nominale 50 anni) pari a **3,087** m/s² (SLV) considerando la Categoria Topografica T1.

Le analisi sono state eseguite considerando: i dati sul sottosuolo forniti dalle penetrometrie, il livello della falda prudenzialmente considerato durante la simulazione del terremoto a **5,50** metri sotto il piano di campagna (il livello massimo della falda rilevato il 30 gennaio 2023 nel sondaggio S1 era pari a 5,85 metri dal piano di campagna), un'accelerazione di progetto pari a **0,31g** m/s² (SLV). L'analisi è stata eseguita sino ad una profondità di 20 metri dal piano di campagna.

La resistenza del deposito alla liquefazione è stata valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione (FS_L) con la seguente relazione:

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR}$$

Dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma. La metodologia utilizzata è riportata in appendice alla presente relazione.

Una volta determinato il fattore di resistenza alla liquefazione (F_s), è stato calcolato l'indice del potenziale di liquefazione (I_L) per ciascuna delle verticali considerate, mediante il quale è possibile definire il pericolo di liquefazione dei depositi considerati.

L'indice del potenziale di liquefazione è stato definito con la seguente relazione proposta da Iwasaki et al. (1982):

$$I_L = \int_0^{20} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

dove:

$F(z)$ è una funzione del fattore di sicurezza che per

$$F_{SL} > 1 \rightarrow F(z) = 0$$

$$F_{SL} \leq 1 \rightarrow F(z) = 1 - F_{SL}$$

$w(z) = 10 - 0,5 \cdot z$ (con z profondità in metri)

5.2.1.1. Analisi

I risultati delle verifiche alla liquefazione effettuate sono riportati nella seguente tabella n. 5.1.

TABELLA N. 5.1 - INDICE DI LIQUEFAZIONE GLOBALE DEI TERRENI IN ESAME

ID indagine	LPI B&I (2014)		LPI NCEER (1998)	
	FS = 1,00	FS = 1,25	FS = 1,00	FS = 1,25
CPTU 1 Ponte	2,855	4,137	1,643	3,098
CPTU 2 Ponte	3,047	5,320	0,633	1,962
SCPTU 1 Ponte	4,470	6,431	2,192	4,211
SCPTU 2 Ponte	1,507	2,569	0,288	0,931
Media	2,970	4,614	1,189	2,551

La valutazione del pericolo di liquefazione, effettuata con riferimento all'indice di liquefazione (I_L), come precisato nella tabella n. 5.2, porta a definire, mediamente, questo fenomeno non probabile.

TABELLA N. 5.2 - VALUTAZIONE DEL PERICOLO DI LIQUEFAZIONE

VALORI DI I_L	PERICOLO DI LIQUEFAZIONE
$I_L = 0$	Assente
$0 < I_L \leq 5$	Non probabile
$5 < I_L \leq 15$	Probabile
$15 < I_L$	Certo

Utilizzando le recenti classi di pericolosità di liquefazione secondo Sonmez (2003), indicate nella tabella 5.3, la pericolosità risulta, mediamente, da bassa a moderata.

TABELLA N. 5.3 - VALUTAZIONE DEL PERICOLO DI LIQUEFAZIONE SECONDO SONMEZ (2003)

VALORI DI I_L	PERICOLO DI LIQUEFAZIONE
$I_L = 0$	Nulla
$0 < I_L \leq 2$	Bassa
$2 < I_L \leq 5$	Moderata
$5 < I_L \leq 15$	Alta
$15 < I_L$	Molto alta

5.2.2. Calcolo dei cedimenti permanenti post-sismici

La stima dei cedimenti permanenti post-sismici nei terreni granulari saturi liquefacibili dell'area in esame è stata effettuata, a titolo puramente orientativo, utilizzando il programma CLiq v. 3.5.2.8. - CPT Liquefaction Assessment Software della GeoLogismiki, Geotechnical Engineering Software.

5.2.2.1. Analisi

I risultati ottenuti, con riferimento a ciascuna penetrometria considerata, sono riportanti nella tabella n. 5.4.

