

**S.S. 260 "Picente"**  
**Lavori di adeguamento e potenziamento della tratta stradale laziale.**  
**2 Lotto - dal km 43+800 al km 41+150**

**PROGETTO DEFINITIVO**

<p><b>PROGETTAZIONE STRADALE</b> <i>Dott. Ingegneri Camillo Andreocci Ord. Prov. di Latina n.A1473</i></p> <p><b>PROGETTAZIONE STRUTTURE</b> <i>Dott. Ingegneri Ilaria Lardani Ord. Prov. di Roma n.A37398</i></p> <p><b>PROGETTAZIONE GEOTECNICA</b> <i>Dott. Geol. Massimo Pietrantonì Ord. Lazio n.A738</i></p> <p><b>PROGETTAZIONE IMPIANTI</b> <i>Dott. Ingegneri Salvatore Giua Ord. della Prov. di Roma n.15959</i></p> <p><b>RESPONSABILE STUDIO AMBIENTALE</b> <i>Dott. Geol. P. Mauri Ord. xxx Prov. di xxx n.xxx</i> <i>Dott. Ing. R. Abate Ord. Prov. di xxx n.xxx</i> <i>Dott. Arch. Laura Tasca Ord. Prov. di xxx n.xxx</i> <i>Dott. Biol. A. Di Peso Ord. Prov. di xxx n.xxx</i> <i>Dott. Arch. J. Zaccagna Ord. Prov. di xxx n.xxx</i> <i>Dott. Arch. J. Zaccagna Ord. Prov. di xxx n.xxx</i></p> <p><b>IL GEOLOGO</b> <i>Dott. Geol. Massimo Pietrantonì Ord. Lazio n.A738</i></p> <p><b>ARCHEOLOGIA</b> <i>Dott. Grazia Savino 1° Fascia D.M. 244 2019 n.3856</i></p> <p><b>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</b> <i>Dott. Ingegneri Camillo Andreocci Ord. Prov. di Latina n.A1473</i></p>	<p>IMPRESA ESECUTRICE: TOTO S.P.A. COSTRUZIONI GENERALI</p>  <p>DIRETTORE TECNICO <i>Dott. Ing. Camillo Colalongo</i></p>	
	<p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE CAPOGRUPPO MANDATARIA</p>  <p>RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE <i>Dott. Ing. Camillo Andreocci</i> <i>Ord. della Prov. di Latina n.A1473</i></p> <p>MANDANTI</p>  <p>ARCHEOLOGIA <i>Dott. Grazia Savino</i> <i>1° Fascia D.M. 244 2019 n.3856</i></p>	
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO <i>Dott. Ing. Antonio Aurelj</i></p>	<p>PROGETTISTA</p>	<p>VISTO PER APPROVAZIONE DEL RUP</p>

**STUDI E INDAGINI  
GEOTECNICA E SISMICA**

**RELAZIONE SISMICA**

CODICE PROGETTO		CODICE ELAB.		REVISIONE	SCALA	
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO					
-		T00	GE00	GETRE01	A	-
A	LUGLIO 2023	PRIMA EMISSIONE		G. DIXIT DOMINUS	B. PICCINI	M. PIETRANTONI
REV.	DATA	DESCRIZIONE		REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE.....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>RIFERIMENTI E NORMATIVA.....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO SISMOTETTONICO E SISMICITÀ STORICA .....</b>	<b>7</b>
4.1	Sorgenti sismogenetiche .....	7
4.2	Faglie capaci .....	7
4.3	Sismicità storica e strumentale.....	8
4.4	Magnitudo attesa .....	9
<b>5</b>	<b>CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO.....</b>	<b>12</b>
5.1	Classificazione sismica secondo normativa nazionale .....	12
5.2	Categoria di sottosuolo e categoria topografica .....	13
5.3	Indagini sismiche a disposizione .....	14
5.4	Definizione della categoria di sottosuolo e della categoria topografica .....	15
5.5	Amplificazione Stratigrafica e Topografica .....	16
5.6	Azione sismica .....	17
5.7	Vita nominale .....	18
5.8	Classe d'uso .....	18
5.9	Periodo di riferimento .....	18
5.10	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica .....	19
5.11	Caratteristiche sismiche del sito.....	20
5.12	Parametrici sismici di calcolo.....	20
<b>6</b>	<b>VERIFICA A LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>21</b>

## INDICE DELLE TABELLE E DELLE FIGURE

Figura 1: Immagine satellitare raffigurante l'area di studio; in bianco il tracciato di progetto. ....	4
Figura 2: Stralcio della carta geologica in scala 1:50.000 foglio n.337 "Norcia" e sezione geologica estrapolata dal foglio (Progetto CARG). Nel riquadro rosso si riporta l'area di progetto. ....	6
Figura 3: Sorgenti sismogenetiche prossime all'area di progetto, DISS. Il cerchio rosso mostra l'area di studio ..	7
Figura 4: Faglie capaci prossime all'area di progetto, ITHACA – ISPRA. Il cerchio rosso mostra l'area di studio ...	8
Figura 5: Distribuzione nel tempo dei terremoti risentiti ad Amatrice (RI) e la loro Intensità. (DBMI15 v4.0; Locati et al., 2022). ....	8
Figura 6: Elaborazione grafica della disaggregazione di PGA nel comune di Amatrice (fonte INGV) .....	10
Figura 7: Mappa di pericolosità sismica (MPS04-S1); estratto dal sito dell'INGV .....	12
Figura 8: Ubicazione delle indagini geognostiche e geofisiche .....	15
Figura 9: Ambito di potenziale liquefacibilità dei terreni ( $U_c < 3.5$ ) .....	22
Figura 10: Ambito di potenziale liquefacibilità dei terreni ( $U_c > 3.5$ ) .....	22
Figura 11: curve granulometriche dei campioni esaminati e confronto con i fusi di riferimento per la liquefazione ( $Cu > 3.5$ ).....	23
Figura 12: Valori del fattore di scala dovuto alla Magnitudo definito da vari autori (Youd e Noble 1997) .....	25
Figura 13: Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e $N_1(60)$ – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985). ....	26
Figura 14: Risultati della verifica a liquefazione.....	28
Figura 15: Categorie di rischio per il fenomeno della liquefazione sulla base dei valori del fattore IPL.....	29
Figura 16: Indice del potenziale di liquefazione e rischio di liquefazione. ....	29

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione fornisce un quadro della sismicità dell'area interessata dal Progetto Definitivo dell'opera riguardante la realizzazione della variante della Strada Regionale 260 "Picente" ad Amatrice in Provincia di Rieti. Il progetto è legato alla strategia di ricostruzione del Comune di Amatrice a seguito dell'evento sismico del 24/08/2016. Il progetto è mirato alla riqualificazione ed al potenziamento della rete stradale.

L'area di studio è situata nella porzione nord-orientale della regione Lazio, nel territorio comunale di Rieti. Nello specifico l'opera prevista da progetto si colloca ad ovest del centro storico di Amatrice.



