



## COMUNE DI CATANZARO

### PROGETTAZIONE



Via Belvedere 8/10  
30035 Mirano (VE)  
www.fm-ingegneria.com  
fm@fm-ingegneria.com

tel 041-5785711  
fax 041-4355933



Via Belvedere 8/10  
30035 Mirano (VE)  
www.fm-ingegneria.com  
divisioneimpianti@fm-ingegneria.com

tel 041-5785711  
fax 041-4355933



Napoli  
Via Filangieri, 11  
sispi.ced@sispinet.it

tel. +39 081 412641



80131 Napoli  
Viale DEGLI ASTRONAUTI, 8  
amministrazione@giaconsulting.it

tel. +39 081 0383761

### PROGETTO

COMUNE DI CATANZARO  
LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLE OPERE  
INTERNE DEL PORTO DI CATANZARO MARINA

### EMISSIONE

PROGETTO DEFINITIVO

### DISCIPLINA

GEOTECNICA

### TITOLO

A - PARTE GENERALE  
Relazione Sismica

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.

ELABORATO N.

**A32**

DATA: 22/07/2019	SCALA: -	FILE: 1259_A32_0.doc	J.N. 1259/19
PROGETTO A. Bortoluzzi	DISEGNO A. Bortoluzzi	VERIFICA R. Bullo	APPROVAZIONE T. Tassi



SOMMARIO

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
2.1.	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI .....	5
2.2.	NORMATIVA EUROPEA E INTERNAZIONALE .....	5
2.3.	LEGISLAZIONE REGIONALE DI RIFERIMENTO .....	5
<b>3</b>	<b>CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA .....</b>	<b>6</b>
3.1.	CLASSIFICAZIONE SISMICA TERRITORIO ITALIANO E REGIONALE .....	8
<b>4</b>	<b>IL RISCHIO SISMICO .....</b>	<b>11</b>
4.1.	IL RISCHIO SISMICO IN ITALIA.....	11
4.2.	SIMICITÀ DEL TERRITORIO PROVINCIALE DI CATANZARO.....	13
<b>5</b>	<b>SISMICITA' STORICA DELL'AREA .....</b>	<b>15</b>
5.1.	CPTI15.....	15
5.2.	DBMI15.....	19
5.3.	NT4.1 .....	25
<b>6</b>	<b>ZONAZIONE SIMOGENETICA.....</b>	<b>28</b>
<b>7</b>	<b>PARAMETRI SISMICI.....</b>	<b>30</b>
7.1.	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO .....	30
7.2.	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	31
7.3.	PERIODO DI RIFERIMENTO .....	31
7.4.	AZIONI SISMICHE SULLA STRUTTURA.....	33
7.4.1.	<i>Stato limite di Danno (SLD)</i> .....	33
7.4.2.	<i>Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV)</i> .....	34
<b>8</b>	<b>ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE .....</b>	<b>35</b>
8.1.	SELEZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI.....	35
8.2.	MODELLO GEOLOGICO-TECNICO E GEOFISICO .....	38
8.3.	ANALISI NUMERICHE .....	40
8.3.1.	<i>Stato limite di Salvaguardia della vita SLV (Tr 712 anni)</i> .....	41
<b>9</b>	<b>VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE.....</b>	<b>43</b>
9.1.	PREMESSA .....	43
9.2.	IL FENOMENO "LIQUEFAZIONE" .....	43
9.3.	ANALISI QUANTITATIVA: METODI PER IL CALCOLO DEL FATTORE DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE TRAMITE SPT .....	44
9.3.1.	<i>Metodi Semplificati</i> .....	45
9.3.2.	<i>Valutazione della resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclici: correlazioni basate su prove in sito e in laboratorio</i> .....	45
9.3.3.	<i>Calcolo Delle Sollecitazioni Di Taglio Indotte</i> .....	46
9.3.4.	<i>Procedura di calcolo</i> .....	47
9.3.5.	<i>METODO DI SEED E IDRIS (1982)</i> .....	48
9.3.6.	<i>METODO DI TOKIMATSU E YOSHIMI (1983)</i> .....	49
9.3.7.	<i>METODO NCEER (1996), YOU D ET AL. (2001)</i> .....	50
9.3.8.	<i>METODO DI IDRIS &amp; BOULANGER (2004)</i> .....	55
9.3.9.	<i>RISULTATI DA PROVA SPT</i> .....	57
<b>10</b>	<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>59</b>

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione sismica viene redatta relativamente al progetto definitivo “Porto di Catanzaro Marina – Lavori di completamento delle opere interne portuali in conformità al P.R.P.”. L’ambito di intervento si trova nella porzione di porto a sud di Lungomare Stefano Pugliese.

L’analisi storica degli eventi sismici che maggiormente hanno caratterizzato l’area interessata dal nuovo parcheggio multipiano deriva da uno studio basato su dati registrati e pubblicati in rete dall’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (I.N.G.V.). Lo studio ha permesso di analizzare i terremoti a partire dal 1200 fino ai giorni d’oggi.

Dopo una breve descrizione delle normative nazionali e regionali vigenti in materia sismica, saranno dettate le procedure di classificazione sismica dell’area, sulla base:

- delle direttive legislative,
- della sismicità storica dell’area oggetto d’intervento in funzione dei dati divulgati nel web dall’I.N.G.V.,
- della zonazione sismogenetica,
- degli effetti di amplificazione locale.

L’esame accurato delle singole procedure, permetterà di definire l’attività sismica che si può verificare il loco, definita in termini di accelerazione massima orizzontale ( $a_g$ ) e di Magnitudo Momento (M).

La conoscenza delle caratteristiche geofisiche dei terreni di fondazione è stata desunta dalle campagne di indagini eseguita nel maggio 2014, nell’aprile 2000 e nel luglio 2019:

Aprile 2000

6 sondaggi geognostici con prove  
SPT in foro

Maggio 2014

3 prove DPSH  
2 prove geofisiche tipo MASW  
1 misura HVSr

Luglio 2019

3 prove geofisiche tipo MASW

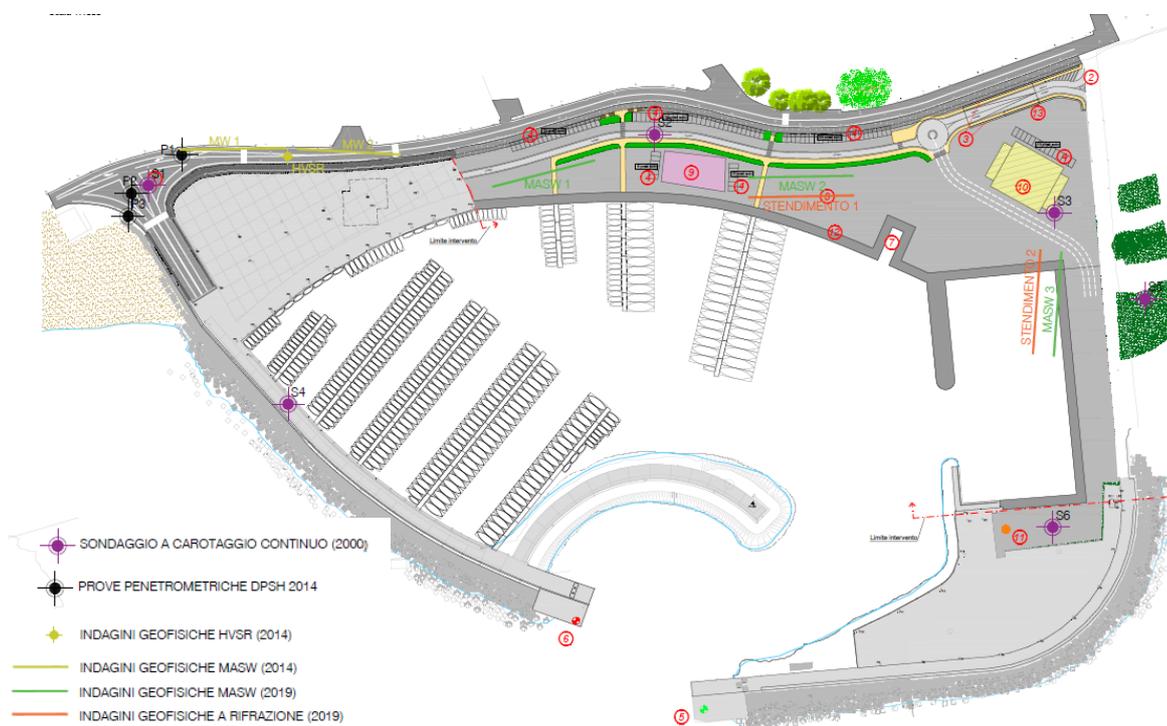


Figura 1 Ubicazione indagini di riferimento.

L’area oggetto di studio è individuata dalle seguenti coordinate geografiche (gradi decimali):

Latitudine: 38.83 °  
Longitudine: 16.63°



*Figura 2 - Vista aerea dell'ubicazione dell'area di intervento.*

---

## **2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I criteri di progettazione, dimensionamento e verifica sono conformi alle seguenti direttive:

### **2.1. LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI**

- [1] L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- [2] D.M. 17.01.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni”.
- [3] Circ. Min. LL. PP. n°7 21.01.2019 Istruzioni per l'applicazione delle " Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.

### **2.2. NORMATIVA EUROPEA E INTERNAZIONALE**

- [4] Eurocodice 1 – “Basi della progettazione ed azioni sulle strutture”.
- [5] Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- [6] Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture in acciaio”.
- [7] Eurocodice 4 – “Progettazione delle strutture miste acciaio/calcestruzzo”.
- [8] Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica”.

### **2.3. LEGISLAZIONE REGIONALE DI RIFERIMENTO**

- [9] Delibera della giunta della Regione Calabria n.47 del 10 febbraio 2004 con oggetto: Prime disposizioni di attuazione dell'OPCM n. 3274/2003 recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, con particolare riferimento all'allegato A, “Classificazione sismica dei comuni dell'Emilia Romagna”;
- [10] Legge regionale 2 ottobre 2018, n. 37 “Modifiche alla legge regionale 31 dicembre 2015, n. 37”.
- [11] Legge regionale 31 dicembre 2015, n. 37 “Modifiche alla legge regionale 19 ottobre 2009, n. 37”.
- [12] Legge regionale 19 ottobre 2009, n. 37 “Procedure per la denuncia degli interventi di carattere strutturale e per la pianificazione territoriale in prospettiva sismica”

### 3 CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA

In base all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone", il Comune di Bologna (BO) è classificato in **zona 3** ed è contrassegnato da un parametro di accelerazione massima orizzontale  $a_g$  compreso nell'intervallo **0.150-0.175-g m/s<sup>2</sup>** (valore riferito ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni) come segnalato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

Provincia	Codice ISTAT	Denominazione	Coordinate	Categoria			
				Decreti fino al 1984	Proposta GdL 1998	O.P.C.M. 3274/03	Riclassificazione sismica del territorio italiano (2004-2014)
CATANZARO	079023	CATANZARO MARINA	38°49'38.14N 16°38'5.46"E	2	2	2	2

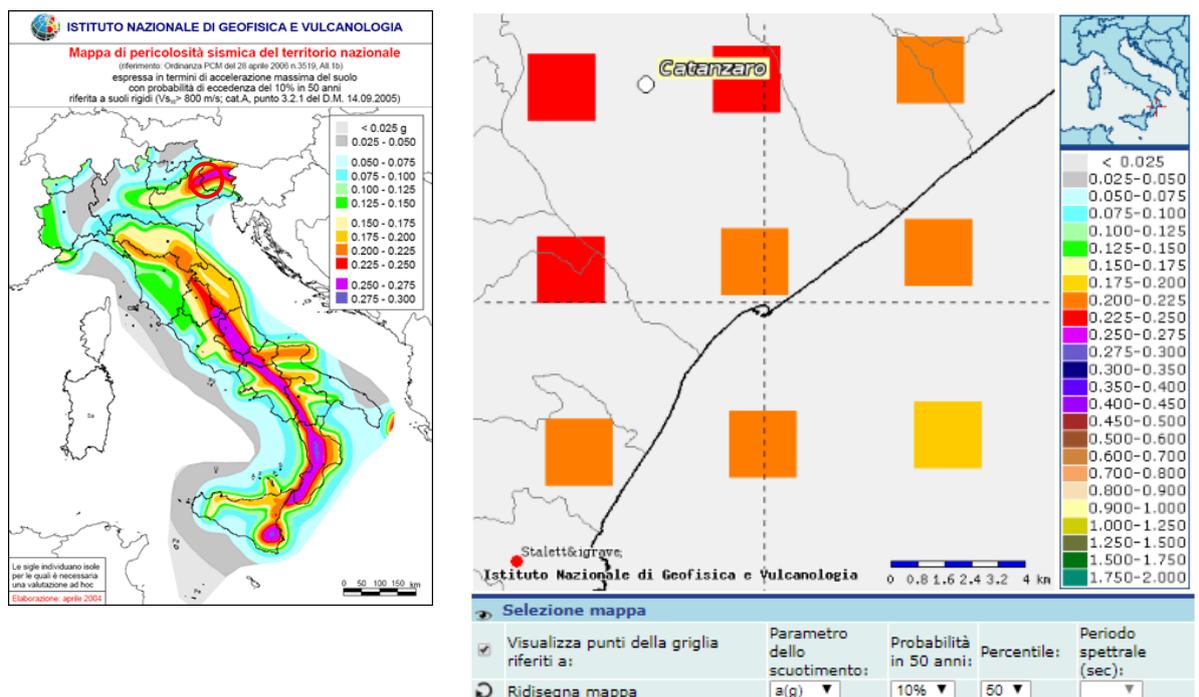


Figura 3. Classificazione sismica del Comune di Catanzaro (OPCM 3519/06).