TABELLA N. 5.4 - CEDIMENTI PERMANENTI POST-SISMICI

ID indagine	Cedimenti (cm) B&I (2014)		Cedimenti (cm) NCEER (1998)	
	FS = 1,00	FS = 1,25	FS = 1,00	FS = 1,25
CPTU 1 Ponte	5,937	5,937	5,018	5,461
CPTU 2 Ponte	6,770	7,229	2,496	4,149
SCPTU 1 Ponte	8,489	8,509	5,660	7,454
SCPTU 2 Ponte	3,763	3,902	1,826	2,557
Media	6,240	6,394	3,750	4,905

5.2.3. Liquefaction Severity Number (LSN)

Come ulteriore indice globale del rischio di liquefazione è stato recentemente introdotto (ed è stato utilizzato anche in questo studio) dai ricercatori Neo-Zelandesi il Liquefaction Severity Number (LSN; Tonkin and Taylor, 2013, Van Ballegooy et al., 2014) messo a punto a seguito dei cospicui fenomeni di liquefazione verificatisi nella regione di Canterbury in Nuova Zelanda durante la sequenza sismica 2010-2011.

Il Liquefaction Severity Number (LSN) è definito dalla seguente relazione:

$$LSN = 1000 \cdot \int \frac{\varepsilon_v}{z} \cdot dz$$

dove ε_v rappresenta la deformazione volumetrica post-liquefazione (Zhang et al., 2002, figura n. 5.1) e z è la profondità dal piano campagna espressa in metri.

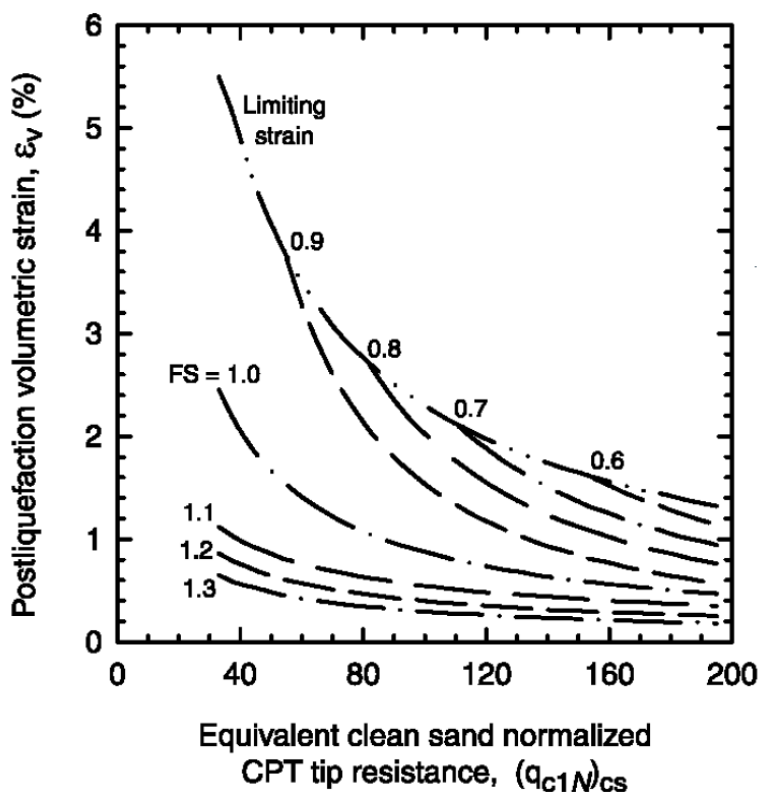


Figura n. 5.1 - Grafico per la valutazione della deformazione volumetrica post-liquefazione (Zhang et al., 2002)

5.2.3.1. Analisi

Nella tabella n. 5.5 sono evidenti i valori dell'indice globale LSN calcolati nel presente studio con il programma CLiq v. 3.5.2.8. - CPT Liquefaction Assessment Software della GeoLogismiki, Geotechnical Engineering Software, utilizzando sia il metodo NCEER (1998) sia l'analisi di Boulanger & Idriss (2014).