**Figura 1: Immagine satellitare raffigurante l'area di studio; in bianco il tracciato di progetto.**

La presente relazione fornisce un quadro della sismicità del tracciato, analizza e descrive la sismicità dell'area interessata dal progetto ed affronta la tematica relativa al fenomeno della liquefazione.

Le fasi operative messe in atto per la definizione della sismicità dell'area sono di seguito elencate:

- ricerca bibliografica di tutti i dati disponibili sulle aree interessate dal progetto, mirata ad acquisire i dati più recenti sulla sismicità dell'area interessata dal progetto;
- analisi dei risultati delle campagne di indagini geofisiche esistenti;
- caratterizzazione della pericolosità sismica dell'area;
- individuazione delle categorie di sottosuolo e topografiche, come previsto dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (NTC 2018);
- verifica alla suscettibilità alla liquefazione dei terreni.

## **2 RIFERIMENTI E NORMATIVA**

- Norme Tecniche per le Costruzioni. DM 17 gennaio 2018;
- Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni. DM 17 gennaio 2018;
- Istruzione per l'applicazione delle Norme Tecniche. Circ. 21 gennaio 2019 n. 7;
- Circolare del 21 gennaio 2019, istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni, di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n.3274 (e successive modiche ed integrazioni) "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica;
- Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica (ICMZS), "Standard di Rappresentazione e Archiviazione dei Dati" per la Microzonazione Sismica predisposti dalla Commissione Tecnica per la Microzonazione Sismica (articolo 5, comma 7 dell'O.P.C.M. n. 3907 del 13/11/2010).



## 4 INQUADRAMENTO SISMOTETTONICO E SISMICITÀ STORICA

La sismicità italiana è in gran parte allineata lungo l'asse dell'Appennino. I terremoti più distruttivi sono generati da grandi faglie distensive orientate parallelamente alla catena ed affioranti generalmente al bordo dei bacini continentali intramontani che si sono sviluppati durante il Quaternario. Di fatto, l'area di studio e il territorio circostante è attraversato da diversi sistemi di faglie normali, attive e in grado di generare terremoti di  $M_w > 6,5$ . Ne consegue che il territorio dell'area di studio è caratterizzato da un elevato grado di sismicità.

### 4.1 SORGENTI SISMOGENETICHE

Nell'area specifica di Amatrice sono localizzate numerose sorgenti sismogenetiche, i lineamenti più prossimi all'area di studio sono mostrati in Figura 3, estratto dal database italiano delle zone sismogenetiche DISS. Queste, d'altronde, sono localizzate lungo la dorsale più interna dell'Appennino centrale che corrisponde alla fascia a maggior rilascio di energia dell'Appennino centro-settentrionale. In questa fascia sono incluse le sorgenti sismogenetiche responsabili dei terremoti di più elevata magnitudo che hanno caratterizzato l'arco appenninico settentrionale e centrale.

L'area in esame ricade all'interno della sorgente sismogenetica composta ITCS128 (Accumuli-Amatrice), le ulteriori sorgenti sismogenetiche più prossime al sito di progetto sono: la sorgente sismogenetica composta ITCS130 (Lago di Campotosto) e le sorgenti individuali ITIS144 (Amatrice) e ITIS147 (Campotosto).

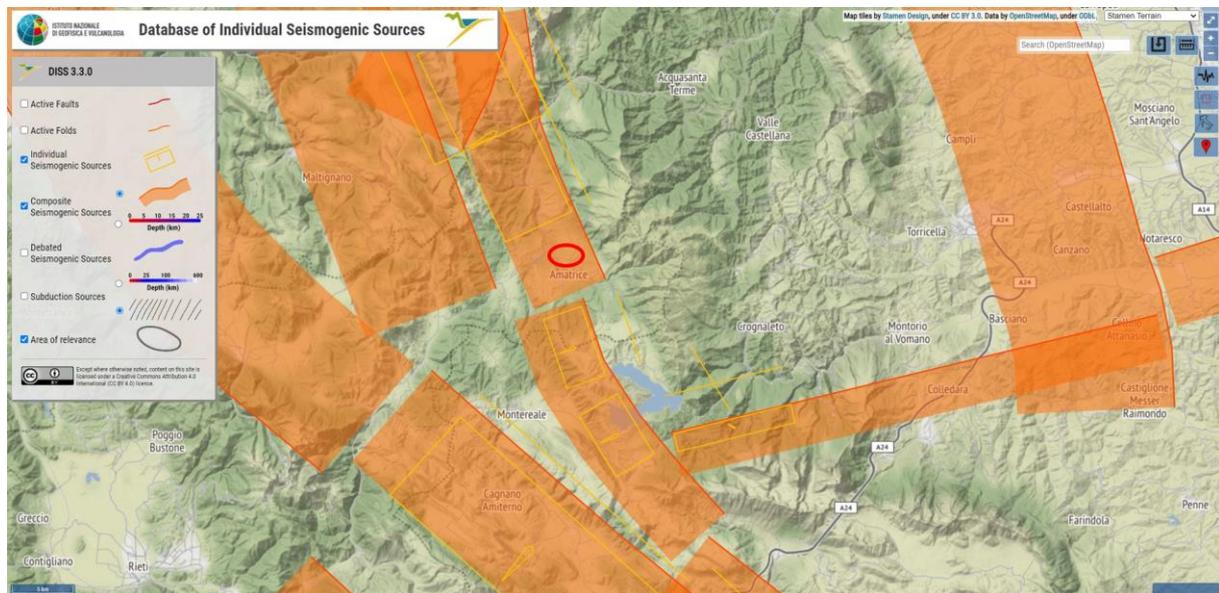


Figura 3: Sorgenti sismogenetiche prossime all'area di progetto, DISS. Il cerchio rosso mostra l'area di studio

### 4.2 FAGLIE CAPACI

Per quanto attiene alle faglie attive e capaci, che per definizione sono faglie che potenzialmente possono creare deformazione in superficie, è stato consultato il database dell'ISPRA ITHACA (Italy HAZard from CAple faults). L'area in esame si trova a circa 3 km in direzione sud-ovest da una serie di faglie capaci (Amatrice Fault, Voceto fault e Laga Mountains fault).



Figura 4: Faglie capaci prossime all'area di progetto, ITHACA – ISPRA. Il cerchio rosso mostra l'area di studio

### 4.3 SISMICITÀ STORICA E STRUMENTALE

Grazie agli studi pregressi, ai dati storici provenienti dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI15) (Rovida et al., 2022) e ai dati strumentali estratti dal Database Macrosismico Italiano versione DBMI15 (Locati et al., 2022) sono ben conosciute la distribuzione e le caratteristiche della sismicità storica e strumentale. I dati desunti da tali database mostrano come l'area di progetto è stata storicamente sede di terremoti distruttivi che hanno raggiunto intensità massime di XI MCS e dimostrano come questo sia uno dei settori dell'Appennino centrale maggiormente attivi sismicamente, in termini di energia rilasciata, di massime intensità risentite e di frequenza di accadimento di terremoti di grande magnitudo.