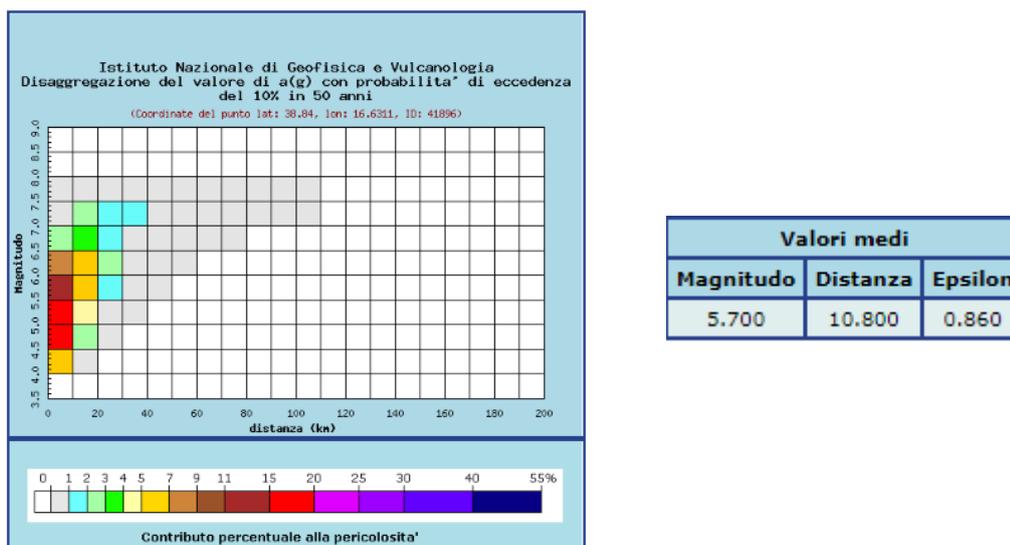


Figura 4. Disaggregazione  $a_g$  (10%).

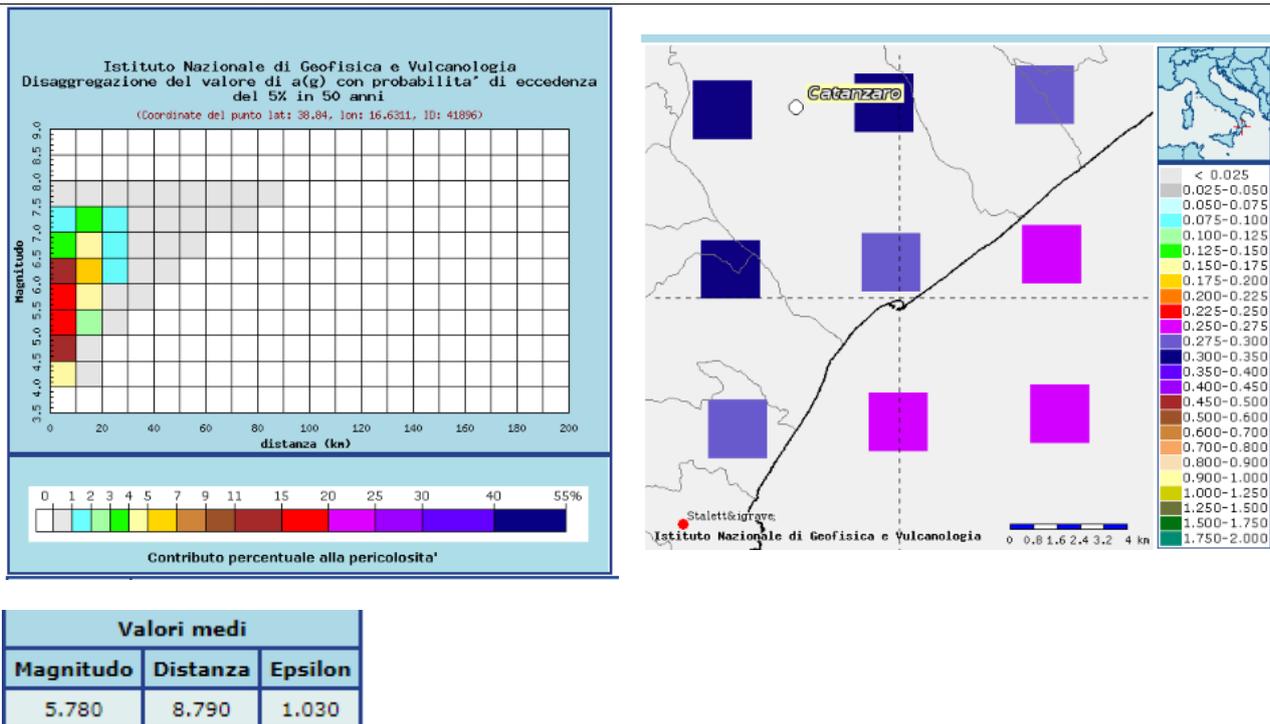


Figura 5. Disaggregazione  $a_g$  (5%).

Studi recenti per la determinazione della Magnitudo sono quelli di D. Spallarossa e S. Basani, anno 2007, relativi alla "Disaggregazione della pericolosità sismica in termini M-R- $\epsilon$ ".

La disaggregazione è un processo che permette di valutare il contributo di differenti scenari M- R- $\epsilon$  alla pericolosità sismica. È pertanto utile alla definizione del terremoto di scenario (scenario che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica) per studi di microzonazione, analisi di liquefazione, studi di stabilità dei versanti.

Le immagini seguenti riportano, per il comune d'interesse, la disaggregazione del valore di  $a_g$  con i contributi alla pericolosità sismica determinati con probabilità di eccedenza rispettivamente del 10% (Tra=475 anni) in 50 anni e del 5% (Tra=975 anni) in 50 anni, ovvero:

$$TR = VR / [-\ln(1-P_{VR})]$$

$$TR = 50 / [-\ln(1-0.10)] = 475 \text{ anni (Tempo di ritorno)}$$

$$TR = 50 / [-\ln(1-0.05)] = 975 \text{ anni (Tempo di ritorno)}$$

Si fa presente che il tempo di ritorno per un'opera caratterizzata da un periodo di riferimento  $V_R$  di 75 anni in condizione SLV (probabilità di superamento del 10%) è **712** anni.

Nei paragrafi a seguire si riportano le mappe cromatiche con la classificazione sismica storica del territorio italiano, dall'anno 1984 fino alla riclassificazione del 2014, sulla base delle normative nazionali e regionali vigenti; per la Calabria si è fatto riferimento alle Delibere Regionali di cui al paragrafo 2.3.

### 3.1. CLASSIFICAZIONE SISMICA TERRITORIO ITALIANO E REGIONALE



Figura 6. Classificazione sismica del territorio italiano (1984).

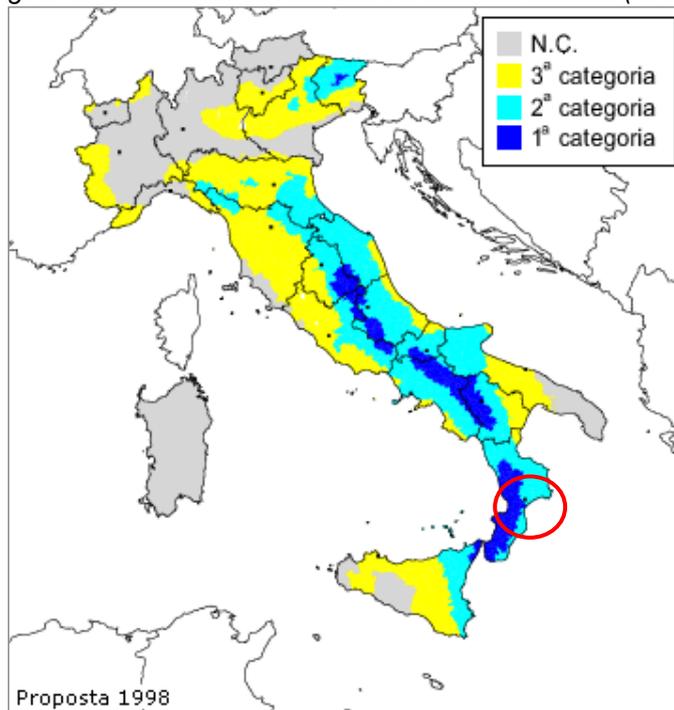


Figura 7. Classificazione sismica del territorio italiano (Proposta GdL 1998).