TABELLA N. 5.5 - VALORI DELL'INDICE GLOBALE LSN CALCOLATI NEL PRESENTE STUDIO

ID indagine	LSN B&I (2014)		LSN NCEER (1998)	
	FS = 1,00	FS = 1,25	FS = 1,00	FS = 1,25
CPTU 1 Ponte	8,178	8,178	6,718	7,448
CPTU 2 Ponte	9,833	10,547	3,168	5,639
SCPTU 1 Ponte	11,389	11,425	6,454	9,354
SCPTU 2 Ponte	5,465	5,715	2,088	3,302
Media	8,716	8,966	4,607	6,436

La valutazione del pericolo di liquefazione, effettuata con riferimento all'indice di liquefazione (LSN), come precisato nella tabella n. 5.6, porta a definire, mediamente, i potenziali effetti indotti dalla liquefazione come trascurabili (manifestazioni del fenomeno della liquefazione da nulle a lievi).

TABELLA N. 5.6 - SCALA DEI POTENZIALI EFFETTI INDOTTI DALLA LIQUEFAZIONE IN ACCORDO CON L'INDICE GLOBALE LSN (TONKIN E TAYLOR, 2013)

LSN	Potenziali effetti indotti dalla liquefazione
$0 < \text{LSN} \leq 10$	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione da nulle a lievi. Effetti trascurabili
$10 < \text{LSN} \leq 20$	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione modeste. Pochi vulcanelli di sabbia
$20 < \text{LSN} \leq 30$	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione moderate. Qualche vulcanello di sabbia e qualche danno strutturale
$30 < \text{LSN} \leq 40$	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione da moderate a severe. I cedimenti indotti possono causare danni strutturali
$40 < \text{LSN} \leq 50$	Evidenti manifestazioni del fenomeno della liquefazione. Ondulazioni e fratture in superficie. Significativi cedimenti assoluti e differenziali delle strutture
> 50	Danni notevoli, estese manifestazioni del fenomeno in superficie. Notevoli cedimenti assoluti e differenziali delle strutture. Danni ai sottoservizi

5.2.4. Indice del potenziale di liquefazione con la funzione di Ishihara

È stata, inoltre, compiuta un'analisi utilizzando la funzione di Ishihara evidente nella figura n. 5.2.

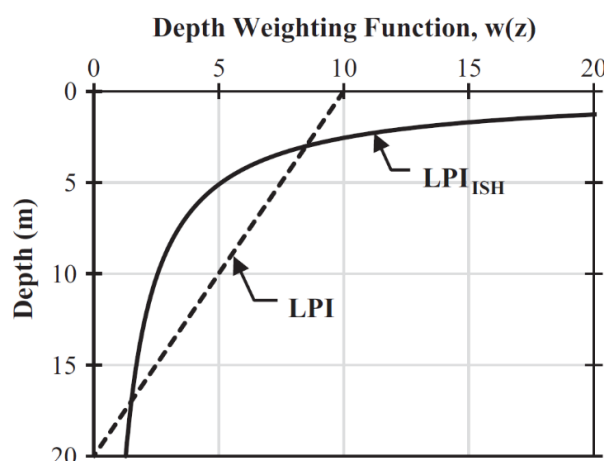


Figura n. 5.2 - Funzione di Ishihara utilizzata per il calcolo degli indici del potenziale di liquefazione (LPI_{ISH})

Ishihara ha riconosciuto l'influenza di uno strato non liquefacibile superficiale presente al tetto di quelli liquefacibili. Ha osservato che la presenza di questo strato attenua le manifestazioni superficiali dovute alla liquefazione e che gli effetti della liquefazione superficiale variano al variare dello spessore dello strato non liquefacibile.

Questa metodologia di calcolo, descritta da Maurer et al. (2015) in "Moving towards an improved index for assessing liquefaction hazard: Lessons from historical data", ha fornito gli Indici del Potenziale di Liquefazione di Ishihara (LPI_{ISH}) evidenti nei prossimi paragrafi.

5.2.4.1. Analisi

L'analisi realizzata utilizzando sia il metodo NCEER (1998) sia l'analisi di Boulanger & Idriss (2014) ha fornito gli Indici del Potenziale di Liquefazione di Ishihara (LPI_{ISH}) evidenti nella seguente tabella n. 5.7.