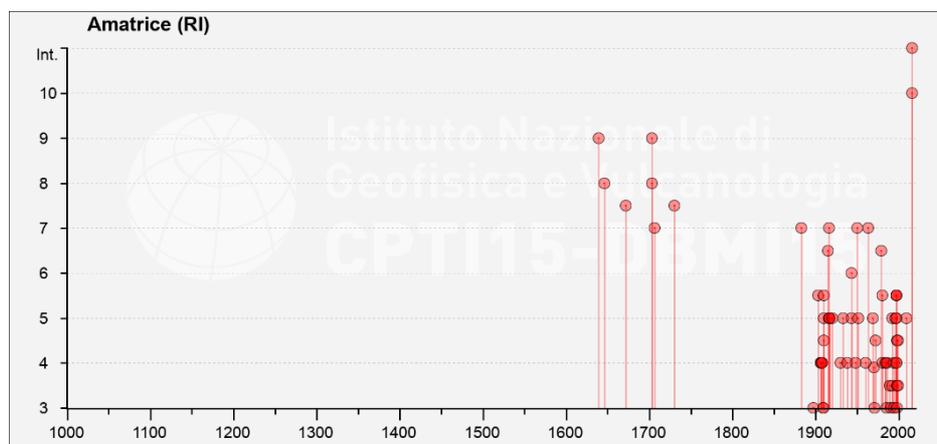


Figura 5: Distribuzione nel tempo dei terremoti risentiti ad Amatrice (RI) e la loro Intensità. (DBMI15 v4.0; Locati et al., 2022).

Come mostrato in Figura 5, ad Amatrice i terremoti catalogati sono 84, dei quali, i maggiormente distruttivi sono stati i due eventi recenti del 24/08/2016 (Intensità X) e del 30/10/2016 (Intensità XI), facenti parte della sequenza sismica del Centro Italia.

#### **4.4** *MAGNITUDO ATTESA*

L'accelerazione di picco  $a_{max}$  da approccio probabilistico (e quindi relativa ad un certo TR) è il risultato non di un singolo valore di magnitudo ma del contributo delle differenti magnitudo che concorrono alla pericolosità di un sito. Per la determinazione della Magnitudo rappresentativa dell'area in esame, si è fatto ricorso al metodo della disaggregazione di  $a(g)$ . Questo metodo consente di definire il contributo alla pericolosità di un sito di diverse sorgenti sismogenetiche a distanza  $D$  capaci di generare terremoti di magnitudo  $M$ . In altri termini il processo di disaggregazione in  $M-D$  fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo  $M$  a distanza  $D$  dal sito oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso. È stata eseguita la disaggregazione calcolando i valori di magnitudo e distanza epicentrale relativamente all'area in esame. Figura 6 e Tabella 1 mostrano i risultati ottenuti per il comune di Amatrice.

I maggiori contributi alla magnitudo si concentrano in corrispondenza di una distanza epicentrale di 0-10 km e 10-20km; nell'intervallo di  $M_w$  compreso tra 5.0÷5.5 ovvero 17.3% a distanza 0-10km e nell'intervallo di  $M_w$  compreso tra 6.0÷6.5 ovvero 5.4% a distanza 10-20km. Il valore medio di  $M_w$  risulta pari a 5.71.

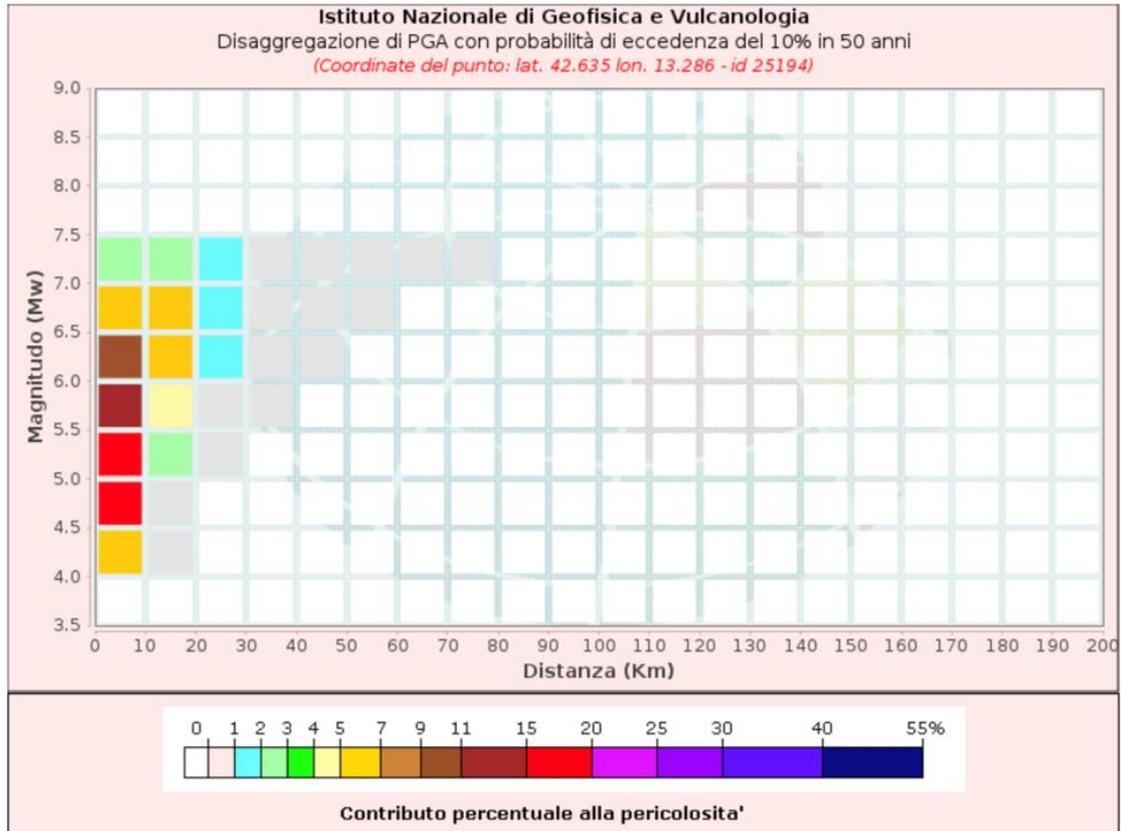


Figura 6: Elaborazione grafica della disaggregazione di PGA nel comune di Amatrice (fonte INGV)

Tabella 1: Disaggregazione di PGA nel comune di Amatrice (fonte INGV)

Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto: lat. 42.635 lon. 13.286 - id 25194)											
Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	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	0.0000	5.8700	16.9000	17.3000	14.5000	10.2000	6.1800	2.5100	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	0.0163	0.6870	2.4900	4.3900	5.3800	5.1100	2.9300	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.0000	0.0000	0.0211	0.4190	1.1300	1.5100	1.1900	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0058	0.1750	0.4260	0.4390	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0047	0.0477	0.0763	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0050	0.0227	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0055	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0005	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.71	7.9	0.976

Ai fini delle verifiche riportate nei capitoli a seguire, si considera, in via cautelativa, una magnitudo di progetto  $M_w = 6.5$ .