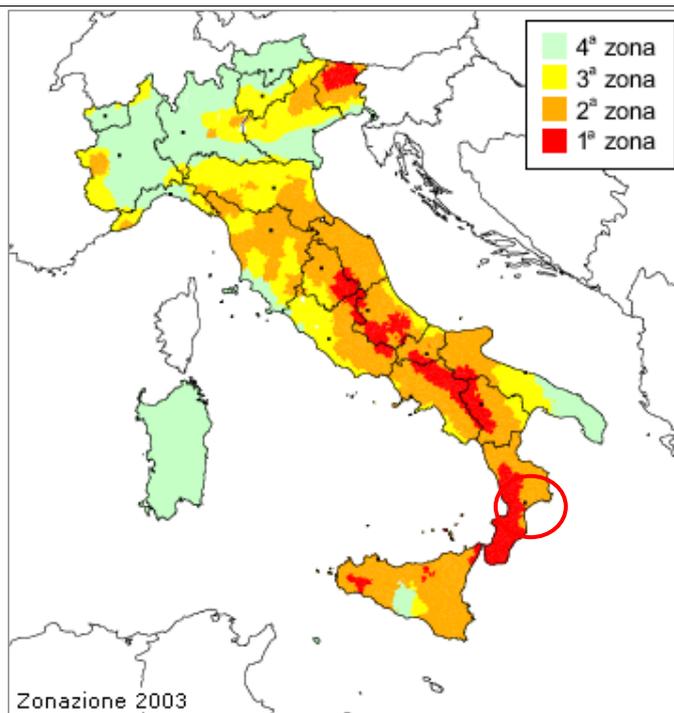


Figura 8. Classificazione sismica del territorio italiano (OPCM 3274/03).

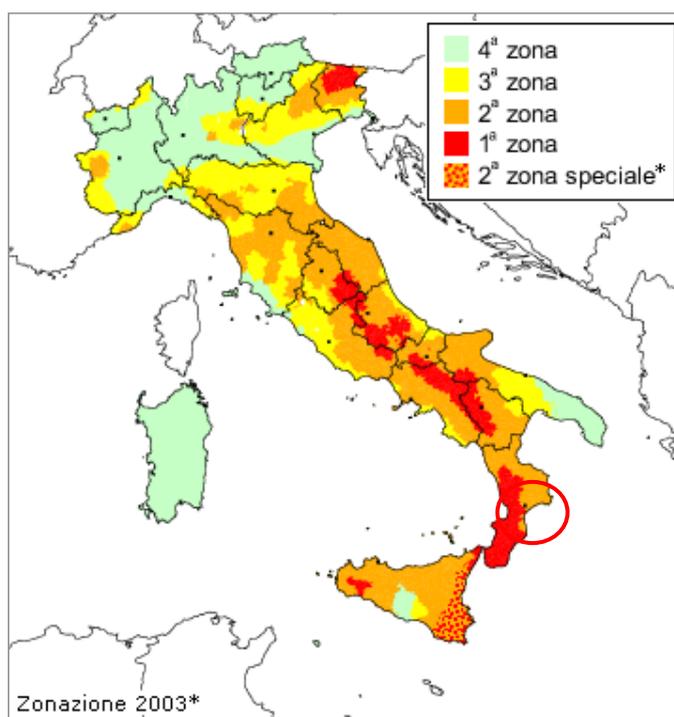


Figura 9. Riclassificazione sismica del territorio italiano (2004).

### classificazione sismica 2004

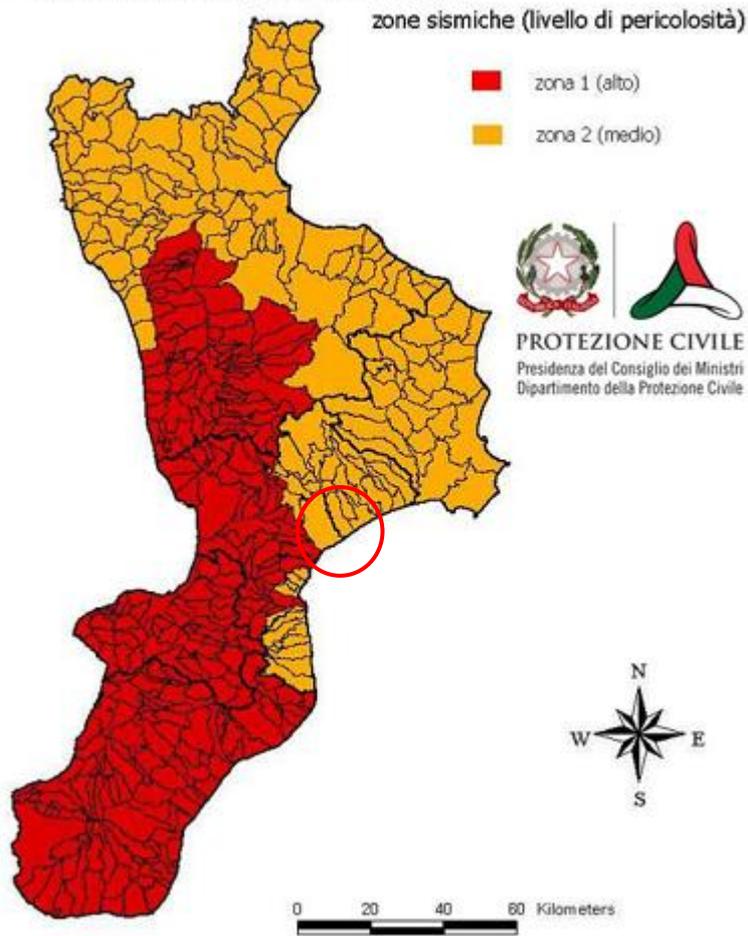


Figura 10. Classificazione sismica del territorio calabrese (legislazione regionale)

## 4 IL RISCHIO SISMICO

### 4.1. IL RISCHIO SISMICO IN ITALIA

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo, per la frequenza dei terremoti che hanno storicamente interessato il suo territorio e per l'intensità che alcuni di essi hanno raggiunto, determinando un impatto sociale ed economico rilevante. La sismicità della Penisola italiana è legata alla sua particolare posizione geografica, perché è situata nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica ed è sottoposta a forti spinte compressive, che causano l'accavallamento dei blocchi di roccia.