TABELLA N. 5.7 - INDICI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE CALCOLATI CON IL METODO DI ISHIHARA (LPI_{ISH})

ID indagine	LPI _{ISH} B&I (2014)		LPI _{ISH} NCEER (1998)	
	FS = 1,00	FS = 1,25	FS = 1,00	FS = 1,25
CPTU 1 Ponte	0,000	0,735	0,000	0,056
CPTU 2 Ponte	0,000	0,205	0,000	0,000
SCPTU 1 Ponte	0,000	2,039	0,024	0,000
SCPTU 2 Ponte	0,000	0,221	0,000	0,624
Media	0,000	0,800	0,006	0,170

Utilizzando la classificazione presente nella tabella n. 5.8 si evince che non sono previsti danni da liquefazione.

TABELLA N. 5.8 - VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE SECONDO MAURER ET AL. (2015)

LPI_{ISH} <5	Danni da liquefazione non previsti
5 < LPI _{ISH} < 15	Danni da liquefazione moderati
LPI _{ISH} > 15	Danni da liquefazione importanti

5.2.5. Rischio di liquefazione

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

- non probabile (LPI);
- da basso a moderato (Sonmez, 2003);
- con effetti trascurabili (LSN);
- non previsto (LPI_{ISH}).

5.3. ANALISI SUL SEDIME DELLA VARIANTE AL TRACCIATO STRADALE

5.3.1. Calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione

La valutazione della pericolosità sismica di liquefazione della zona in esame è stata effettuata considerando una magnitudo del sisma pari a **6,14** (Zonazione sismogenetica ZS9). I calcoli effettuati, esposti dettagliatamente nello specifico rapporto allegato, sono stati eseguiti, per ciascuna penetrometria considerata sia col metodo NCEER (1998) sia con l'analisi di Boulanger & Idriss (2014), utilizzando il programma CLiq v. 3.5.2.8. - CPT Liquefaction Assessment Software della GeoLogismiki, Geotechnical Engineering Software.

Secondo le normative europea e italiana è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve essere $FS \leq 1,25$. È stata anche fatta una analisi considerando $FS = 1,00$.

La modellazione sismica, utilizzando l'approccio semplificato, colloca l'area in esame nello scenario di pericolosità sismica locale, descritto con la categoria di sottosuolo "C" caratterizzata da A_{max} (Classe d'Uso III, Vita Nominale 50 anni) pari a **3,087** m/s² (SLV) considerando la Categoria Topografica T1.

Le analisi sono state eseguite considerando: i dati sul sottosuolo forniti dalle penetrometrie, il livello della falda prudenzialmente considerato durante la simulazione del terremoto a **4,50** metri sotto il piano di campagna (il livello massimo della falda rilevato il 7 febbraio 2023 nel pozzo 1 era pari a 4,56 metri dal piano di campagna), un'accelerazione di progetto pari a **0,31g** m/s² (SLV). L'analisi è stata eseguita sino ad una profondità di 20 metri dal piano di campagna.

La resistenza del deposito alla liquefazione è stata valutata in termini di fattore

di resistenza alla liquefazione (FS_L) con la seguente relazione:

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR}$$

Dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma. La metodologia utilizzata è riportata in appendice alla presente relazione.

Una volta determinato il fattore di resistenza alla liquefazione (F_s), è stato calcolato l'indice del potenziale di liquefazione (I_L) per ciascuna delle verticali considerate, mediante il quale è possibile definire il pericolo di liquefazione dei depositi considerati.

L'indice del potenziale di liquefazione è stato definito con la seguente relazione proposta da Iwasaki et al. (1982):

$$I_L = \int_0^{20} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

dove:

$F(z)$ è una funzione del fattore di sicurezza che per

$$FS_L > 1 \rightarrow F(z) = 0$$

$$FS_L \leq 1 \rightarrow F(z) = 1 - FS_L$$

$w(z) = 10 - 0,5 \cdot z$ (con z profondità in metri)

5.3.1.1. Analisi

I risultati delle verifiche alla liquefazione effettuate sono riportati nella seguente tabella n. 5.9.