## 5 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO

### 5.1 CLASSIFICAZIONE SISMICA SECONDO NORMATIVA NAZIONALE

L'Ordinanza del Presidente del C.d.M. n. 3274 del 20/3/2003 ha introdotto la nuova classificazione sismica del territorio italiano che viene diviso in 4 zone sismiche, ciascuna caratterizzata da un diverso valore del parametro  $a_g$  (accelerazione massima convenzionale su suolo di categoria A).

Con le Norme Tecniche per le Costruzioni del settembre 2005 è stato specificato che per le zone 1, 2 e 3 è possibile una suddivisione in sottozone caratterizzate da valori di  $a_g$  intermedi rispetto a quelli citati e intervallati da valori non minori di 0.025.

La Gazzetta Ufficiale del 11/5/2006 ha pubblicato l'Ordinanza del PdCM del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" (Ordinanza n. 3519) con la quale sono approvati i criteri generali e la mappa di pericolosità sismica di riferimento a scala nazionale. Le valutazioni di  $a_g$  sono calcolate su un numero sufficiente di punti (griglia non inferiore a  $0.05^\circ$ ), corredate da stime dell'incertezza. I valori di  $a_g$  sulle griglie suddette sono stati pubblicati sul sito web dell'INGV. La documentazione di interesse è riportata nella mappa seguente (Figura 7). I valori di pericolosità sismica riportati sono espressi in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi ( $V_s > 800$  m/s).

Osservando la mappa si evince che il Comune di Amatrice ricade in zona sismica 1 con valori di  $a_g$  compresi fra 0.250 e 0.275 g.

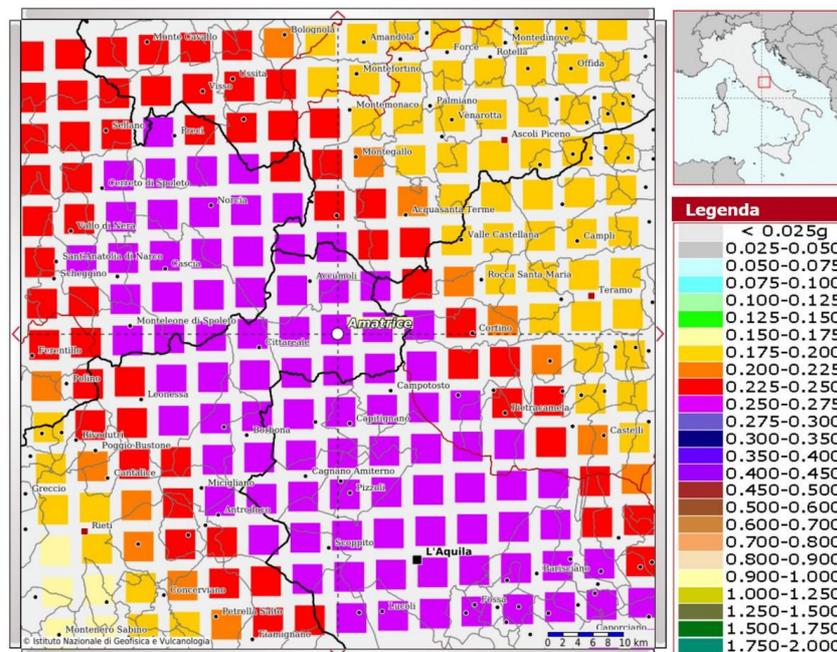


Figura 7: Mappa di pericolosità sismica (MPS04-S1); estratto dal sito dell'INGV

## 5.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA

In osservanza delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (NTC 2018), ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tabella 2, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità  $V_s$  per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo. I valori di  $V_s$  sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

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

Con:

$h_i$  = spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$  = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

$N$  = numero di strati:

$H$  = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzato da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H = 30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tabella 2.

Tabella 2: Categorie di sottosuolo secondo la normativa NTC 2018

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

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

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione mostrata in Tabella 3.

Tabella 3: Categorie topografiche secondo la normativa NTC 2018

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le già indicate categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

### 5.3 INDAGINI SISMICHE A DISPOSIZIONE

Nel sito in esame sono state eseguite le seguenti indagini sismiche al fine di definire i parametri sismici di progetto:

- n. 5 allestimenti per prove Down-Hole con tubo in PVC e successiva esecuzione di n. 5 indagini sismiche in foro (S2, S4, S5, S7 e S9);
- n. 4 profili sismici di superficie con metodologia MASW;
- n. 2 profili sismici a rifrazione con ricostruzione tomografica;
- n. 8 misure di rumore ambientale, sismica HVSr.

I risultati delle suddette indagini hanno permesso di individuare il valore della  $V_{s,eq}$ , e quindi la relativa classe di sottosuolo, ai sensi del D.M. 17/01/2018. L'ubicazione delle indagini è mostrata in Figura 8.