In 2500 anni, l'Italia è stata interessata da più di 30.000 terremoti di media e forte intensità superiore al IV-V grado della scala Mercalli) e da circa 560 eventi sismici di intensità uguale o superiore all'VIII grado della scala Mercalli (in media uno ogni 4 anni e mezzo). Solo nel XX secolo, ben 7 terremoti hanno avuto una magnitudo uguale o superiore a 6.5 (con effetti classificabili tra il X e XI grado Mercalli). La sismicità più elevata si concentra nella parte centro-meridionale della penisola - lungo la dorsale appenninica (Val di Magra, Mugello, Val Tiberina, Val Nerina, Aquilano, Fucino, Valle del Liri, Beneventano, Irpinia) - in Calabria e Sicilia, ed in alcune aree settentrionali, tra le quali il Friuli, parte del Veneto e la Liguria occidentale.

Data	Area epicentrale	Intensità (MCS)	Magnitudo (Maw)	Vittime
8 settembre 1905	Calabria	XI	7.1	557
23 ottobre 1907	Calabria meridionale	VIII-IX	5.9	167
28 dicembre 1908	Reggio C. - Messina	XI	7.2	85.926
7 giugno 1910	Irpinia - Basilicata	VIII-IX	5.9	50 ca.
15 ottobre 1911	Area etnea	X	5.3	13
8 maggio 1914	Area etnea	IX	5.3	69
13 gennaio 1915	Marsica (Abruzzo)	XI	7.0	32.610
26 aprile 1917	Val Tiberina	IX	5.8	20 ca.
29 giugno 1919	Mugello	IX	6.2	100 ca.
7 settembre 1920	Garfagnana	IX-X	6.5	171
27 marzo 1928	Carnia (Friuli)	VIII-IX	5.7	11
23 luglio 1930	Alta Irpinia	X	6.7	1404
30 ottobre 1930	Senigallia	IX	5.9	18
26 settembre 1933	Maiella	VIII-IX	5.7	12
18 ottobre 1936	Veneto-Friuli	IX	5.9	19
21 agosto 1962	Irpinia	IX	6.2	17
15 gennaio 1968	Valle del Belice	X	6.1	296
6 maggio 1976	Friuli	IX-X	6.4	965
23 novembre 1980	Irpinia-Basilicata	X	6.9	2734
26 settembre 1997	Umbria-Marche	VIII-IX	6.1	11

Figura 11. I maggiori terremoti italiani del secolo.

I terremoti che hanno colpito la Penisola hanno causato danni economici consistenti, valutati per gli ultimi quaranta anni in circa 135 miliardi di euro, che sono stati impiegati per il ripristino e la ricostruzione post-evento. A ciò si devono aggiungere le conseguenze non traducibili in valore economico sul patrimonio storico, artistico, monumentale.

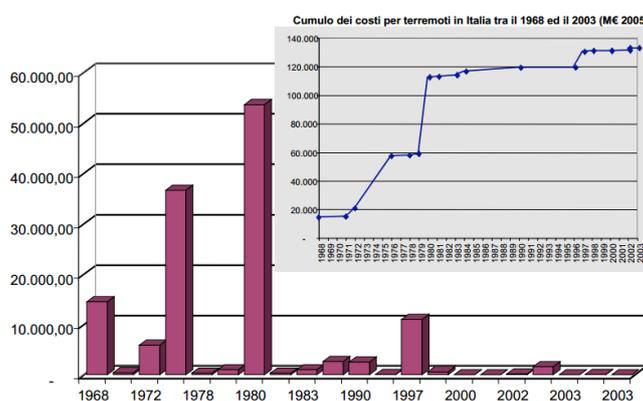


Figura 12. I Costo dei terremoti dal 1968 al 2003.

In Italia, il rapporto tra i danni prodotti dai terremoti e l'energia rilasciata nel corso degli eventi è molto più alto rispetto a quello che si verifica normalmente in altri Paesi ad elevata sismicità, quali la California o il Giappone. Ad esempio, il terremoto del 1997 in Umbria e nelle Marche ha prodotto un quadro di danneggiamento (senza tetto: 32.000; danno economico: circa 10 miliardi di Euro) confrontabile con quello della California del 1989 (14.5 miliardi di \$ USA), malgrado fosse caratterizzato da un'energia circa 30 volte inferiore. Ciò è dovuto principalmente all'elevata densità abitativa e alla notevole fragilità del nostro patrimonio edilizio.

La sismicità (frequenza e forza con cui si manifestano i terremoti) è una caratteristica fisica del territorio, al pari del clima, dei rilievi montuosi e dei corsi d'acqua. Conoscendo la frequenza e l'energia (magnitudo) associate ai terremoti che caratterizzano un territorio ed attribuendo un valore di probabilità al verificarsi di un evento sismico di una certa magnitudo, in un certo intervallo di tempo, possiamo definire la sua pericolosità sismica. Un territorio avrà una pericolosità sismica tanto più elevata quanto più probabile sarà, a parità di intervallo di tempo considerato, il verificarsi di un terremoto di una certa magnitudo.

Le conseguenze di un terremoto, tuttavia, non sono sempre gravi: molto dipende dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni alle azioni di una scossa sismica.

Questa caratteristica, o meglio la predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata da una scossa sismica, si definisce vulnerabilità. Quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali e modalità di costruzione, scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le conseguenze che ci si deve aspettare in seguito alle oscillazioni cui la struttura sarà sottoposta.

Data	Paese	Morti	Magnitudo
31/05/1970	Peru	66.000	7,8
09/02/1971	California, S.Fernando	65	6,5
23/12/1972	Nicaragua, Managua	5.000	6,2
04/02/1976	Guatemala	22.000	7,9
06/05/1976	Italy, Friuli	965	6,4
27/07/1976	Cina, Tangshan	250.000	7,6
04/03/1977	Romania, Vrancea	2.000	7,2
10/10/1980	Algeria, El Asnam	3.500	7,7
23/11/1980	Italy, Irpinia	2.734	6,9
11/06/1981	Southern Iran	3.000	6,9
13/12/1982	Yemen	2.800	6,0
19/09/1985	Mexico, Michoacan	9.500	7,9
07/12/1988	Turkey	25.000	7,0
17/10/1989	California, Loma Prieta	62	7,1
20/06/1990	Iran	50.000	7,7
17/01/1994	California, Northridge	57	6,7
17/01/1995	Japan, Kobe	5.466	7,2
26/09/1997	Umbria-Marche	11	5,8
17/08/1999	Turkey, Izmit	17.000	7,4
20/09/1999	Taiwan	2295	7,6
26/01/2001	India	20.000	7,6
21/05/2003	Algeria	2250	6,7
26/12/2003	Iran, Bam	25.000	6,6
23/10/2004	Japan, Niigata	36	6,8
26/12/2004	Sumatra	290.000	9,0
15/08/2007	Perù, Pisco	500	8,0
12/05/2008	China, Wenchuan	Oltre 70.000	8,0