TABELLA N. 5.9 - INDICE DI LIQUEFAZIONE GLOBALE DEI TERRENI IN ESAME

ID indagine	LPI B&I (2014)		LPI NCEER (1998)	
	FS = 1,00	FS = 1,25	FS = 1,00	FS = 1,25
CPTU 1 VS	3,525	4,731	1,664	2,868
CPTU 2 VS	2,916	3,924	1,008	2,136
CPTU 3 VS	3,536	4,990	1,846	3,345
CPTU 4 VS	0,737	1,105	0,327	0,774
CPTU 5 VS	0,890	1,140	0,522	0,843
CPTU 6 VS	1,772	2,321	0,783	1,513
SCPTU 1 VS	3,809	5,271	2,491	3,919
SCPTU 2 VS	2,511	3,243	1,814	2,708
SCPTU 3 VS	1,104	1,476	0,382	0,883
Media	2,311	3,133	1,204	2,110

La valutazione del pericolo di liquefazione, effettuata con riferimento all'indice di liquefazione (I_L), come precisato nella tabella n. 5.10, porta a definire, mediamente, questo fenomeno non probabile.

TABELLA N. 5.10 - VALUTAZIONE DEL PERICOLO DI LIQUEFAZIONE

VALORI DI I_L	PERICOLO DI LIQUEFAZIONE
$I_L = 0$	Assente
$0 < I_L \leq 5$	Non probabile
$5 < I_L \leq 15$	Probabile
$15 < I_L$	Certo

Utilizzando le recenti classi di pericolosità di liquefazione secondo Sonmez (2003), indicate nella tabella 5.11, la pericolosità risulta, mediamente, da bassa a moderata.

TABELLA N. 5.11 - VALUTAZIONE DEL PERICOLO DI LIQUEFAZIONE SECONDO SONMEZ (2003)

VALORI DI I_L	PERICOLO DI LIQUEFAZIONE
$I_L = 0$	Nulla
$0 < I_L \leq 2$	Bassa
$2 < I_L \leq 5$	Moderata
$5 < I_L \leq 15$	Alta
$15 < I_L$	Molto alta

5.3.2. Calcolo dei cedimenti permanenti post-sismici

La stima dei cedimenti permanenti post-sismici nei terreni granulari saturi liquefacibili dell'area in esame è stata effettuata, a titolo puramente orientativo, utilizzando il programma CLiq v. 3.5.2.8. - CPT Liquefaction Assessment Software della GeoLogismiki, Geotechnical Engineering Software.

5.3.2.1. Analisi

I risultati ottenuti, con riferimento a ciascuna penetrometria considerata, sono riportanti nella tabella n. 5.12.

TABELLA N. 5.12 - CEDIMENTI PERMANENTI POST-SISMICI

ID indagine	Cedimenti (cm) B&I (2014)		Cedimenti (cm) NCEER (1998)	
	FS = 1,00	FS = 1,25	FS = 1,00	FS = 1,25
CPTU 1 VS	10,024	10,031	7,437	8,182
CPTU 2 VS	6,321	6,321	3,935	4,803
CPTU 3 VS	6,650	6,669	5,093	5,871
CPTU 4 VS	2,960	2,960	2,487	2,600
CPTU 5 VS	1,384	1,384	1,102	1,170
CPTU 6 VS	2,721	2,721	1,912	2,171
SCPTU 1 VS	9,517	9,572	7,883	8,400
SCPTU 2 VS	6,543	6,543	6,120	6,337
SCPTU 3 VS	5,291	6,236	4,443	5,628
Media	5,712	5,826	4,490	5,018

5.3.3. Liquefaction Severity Number (LSN)

Come ulteriore indice globale del rischio di liquefazione è stato recentemente

introdotto (ed è stato utilizzato anche in questo studio) dai ricercatori Neo-Zelandesi il Liquefaction Severity Number (LSN; Tonkin and Taylor, 2013, Van Ballegooy et al., 2014) messo a punto a seguito dei cospicui fenomeni di liquefazione verificatisi nella regione di Canterbury in Nuova Zelanda durante la sequenza sismica 2010-2011.