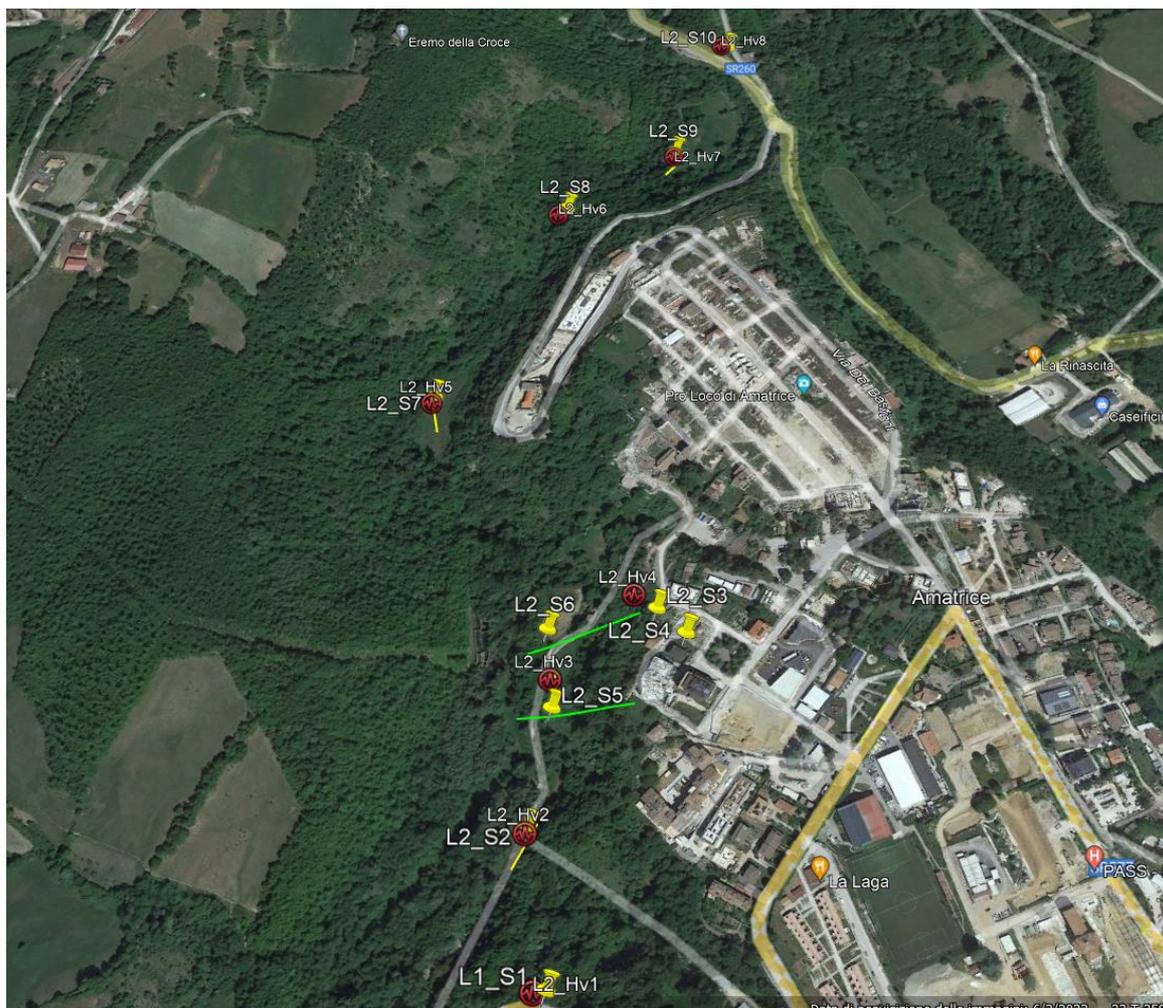


Figura 8: Ubicazione delle indagini geognostiche e geofisiche

#### 5.4 DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E DELLA CATEGORIA TOPOGRAFICA

Analizzando le prove geofisiche eseguite nell'area di intervento, si è potuto classificare secondo il DM. 2018 e successive modifiche i terreni interessati dalle indagini. Per quanto riguarda la zona indagata i terreni appartengono alle categorie di suolo **B**.

Tabella 4: Risultati delle prove geofisiche con calcolo di  $V_{s,eq}$

PROVA	DATA	Coordinate Gauss Boaga		$V_{s,eq}$ (m/s)	Categoria sottosuolo (NTC 2018)
	ESECUZIONE	LONGITUDINE	LATITUDINE		
S2 Downhole	2022	851792.832	4728034.590	532	B
S4 Downhole	2022	851805.342	4728256.446	541	B
S5 Downhole	2022	849559.188	4729926.799	417	B
S7 Downhole	2022	851448.406	4728330.720	375	B
S9 Downhole	2022	851360.658	4728881.208	664	B
Masw 1	2022	850661.590	4730088.25	445	B
Masw 2	2022	851811.795	4728034.465	454	B
Masw 3	2022	847324.372	4728624.357	400	B
Masw4	2022	851458.305	4728370.843	353	B

Per quanto concerne le caratteristiche della superficie topografica, essendo tutte le aree in oggetto localizzate in ambito di pianura e non essendovi particolari emergenze topografiche che possano dar luogo ad effetti di amplificazione sismica locale, le morfologie possono essere ricondotte ad una delle configurazioni superficiali semplici previste nel D.M. 17/01/2018 in Tabella 3.

In particolare, il pendio può essere classificato di categoria **T2**, ovvero "Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$ ", caratterizzato da un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T = 1.20$ .

#### 5.5 AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA

In riferimento a quanto indicato nelle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente  $S = S_S \cdot S_T$  e di  $C_c$  in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti che sono riportati di seguito:

Tabella 5: Tabella delle espressioni per  $S_s$  e  $C_c$ .

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$

D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 6: Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica  $S_T$ .

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

## 5.6 AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel D.M. 2018, nel periodo di riferimento VR, come definito nel D.M. 2018. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

### 5.7 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. I viadotti di progetto avranno Vita Nominale pari a  $V_N=100$  anni.

### 5.8 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

I viadotti di progetto appartengono alla **Classe d'Uso IV**, alla quale corrisponde un coefficiente d'uso pari a:

$$C_U = 2$$

### 5.9 PERIODO DI RIFERIMENTO

Il periodo di riferimento  $V_R$  si ottiene moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ . Nel caso in esame:

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2 = 200 \text{ anni}$$

L'azione sismica di progetto va quindi determinata in funzione degli Stati Limite di verifica e delle corrispondenti probabilità  $P_{VR}$  di realizzarsi nel periodo di riferimento  $V_R$ .

### 5.10 VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nelle NTC2018 sono:

Stati Limite Ultimi (SLU):

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana (SLV): definito come lo stato limite in corrispondenza del quale la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC): stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

Stati limite di Esercizio (SLE):

- Stato Limite di immediata Operatività (SLO) per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico.
- Stato Limite di Danno (SLD) definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Il tempo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica di verifica è legato al periodo di riferimento  $V_R$  ed alla probabilità di superamento  $P_{VR}$  dalla relazione:

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

Nel caso in esame, i valori di periodo di ritorno dell'azione sismica e le probabilità di superamento per i diversi Stati Limite sono mostrati nella tabella che segue.

**Tabella 7: Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto per i diversi stati limite ( $V_r = 200$  anni).**

Stato limite di riferimento		Probabilità di superamento $P_{VR}$	Periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R$ per $V_r=200$
Stati limite di esercizio (SLE)	Stato limite di immediata operatività (SLO)	81%	120
	Stato limite di danno (SLD)	63%	201
Stati limite ultimi (SLU)	Salvaguardia della vita umana (SLV)	10%	1898
	Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)	5%	2475

Con riferimento al D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018, sono stati determinati i parametri sismici di progetto mediante GeoSTRU.

### 5.11 CARATTERISTICHE SISMICHE DEL SITO

Per i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 (come previsto dalle NTC 2018).

Sulla base della localizzazione geografica del sito di progetto vengono definiti, quindi, i parametri di riferimento del moto sismico in superficie, successivamente correlati con gli stati limite e la vita nominale dell'opera, al fine di definire gli obiettivi da raggiungere in termini di sicurezza e prestazioni delle opere o di parti di esse.

**Tabella 8: Parametri di riferimento del moto sismico in superficie per i differenti stati limite definiti dalla normativa ( $V_r = 200$  anni).**

Stato Limite	$T_R$ anni	$a_g$ g	$F_0$ -	$T_c^*$ s
SLO	120	0.152	2.293	0.300
SLD	201	0.189	2.310	0.315
SLV	1898	0.412	2.442	0.375
SLC	2475	0.450	2.459	0.381

### 5.12 PARAMETRICI SISMICI DI CALCOLO

Di seguito si riportano i parametri sismici di calcolo validi per le opere in progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Parametri sismici ( $V_R = 200$  anni)

- $a_g/g = 0.412$
- $F_0 = 2.442$
- $T_c^* = 0.375s$
- $S_s = 1$
- $C_c = 1.45$
- $S_T = 1.2$
- $a_{max}/g = 0.542$

## 6 VERIFICA A LIQUEFAZIONE

La liquefazione è un particolare processo che causa la temporanea perdita di resistenza di un sedimento che si trova al di sotto del livello di falda, portandolo a comportarsi come un fluido viscoso a causa di un aumento della pressione neutra e di una riduzione della pressione efficace (Riga, 2007). Tale fenomeno avviene, cioè, quando la pressione dei pori aumenta fino ad eguagliare la pressione inter-granulare. L'incremento di pressione neutra è causato, principalmente, dalla progressiva diminuzione di volume che si registra in un materiale granulare poco addensato soggetto alle azioni cicliche di un sisma. Ovviamente, per quanto detto in precedenza, sono suscettibili di liquefazione terreni granulari, da poco a mediamente addensati, aventi granulometria compresa tra le sabbie e i limi con contenuto in fine piuttosto basso. Tali terreni devono essere altresì posti al di sotto del livello di falda e a profondità relativamente basse, generalmente inferiori ai 15 m dal p.c.