Rischio sismico in Italia

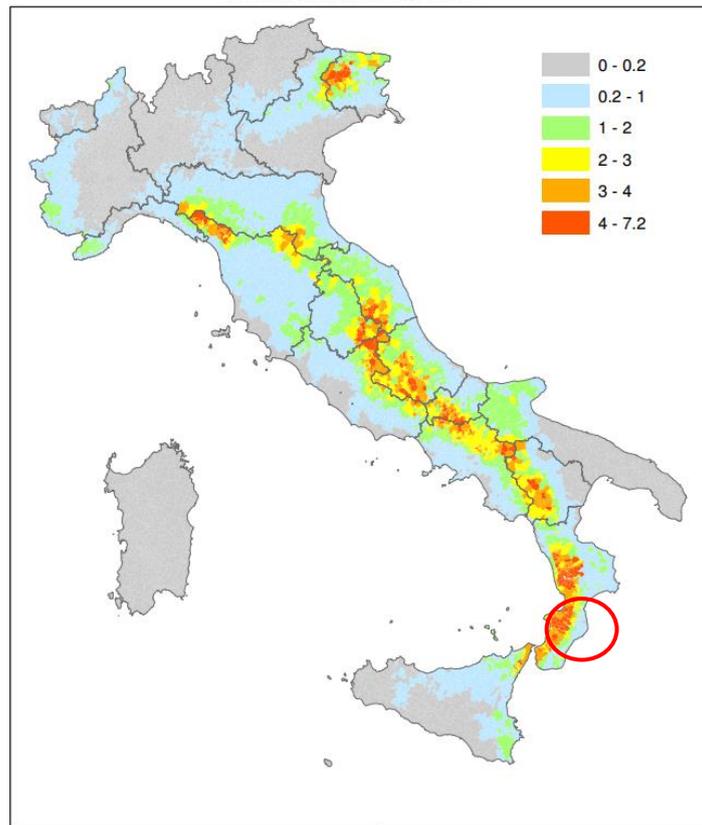


Figura 13. Valore atteso di abitazioni crollate per comune.

Infine, la maggiore o minore presenza di beni a rischio e, dunque, la conseguente possibilità di subire un danno (economico, in vite umane, ai beni culturali, ecc..), viene definita esposizione (di vite umane, beni economici, beni culturali). Il rischio sismico è determinato da una combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione ed è la misura dei danni che, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti), ci si può attendere in un dato intervallo di tempo. In Italia, possiamo attribuire alla pericolosità sismica un livello medio-alto, per la frequenza e l'intensità dei fenomeni che si susseguono. La Penisola italiana, però, rispetto ad altri Paesi, come la California o il Giappone, nei quali la pericolosità è anche maggiore, ha una vulnerabilità molto elevata, per la notevole fragilità del suo patrimonio edilizio, nonché del sistema infrastrutturale, industriale, produttivo e delle reti dei servizi. Il terzo fattore, l'esposizione, si attesta su valori altissimi, in considerazione dell'alta densità abitativa e della presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale unico al mondo. In questo senso è significativo l'evento del 1997 in Umbria e Marche, che ha fortemente danneggiato circa 600 chiese e, emblematicamente, la Basilica di S. Francesco d'Assisi.

L'Italia è dunque un Paese ad elevato rischio sismico, inteso come perdite attese a seguito di un terremoto, in termini di vittime, danni alle costruzioni e conseguenti costi diretti e indiretti.

#### 4.2. SIMICITÀ DEL TERRITORIO PROVINCIALE DI CATANZARO

La Stretta di Catanzaro ricade nel contesto geologico regionale dell'Arco calabro-peloritano (Amodio-Morelli et al., 1976), un'ampia porzione d'origine alpina dalla caratteristica forma ad arco, interposta tra la catena magrebide (ad andamento E-O) e l'Appennino meridionale (ad andamento NO-SE) (Ben Avraham et al., 1990). Strutturalmente, l'Arco calabro-peloritano, rappresenta un thrust-system prodotto dalla sovrapposizione, tra il

Cretaceo superiore ed il Paleogene, di una serie di unità cristallino-metamorfiche paleozoiche derivanti dalla deformazione di domini continentali ed oceanici.

Successivamente alla sua strutturazione, è stato interessato da un'intensa fase tettonica post-orogena estensionale, iniziata dal Pliocene Superiore e tutt'ora in atto (Westaway, 1993; Wortel & Spacman, 1993; De Jonge et al., 1994; Tortorici et al., 1995; Monaco et al., 1996).

L'estensione ha prodotto un'ampia zona di rift, denominata da Monaco & Tortorici (2000) "rift-zone siculocalabra" (Fig. 2), strutturata da un sistema di faglie normali sismogeniche (Postpischl, 1985; Boschi et al., 1995), che si estende dalla costa orientale della Sicilia, attraverso lo Stretto di Messina, fino al settore nord-occidentale della Calabria.

Le faglie presentano direzioni variabili tra N-S e NE-SO e, meno frequentemente, evidenziano un andamento trasversale (direzioni medie ONO-ESE).

I singoli segmenti di faglia che costituiscono la riftzone hanno frammentato l'Arco calabro peloritano in bacini sedimentari marini, disposti sia parallelamente che trasversalmente rispetto alla direzione dell'Arco, ed in blocchi sollevati. Le faglie, che mostrano scarpate ben sviluppate e con sensibile grado di "freschezza" morfologica, in Calabria sollevano e delimitano i fronti dei principali sistemi montuosi (Aspromonte, Serre, Catena Costiera Sila).

I sistemi di faglie ad andamento trasversale della riftzone siculo-calabra rivestono un ruolo particolarmente importante nell'area in esame, in quanto individuano la depressione tettonica (graben) che corrisponde alla Stretta di Catanzaro.

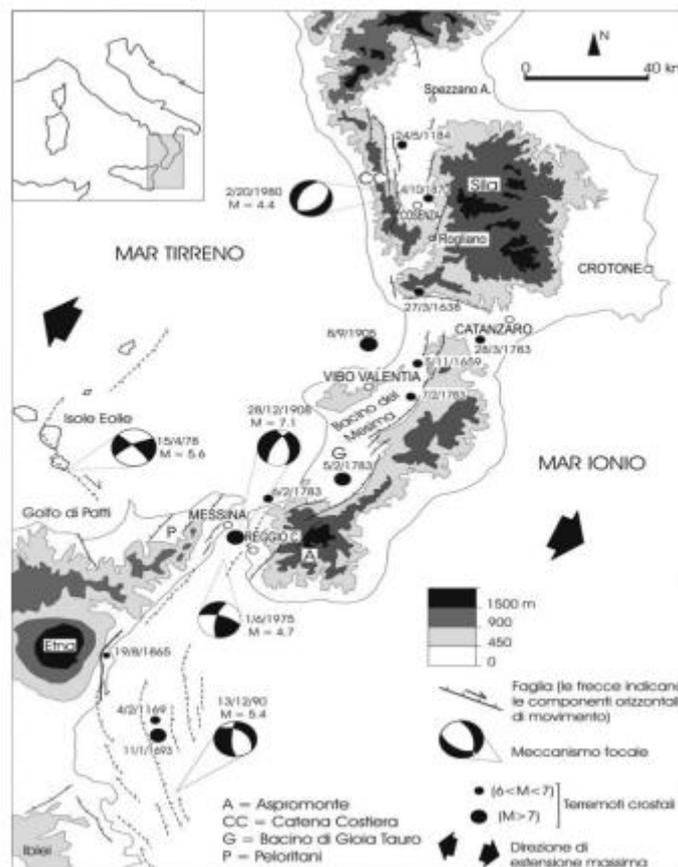


Figura 14 Caratteri sismotettonici della "rift-zone siculo-calabra" (da Monaco & Tortorici, 2000)

## 5 SISMICITA' STORICA DELL'AREA

Per l'analisi della sismicità che in passato ha interessato l'area in oggetto si è fatto riferimento ai seguenti cataloghi:

- **CPTI15** (luglio 2016), Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani;
- **DBMI15** (luglio 2016), Database Macrosismico utilizzato per la compilazione del CPTI;
- **NT4.1**, catalogo parametrico di terremoti di area italiana al di sopra della soglia del danno (aggiornamento marzo 1998).