Il Liquefaction Severity Number (LSN) è definito dalla seguente relazione:

$$LSN = 1000 \cdot \int \frac{\varepsilon_v}{z} \cdot dz$$

dove ε_v rappresenta la deformazione volumetrica post-liquefazione (Zhang et al., 2002, figura n. 5.3) e z è la profondità dal piano campagna espressa in metri.

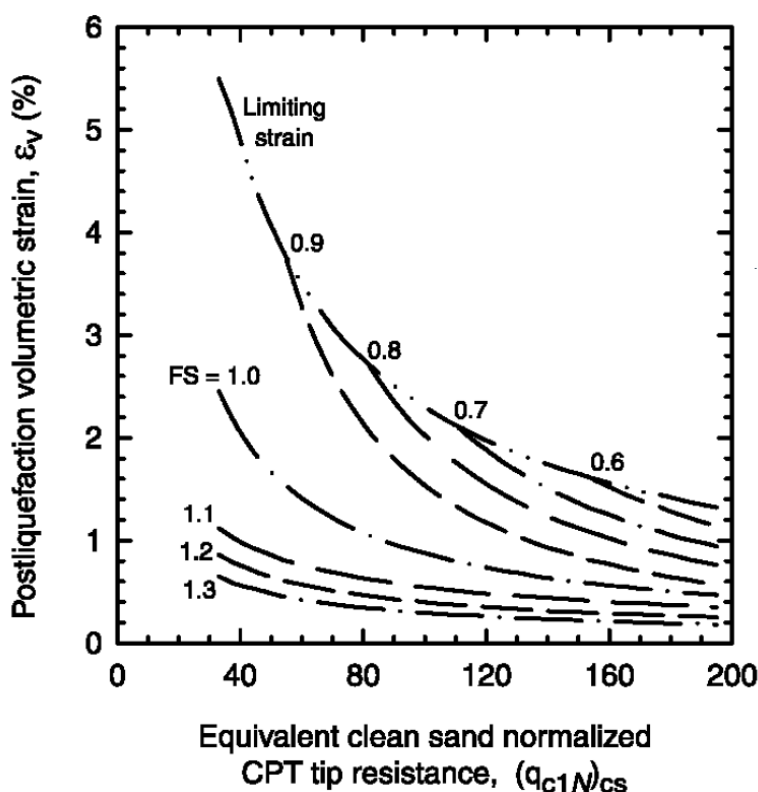


Figura n. 5.3 - Grafico per la valutazione della deformazione volumetrica post-liquefazione (Zhang et al., 2002)

5.3.3.1. Analisi

Nella tabella n. 5.13 sono evidenti i valori dell'indice globale LSN calcolati nel presente studio con il programma CLiq v. 3.5.2.8. - CPT Liquefaction Assessment Software della GeoLogismiki, Geotechnical Engineering Software, utilizzando sia il metodo NCEER (1998) sia l'analisi di Boulanger & Idriss (2014).

TABELLA N. 5.13 - VALORI DELL'INDICE GLOBALE LSN CALCOLATI NEL PRESENTE STUDIO

ID indagine	LSN B&I (2014)		LSN NCEER (1998)	
	FS = 1,00	FS = 1,25	FS = 1,00	FS = 1,25
CPTU 1 VS	8,206	8,210	5,530	6,247
CPTU 2 VS	5,831	5,831	3,253	4,144
CPTU 3 VS	9,675	9,705	6,904	8,264
CPTU 4 VS	3,501	3,501	2,863	3,103
CPTU 5 VS	2,216	2,216	1,812	1,898
CPTU 6 VS	4,649	4,649	3,322	3,742
SCPTU 1 VS	8,353	8,393	6,495	7,025
SCPTU 2 VS	5,982	5,982	5,496	5,713
SCPTU 3 VS	3,245	3,245	2,177	2,462
Media	5,740	5,748	4,206	4,733

La valutazione del pericolo di liquefazione, effettuata con riferimento all'indice di liquefazione (LSN), come precisato nella tabella n. 5.14, porta a definire, mediamente, i potenziali effetti indotti dalla liquefazione come trascurabili (manifestazioni del fenomeno della liquefazione da nulle a lievi).