Allo scopo di accertare la stabilità nei confronti della liquefazione, per le unità oggetto del nostro studio, sono state eseguite delle verifiche che hanno consentito di determinare il potenziale di liquefazione, parametro indicativo dell'estensione che il fenomeno può avere nei terreni.

Le NTC2018 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero minori di 0.1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $N_{1(60)} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{(60)}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate nelle figure seguenti (coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  e coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ ).

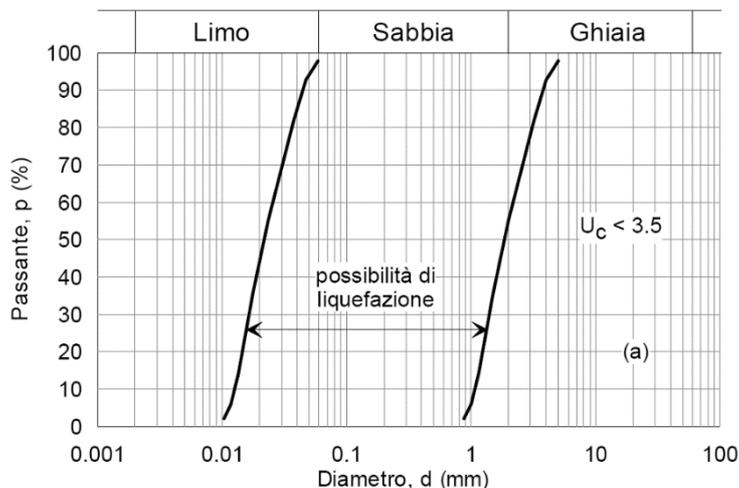


Figura 9: Ambito di potenziale liquefacibilità dei terreni ( $U_c < 3.5$ )

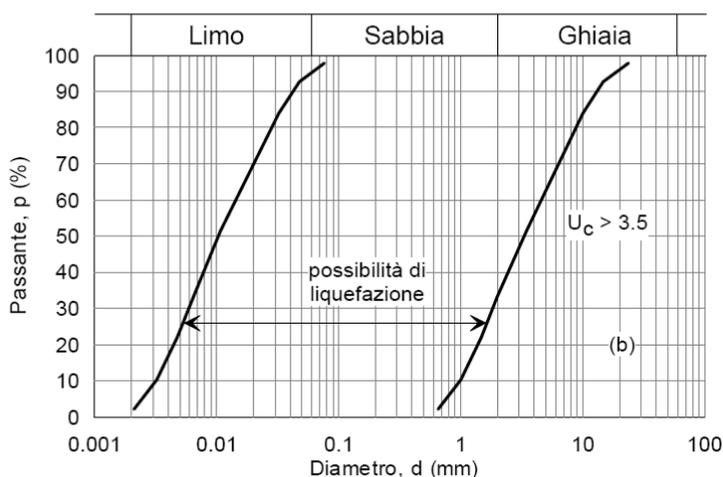


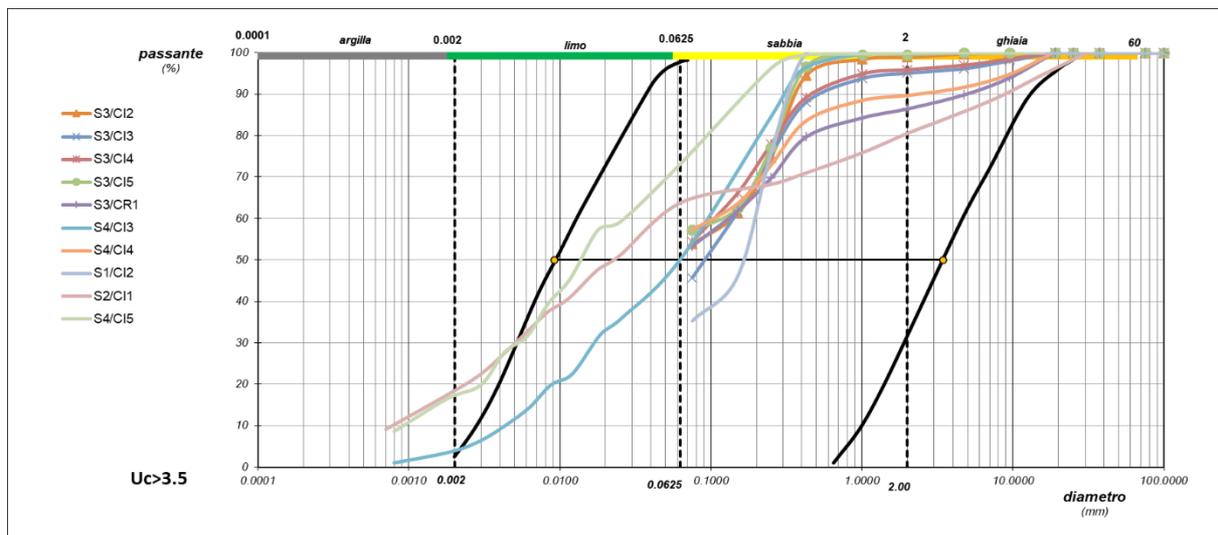
Figura 10: Ambito di potenziale liquefacibilità dei terreni ( $U_c > 3.5$ )

Per quanto definito sopra, i terreni appartenenti alle unità del substrato arenaceo-pelitico e ai riporti antropici sono esclusi a priori dalla verifica a liquefazione in quanto: le unità del substrato mostrano un elevato grado di addensamento testimoniato dai risultati delle prove SPT e i riporti si trovano sempre sopra falda. Restano quindi da esaminare i campioni appartenenti alle unità dei depositi alluvionali e del sistema di Amatrice.

Si riportano gli approfondimenti del caso per i criteri di esclusione di cui sopra:

1. Il valore di accelerazione  $a_{max}$  è pari a  $0.542g$  per SLV, pertanto, il criterio di esclusione della verifica basato sul valore di accelerazione non viene rispettato.
2. La profondità di falda è sempre minore di 15 m dal p.c., dunque, il criterio di esclusione della verifica basato sulla profondità di falda non viene rispettato.

3. Delle prove SPT si osserva che i valori  $N_{1(60)}$  sono per la maggior parte minori di 30; le prove a rifiuto relative alle due unità sono associate alle intercalazioni di arenarie presenti all'interno. Pertanto, il criterio di esclusione della verifica basato sul numero di colpi non viene rispettato.
4. Le curve granulometriche dei terreni esaminati sono di seguito riportate per il confronto con i fusi di riferimento (nota: il coefficiente di uniformità  $U_c$  risulta essere maggiore di 3.5 in tutti i campioni). Come si evince dall'andamento delle curve non è possibile escludere a priori il rischio di liquefazione solo basandosi sulla pezzatura del materiale.