### 5.1. CPTI15

La prima versione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, risalente al luglio del 1999 (CPTI99; Gruppo di Lavoro CPTI, 1999), fu concepita come catalogo di consenso per unificare e omogeneizzare, attraverso procedure di stima dei parametri uguali per tutti i terremoti, tutte le informazioni disponibili sui terremoti italiani fino ad allora prodotte da fonti diverse o riportate da cataloghi tra loro alternativi (NT4.1, Camassi e Stucchi, 1997; CFTI 1 e 2, Boschi et al., 1995;1997).

Nel maggio 2004 fu rilasciata una seconda versione pubblica (CPTI04, Gruppo di Lavoro CPTI, 2004) utilizzata per la compilazione della Mappa di Pericolosità Sismica del territorio nazionale MPS04 (Gruppo di Lavoro MPS, 2004; Stucchi et al., 2011). Tale versione era di fatto nuova solo per la finestra temporale 1981-2002, mentre consisteva in una pura trascrizione del precedente CPTI99 per la restante parte, se si esclude la conversione della magnitudo Ms a Mw attraverso formule empiriche.

Nel dicembre 2008 sono state pubblicate online le porzioni 1901-2006 del catalogo CPTI08 e del relativo Database Macrosismico DBMI08. Nel gennaio 2009 è stato avviato il completamento del catalogo e del database macrosismico, con riferimento alla porzione pre-1900. Questa operazione ha comportato anche un aggiornamento dei contenuti relativi alla finestra temporale già pubblicata. Alla data del 6 aprile 2009 il catalogo parametrico e il database macrosismico erano appena stati sottoposti all'ultima tornata di verifiche. Gli autori hanno allora ritenuto opportuno accelerare la pubblicazione di una porzione del catalogo e del Database Macrosismico, denominate CPTI08aq (Rovida e Gruppo di Lavoro CPTI, 2009) e DBMI08aq (Locati e Gruppo di lavoro DBMI, 2009), relative a un'area comprendente la zona colpita dai terremoti dell'Aquilano, per consentire agli operatori impegnati nell'area di utilizzare dati aggiornati.

Nel 2010 è stata pubblicata una versione aggiornata del catalogo, denominata CPTI10beta, che copre la finestra temporale 1000-2006. Questa versione è stata resa disponibile ai ricercatori che operano nell'ambito di progetti dell'Istituto per un periodo di sperimentazione. Oggi viene rilasciata la terza versione pubblica denominata CPTI11, che raccoglie le osservazioni emerse nel corso del predetto periodo. Questa versione non contiene i risultati di alcuni sviluppi metodologici realizzati nell'ambito del progetto EU "SHARE" (Seismic Hazard Harmonization in Europe); inoltre, non utilizza ancora un considerevole quantitativo di nuove informazioni reso disponibile da: Molin et al. (2008); Camassi et al. (2011); da alcuni studi recenti su singoli terremoti; la versione 2009 di ECOS (Faeh et al., 2011) e la versione 2010 di SisFrance (SisFrance, 2010).

Grazie anche agli sviluppi metodologici maturati nell'ambito di alcuni progetti europei e, soprattutto, al considerevole quantitativo di nuovi dati di intensità pubblicati in questi ultimi cinque anni, unitamente a stime aggiornate delle magnitudo strumentali, si è oggi realizzato un profondo aggiornamento del catalogo, denominato CPTI15.

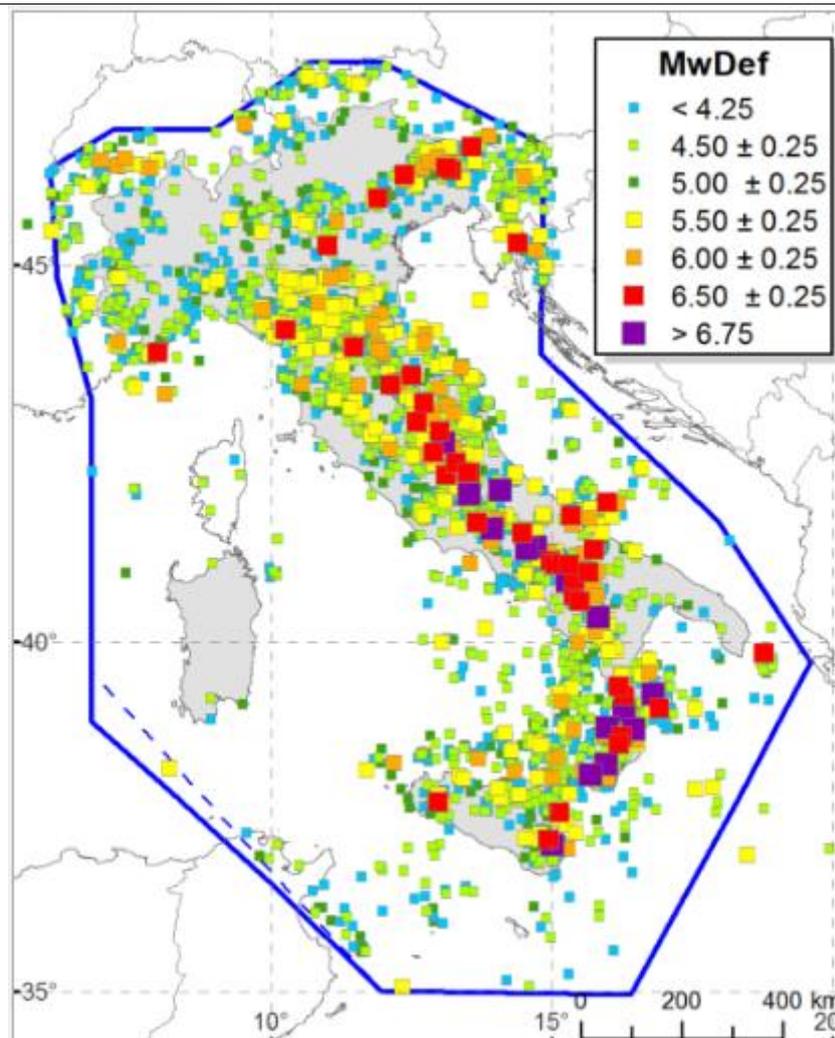


Figura 15 Distribuzione geografica degli epicentri dei terremoti contenuti in CPTI15 per classi di Mw.

Il catalogo contiene 4584 eventi di cui sono riportate le informazioni riepilogate nelle seguenti tabelle. La magnitudo utilizzata è la magnitudo momento (Mw) e in tutti i casi è riportata la relativa incertezza. Ad esso è associato un database di riferimento per poter compiere le necessarie correlazioni tra ciascun evento e il sito in esame. Da tutti gli eventi con dati di base è possibile selezionare le notizie in modo da definire "storie sismiche" dei singoli siti, identificanti cioè la successione temporale delle intensità risentite (in una definita località) rispetto alle intensità epicentrali dei vari eventi nel corso dei secoli.