TABELLA N. 5.14 - SCALA DEI POTENZIALI EFFETTI INDOTTI DALLA LIQUEFAZIONE IN ACCORDO CON L'INDICE GLOBALE LSN (TONKIN E TAYLOR, 2013)

LSN	Potenziali effetti indotti dalla liquefazione
0 < LSN ≤ 10	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione da nulle a lievi. Effetti trascurabili
10 < LSN ≤ 20	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione modeste. Pochi vulcanelli di sabbia
20 < LSN ≤ 30	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione moderate. Qualche vulcanello di sabbia e qualche danno strutturale
30 < LSN ≤ 40	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione da moderate a severe. I cedimenti indotti possono causare danni strutturali
40 < LSN ≤ 50	Evidenti manifestazioni del fenomeno della liquefazione. Ondulazioni e fratture in superficie. Significativi cedimenti assoluti e differenziali delle strutture
>50	Danni notevoli, estese manifestazioni del fenomeno in superficie. Notevoli cedimenti assoluti e differenziali delle strutture. Danni ai sottoservizi

5.3.4. Indice del potenziale di liquefazione con la funzione di Ishihara

È stata, inoltre, compiuta un'analisi utilizzando la funzione di Ishihara evidente nella figura n. 5.4.

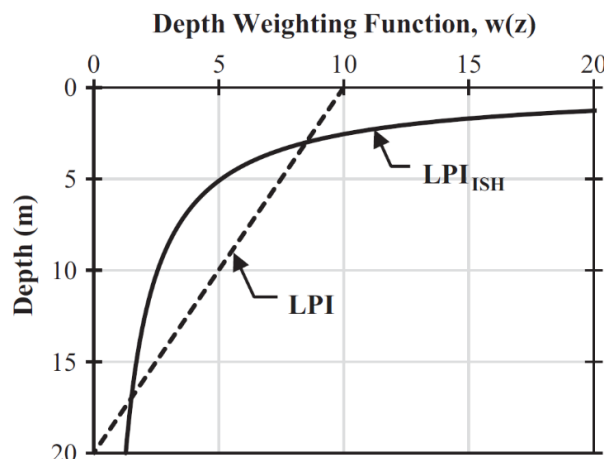


Figura n. 5.4 - Funzione di Ishihara utilizzata per il calcolo degli indici del potenziale di liquefazione (LPI_{ISH})

Ishihara ha riconosciuto l'influenza di uno strato non liquefacibile superficiale presente al tetto di quelli liquefacibili. Ha osservato che la presenza di questo strato attenua le manifestazioni superficiali dovute alla liquefazione e che gli effetti della liquefazione superficiale variano al variare dello spessore dello strato non liquefacibile.

Questa metodologia di calcolo, descritta da Maurer et al. (2015) in "Moving towards an improved index for assessing liquefaction hazard: Lessons from historical data", ha fornito gli Indici del Potenziale di Liquefazione di Ishihara (LPI_{ISH}) evidenti nei prossimi paragrafi.

5.3.4.1. Analisi

L'analisi realizzata utilizzando sia il metodo NCEER (1998) sia l'analisi di Boulanger & Idriss (2014) ha fornito gli Indici del Potenziale di Liquefazione di Ishihara (LPI_{ISH}) evidenti nella seguente tabella n. 5.15.

TABELLA N. 5.15 - INDICI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE CALCOLATI CON IL METODO DI ISHIHARA (LPI_{ISH})

ID indagine	LPI_{ISH} B&I (2014)		LPI_{ISH} NCEER (1998)	
	FS = 1,00	FS = 1,25	FS = 1,00	FS = 1,25
CPTU 1 VS	0,000	0,000	0,000	0,000
CPTU 2 VS	0,000	0,000	0,000	0,000
CPTU 3 VS	0,261	2,052	0,000	0,845
CPTU 4 VS	0,000	0,000	0,000	0,000
CPTU 5 VS	0,547	0,703	0,324	0,521
CPTU 6 VS	0,417	1,456	0,049	0,196
SCPTU 1 VS	0,000	0,000	0,000	0,000
SCPTU 2 VS	0,000	0,000	0,000	0,000
SCPTU 3 VS	0,000	0,000	0,000	0,000
Media	0,136	0,468	0,041	0,174

Utilizzando la classificazione presente nella tabella n. 5.16 si evince che non sono previsti danni da liquefazione.