**Figura 11: curve granulometriche dei campioni esaminati e confronto con i fusi di riferimento per la liquefazione ( $U_c > 3.5$ )**

La valutazione del pericolo di liquefazione è stata condotta in accordo al "metodo semplificato" originariamente proposto da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR) così definiti:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di tensione ciclica}$$

$$CRR = \frac{\tau_1}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di resistenza ciclica}$$

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un sito a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. In accordo al metodo

utilizzato, la tensione di taglio ciclico indotta dallo scuotimento sismico (sforzo di taglio ciclico normalizzato CSR) viene approssimata da un valore dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco  $a_{max}$  come segue:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d$$

dove:

$a_{max}$  accelerazione di picco al sito

$g$  accelerazione di gravità

$\tau_c$  valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico

$\sigma_{vo}$  tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali

$\sigma'_{vo}$  tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci

$r_d$  coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità da piano campagna, calcolato come segue in accordo a Blake (Blake, 1996, riportato da Youd et al., 2001):

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2}$$

CSR può essere messo in relazione al numero di cicli significativi dell'azione sismica, funzione della magnitudo  $M$ . Per  $M \neq 7.5$  è necessario introdurre un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

$$MSF = \frac{CSR_M}{(CSR)_{M=7.5}} = \left( \frac{N_{M=7.5}}{N_M} \right)^b$$

dove CSR<sub>M</sub> e N<sub>M</sub> rappresentano i valori di CSR e numero di cicli equivalenti per il valore di magnitudo di progetto, mentre (CSR)<sub>M=7.5</sub> e N<sub>M=7.5</sub> sono riferiti all'evento con M=7.5. Nelle verifiche a liquefazione, è stato posto MSF=1.16 in accordo alla correlazione proposta da Seed & Idriss (1982).

Magnitude, <i>M</i> (1)	Seed and Idriss (1982) (2)	Idriss <sup>a</sup> (3)	Ambraseys (1988) (4)	Arango (1996)		Andrus and Stokoe (1997) (7)	Youd and Noble (1997b)		
				Distance based (5)	Energy based (6)		$P_L < 20\%$ (8)	$P_L < 32\%$ (9)	$P_L < 50\%$ (10)
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.8	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.1	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.6	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.8?	—	—	0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44	—	—	0.65?	—	—	0.56?

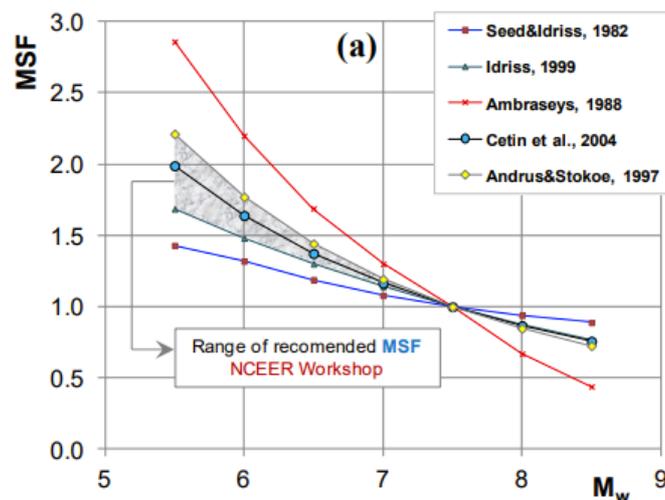


Figura 12: Valori del fattore di scala dovuto alla Magnitudo definito da vari autori (Youd e Noble 1997)

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlino la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT, come meglio descritto nel seguito.

#### CRR da correlazione su prove SPT

Il procedimento qui utilizzato si basa sulla relazione riportata nella figura che segue, originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), e successivamente confermata da Youd et al. (2001). La resistenza penetrometrica SPT è espressa come numero corretto di colpi  $N_1(60)$ , ossia normalizzato ad una pressione verticale efficace di 100 kPa e corretto per un valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale), come segue:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

In questa espressione:

$C_N$  = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace. In letteratura sono presenti diversi metodi per la valutazione del coefficiente correttivo  $C_N$ . Qui è stata applicata la relazione proposta da Liao e Whitman (1986):

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.5} \leq 1.7$$

in cui  $P_a$  è la pressione atmosferica, pari a 100 kPa, e  $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale in sito, in termini di sforzi efficaci.

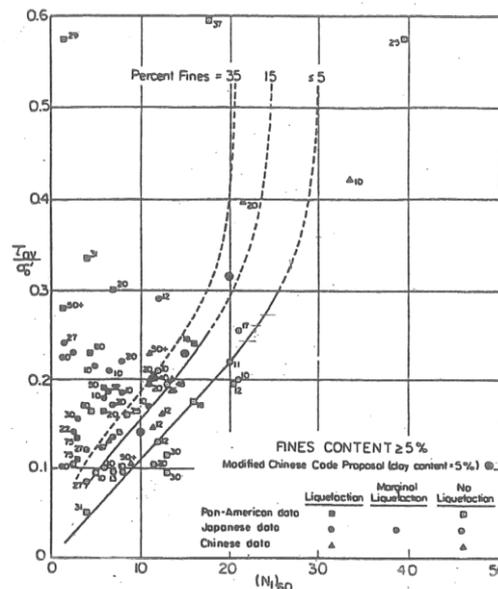
$C_E$  = coefficiente correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

in cui  $ER_m$  è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del meglio all'attrezzo campionario, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

I coefficienti  $C_B$  (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio),  $C_R$  (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e  $C_S$  (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionario) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).

Sull'asse delle ordinate è riportato il valore di CSR calcolato ed i corrispondenti valori di  $N_{1(60)}$  da siti in cui sono stati osservati o meno gli effetti della liquefazione per eventi simili avvenuti in passato, con magnitudo 7.5. Le corrispondenti curve CRR sono state determinate all'interno del grafico in modo da separare chiaramente i dati corrispondenti all'avvenuta liquefazione da quelli per i quali non è stato osservato il fenomeno in esame.



**Figura 13: Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e  $N_{1(60)}$  – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985).**

Le curve sono valide per eventi simili di magnitudo pari a 7.5, per cui è necessario introdurre un fattore di scala (MSF) per adattare le curve di CRR alla magnitudo di riferimento per il caso in esame, come indicato in precedenza.

Le curve di resistenza ciclica sono state inoltre riferite a terreni aventi diverso contenuto di fine, a partire dalla curva di riferimento corrispondente alla sabbia pulita ( $FC < 5\%$ ).

La curva di riferimento per sabbie pulite è descritta dalla seguente equazione (Rauch, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

L'equazione è valida per  $N_{1(60)} < 30$ . Nel caso in cui sia  $N_{1(60)} \geq 30$ , le sabbie pulite sono classificate come non liquefacibili, a causa della loro elevata densità.

L'equazione che segue (Idriss e Seed, come riportato da Youd et al. 2001) viene utilizzata per la correzione di valori di  $N_{1(60)}$  ai valori corrispondenti per sabbia pulita  $N_{1(60)cs}$ :

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

Nella quale:

$a = 0$  per  $FC < 5\%$

$a = \exp [1.76 - (190/FC^2)]$  per  $5\% < FC < 35\%$

$a = 5$  per  $FC \geq 35\%$

$b = 1$  per  $FC < 5\%$

$b = [0.99 + (FC \cdot 1.5/1000)]$  per  $5\% < FC < 35\%$

$b = 1.2$  per  $FC \geq 35\%$

La resistenza alla liquefazione aumenta meno che proporzionalmente al crescere della tensione di confinamento. Una rappresentazione di tale relazione è stata proposta da Hynes e Olsen (1999) e riportata da Youd et al. (2001), elaborata sulla base dei risultati di prove cicliche in laboratorio. In particolare, gli autori raccomandano di utilizzare il seguente coefficiente di correzione:

$$k_\sigma = \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{(f-1)} \leq 1$$

dove:

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento

$f$  = fattore che dipende dalla densità relative del materiale in sito.

In accordo a Youd et al. (2001) il fattore "f" si può stimare come segue, sia per sabbie pulite o limose e per ghiaie:

$40\% < D_R < 60\%$        $f = 0.7 \div 0.8$

$60\% < D_R < 80\%$        $f = 0.6 \div 0.7$

In conclusione, in accordo a Youd et al. (2001) il fattore di sicurezza FL rispetto al fenomeno della liquefazione vale:

$$FL = (CRR7.5/CSR) MSF k_s$$

I risultati di seguito presentati mostrano che la verifica a liquefazione non è soddisfatta per la maggior parte dei campioni.

litotipo	sondaggio	campione	Mw	ag	z (m)	zw (m)	γ (kN/m³)	σv (kPa)	u (kPa)	σ'v0 (kPa)	σ'v0 /Pa	N <sub>SPT</sub>
sabbia con limo	S3	CI2	7.06	0.542	12.75	12.70	20	255	1	254.5	2.55	100
sabbia con limo	S3	CI3	7.06	0.542	16.25	12.70	20	325	36	289.5	2.90	27
sabbia con limo	S3	CI4	7.06	0.542	26.25	12.70	20	525	136	389.5	3.90	28
sabbia con limo	S3	CI5	7.06	0.542	38.25	12.70	20	765	256	509.5	5.10	-
sabbia con limo	S3	CR1	7.06	0.542	44.25	12.70	20	885	316	569.5	5.70	-
sabbia con limo	S4	CI3	7.06	0.542	15.75	12.7	20	315	31	284.5	2.85	23
sabbia con limo	S4	CI4	7.06	0.542	29.25	12.7	20	585	166	419.5	4.20	-
limo con sabbia	S1	CI2	7.06	0.542	14.25	12.70	21	299	16	283.8	2.84	25
limo con sabbia	S2	CI1	7.06	0.542	9.75	3.72	21	205	60	144.5	1.44	-
limo con sabbia	S4	CI5	7.06	0.542	40.25	12.7	21	845	276	569.8	5.70	-

Bazaara (1967)																	
Dr (%)	C <sub>N</sub>	C <sub>E</sub>	C <sub>R</sub>	N <sub>60</sub>	FC	α	β	N <sub>60cs</sub>	MSF	CRR	rd	tau_m (kPa)	CSR	k <sub>σ</sub>	FL		
96%	0.63	1.00	1.00	63	54	5.00	1.20	30	1.10	0.468	0.83	74.96	0.29	0.756	1.32		
68%	0.59	1.00	1.00	16	46	5.00	1.20	24	1.10	0.274	0.72	82.39	0.28	0.727	0.77		
66%	0.51	1.00	1.00	14	55	5.00	1.20	22	1.10	0.242	0.53	97.88	0.25	0.665	0.71		
66%	0.59	1.00	1.00	14	17	3.04	1.06	17	1.10	0.186	0.74	81.65	0.29	0.731	0.52		
67%	0.59	1.00	1.00	15	35	5.00	1.20	23	1.10	0.254	0.79	82.86	0.29	0.731	0.70		

Figura 14: Risultati della verifica a liquefazione

Nei casi nei quali il fattore di sicurezza è risultato, solo localmente, inferiore a 1 si è provveduto ad eseguire anche una stima dell'Indice del Potenziale di Liquefazione IPL, che misura degli effetti del fenomeno sulla base di larghezza e profondità delle zone liquefacibili ed è definito come (Iwasaki 1982 o Sonmez 2003):

$$IPL = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

nella quale:

**Iwasaki**

F(z) è una funzione del fattore di sicurezza pari a:

$$F(z) = 0 \quad \text{se } FL > 1$$

$$F(z) = 1 - FL \quad \text{se } FL < 1$$

**Sonmez**

$$F(z) = 0 \quad \text{se } FL \geq 1.2 \text{ (liquefazione non possibile)}$$

$$F(z) = 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18.427 \cdot FL) \quad \text{se } 0.95 < FL < 1.2$$

$$F(z) = 1 - FL \quad \text{se } FL < 0.95$$

Indicando con  $z_{crit}$  = "profondità critica", la profondità massima alla quale gli strati liquefatti producono effetti in superficie, la funzione  $w(z)$  risulta pari a:

$$w(z) = 20 - 2 \cdot z \quad \text{se } z_{crit} = 10 \text{ m}$$

$$w(z) = 10 - 0.5 \cdot z \quad \text{se } z_{crit} = 20 \text{ m}$$

Nel presente caso si è assunto un valore di  $z_{crit} = 20 \text{ m}$ , in quanto mediamente al di sotto di tale profondità, per motivi legati alla presenza del substrato argilloso non è possibile che si inneschino fenomeni di liquefazione.

Sulla base dei valori dell'Indice del Potenziale di liquefazione è possibile definire le categorie riportate nella Figura 15.

IPL	Rischio di liquefazione
$IPL = 0$	Non liquefacibile
$0 < IPL \leq 2$	Basso
$2 < IPL \leq 5$	Moderato
$5 < IPL \leq 15$	Alto
$IPL > 15$	Molto alto

Figura 15: Categorie di rischio per il fenomeno della liquefazione sulla base dei valori del fattore IPL

I risultati di seguito riportati indicano un rischio di liquefazione moderato.

	IPL=	IWASAKI			SONMEZ		
		2.3			2.3		
$\tau_{m} / \sigma'_{V0}$	z (m)	F(z)	w(z)	F(z)*w(z)	F(z)	w(z)	F(z)*w(z)
0.10	16.25	0.230	1.875	0.431	0.230	1.875	0.431
0.06	26.25	0.294	-3.125	0.000	0.294	-3.125	0.000
0.10	15.75	0.478	2.125	1.016	0.478	2.125	1.016
0.10	14.25	0.300	2.875	0.863	0.300	2.875	0.863

Figura 16: Indice del potenziale di liquefazione e rischio di liquefazione.