TABELLA N. 5.16 - VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE SECONDO MAURER ET AL. (2015)

$LPI_{ISH} < 5$	Danni da liquefazione non previsti
$5 < LPI_{ISH} < 15$	Danni da liquefazione moderati
$LPI_{ISH} > 15$	Danni da liquefazione importanti

5.3.5. Rischio di liquefazione

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

- non probabile (LPI);
- da basso a moderato (Sonmez, 2003);
- con effetti trascurabili (LSN);
- non previsto (LPI_{ISH}).

6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La presente indagine geognostica concerne il terreno ove è previsto l'intervento di demolizione e ricostruzione del Viadotto sul fiume Montone e la variante del relativo tracciato stradale.

L'area in esame si trova a circa 26 metri sul livello marino ed è situata in un'area pianeggiante solcata dal fiume Montone, localmente contenuto da arginature in terra battuta.

Nella zona considerata non sono evidenti particolari processi morfogenetici, tali da poter arrecare danno a quanto previsto dal progetto. In particolare, dato l'andamento pianeggiante della superficie, non sussistono problemi di stabilità.

La zona considerata è situata in un ambito territoriale caratterizzato dalla presenza dell'Unità di Modena (AES_{8a}) dell'Olocene, che, ove è presente, concerne i depositi alluvionali più superficiali e più recenti del Subsistema di Ravenna (AES₈), del Pleistocene superiore-Olocene.

Nella zona in esame il deposito alluvionale è prevalentemente limoso o argilloso nella parte alta. Oltre i 20 metri è presente un deposito ghiaioso sabbioso che si estende per circa 3 metri di profondità. Al di sotto di quest'ultima unità il sedimento presenta nuovamente una granulometria fine.

La situazione del sottosuolo in oggetto, riconosciuta mediante l'attuazione delle prove in sito, è compendiate nelle tabelle presenti nel capitolo n. 4 della relazione geologica (B2.1) e nelle sezioni geologiche allegate (B2.9). Il rilievo stratigrafico termina a circa 40 metri di profondità dal piano di campagna (S1 e S2).

Le indagini effettuate hanno consentito di definire i parametri geotecnici cautelativi, compendiate nelle tabelle presenti nel capitolo n. 4 della relazione geologica (B2.1). I risultati delle prove di laboratorio sono compendiate nell'elaborato B2.6.

Nelle tabelle n. 5.5 e 5.6 della relazione geologica (B2.1) sono riportati i dati acquisiti sulla profondità della falda rispetto al piano di campagna. Va però tenuto presente che, in situazioni invernali o in seguito a prolungate precipitazioni, data la natura argilloso limosa del terreno prossimo alla superficie considerato, può costituirsi anche una falda temporanea prossima alla superficie.

Il territorio del Comune di Forlì è classificato sismico di seconda categoria (S=9). In base alla Classificazione sismica della Regione Emilia-Romagna, appartiene alla zona 2 e, nella mappa di pericolosità sismica dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, presenta valori di accelerazione sismica orizzontale massima (a_g) pari a 0,200-0,225 g.

L'indagine geofisica, eseguita nella zona, ha consentito di definire i valori delle velocità delle onde S alla profondità di 30 metri dal piano di campagna. I dati ottenuti sono compatibili con la categoria di sottosuolo C delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018 e s.m.i.).

La misura dei microtremori, realizzata con la tecnica di Nakamura (1989), non ha consentito di evidenziare la presenza di particolare picchi di frequenza.

Le analisi effettuate in merito alla suscettibilità al fenomeno della liquefazione hanno mostrato che il rischio di liquefazione sia:

- non probabile (LPI);
- da basso a moderato (Sonmez, 2003);
- con effetti trascurabili (LSN);
- non previsto (LPI_{SH}).

In base a quanto esposto, l'area in esame appare idonea dal punto di vista geologico e sismico alla realizzazione delle opere in progetto.

Il Geologo
Dott. Alfredo Ricci