Analizzando i dati di sito è necessario comunque tener conto che la ricostruzione dell'impatto di ogni singolo terremoto dipende sia dal livello di approfondimento delle ricerche, in relazione al contesto antropico in cui si è verificato un evento (densità e rilevanza degli insediamenti abitati), sia da fattori più propriamente fisici (condizioni di sito da cui dipendono i possibili effetti locali e di sito).

La consultazione del catalogo, ha permesso di estrapolare una quantità maggiore di informazioni; in particolare, per l'area in esame, entro un raggio di 50 km, **sono stati estratti 76 eventi principali**, riportati nelle seguenti figure.

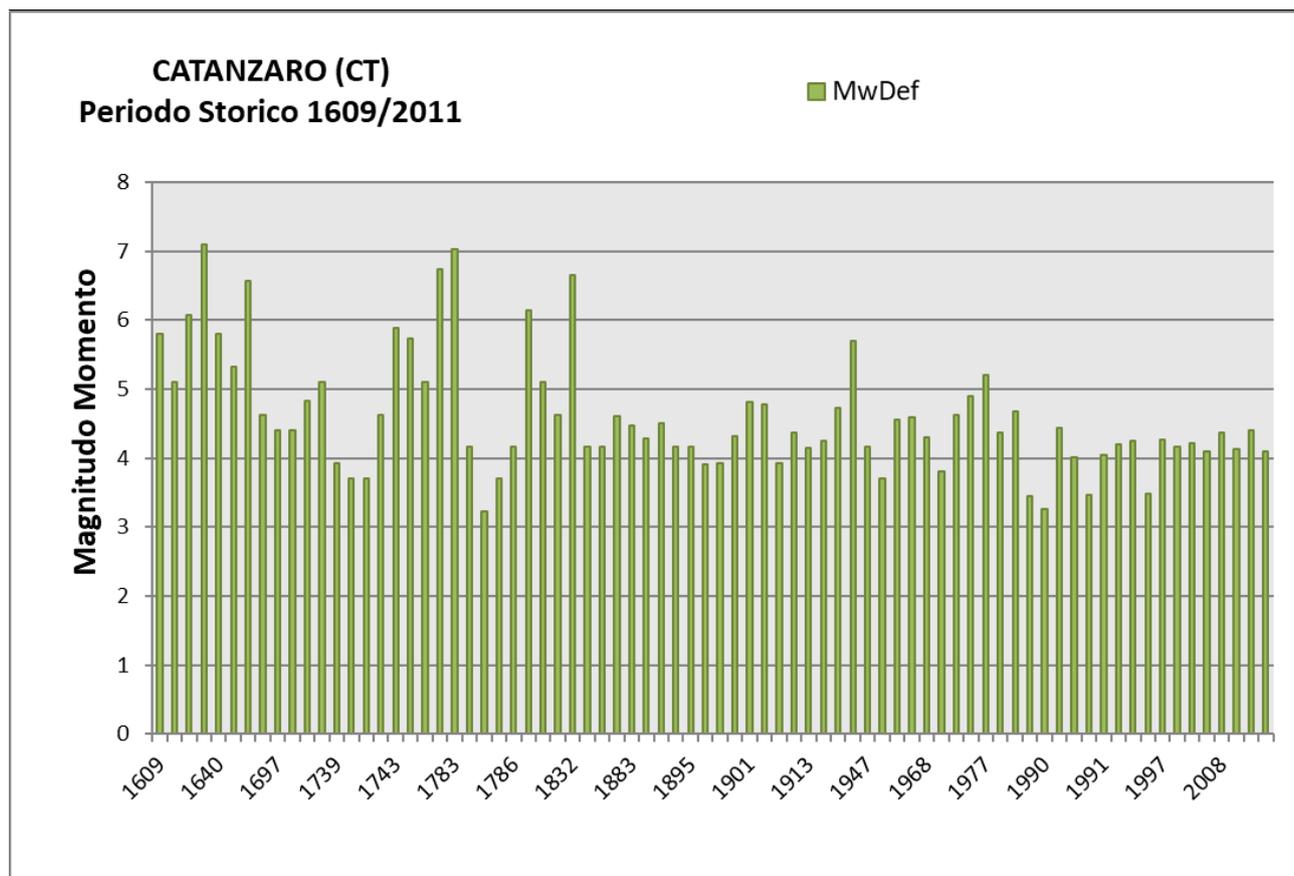


Figura 16. Successione temporale delle Magnitudo Momento.

Data					Effetti	In occasione del terremoto di		
Anno	mese	giorno	ora	minuto	$l_0$ (MCS)	Area epicentrale	$l_{mx}$ (MCS)	MwDef
1609	7	20			8-9	Calabria centrale	9	5.8
1624	2	3			7	Calabria centrale	7-8	5.1
1626	4	4	12	45	9	Calabria centrale	10	6.07
1638	3	27	15	5	11	Calabria centrale	11	7.09
1640	6	19			8-9	Calabria centrale	9	5.8
1640	6	22			7-8	Calabria centrale	7-8	5.33
1659	11	5	22	15	10	Calabria centrale	10	6.57
1688	7	20			6	Pizzo Calabro	6	4.63
1697	2	1	20		5-6	Calabria centrale	5-6	4.4
1728	5				5-6	Lamezia Terme	5-6	4.4
1735	9	6			6	Vibonese	6	4.82
1738	5	23			7	Calabria centrale	7	5.1
1739	3	6	2	30	4-5	Catanzarese	5-6	3.93
1740	2	24	13		4	Catanzarese	5	3.7
1740	3	26	17		4	Catanzarese	5	3.7
1740	3	30	17	30	6	Catanzarese	6-7	4.63
1743	12	7	7	45	8-9	Calabria centrale	9-10	5.88
1744	3	21	20		8	Sila Piccola	9	5.74
1761	5	3	8	15	7	Catanzaro	7	5.1
1783	2	7	13	10	10-11	Calabria centrale	10-11	6.74
1783	3	28	18	55	11	Calabria centrale	11	7.03
1783	11	20	11	58	5	Vibo Valentia	5	4.16
1784	3	20	13	30	3	Vibo Valentia	3	3.23
1785	4	13	7		4	Vibo Valentia	5	3.7
1786	2	23	7	40	5	Vibo Valentia	5	4.16
1791	10	13	1	20	9	Calabria centrale	9	6.14
1821	8	2			7	Calabria centrale	7-8	5.1
1821	9	13			6	Calabria centrale	6	4.63

1832	3	8	18	30	10	Crotone	10	6.65
1832	4	12			5	Calabria centrale	5	4.16
1851	2	15	17		5	Catanzaro	5	4.16
1869	11	28			5-6	Vibonese	6-7	4.6
1883	7	25	9	50	5	Calabria centrale	5	4.47
1884	5	4	20	13	4	Calabria centrale	5	4.29
1886	2	6	6	30	5-6	Vibonese	6	4.5
1889	1	10	19	10	5	Catanzarese	5	4.16
1895	9	15	10	25	5	Calabria centrale	5-6	4.16
1897	12	6	3	15	4	San Giovanni in Fiore	5	3.9
1898	4	21	5	35	4-5	Scigliano	5-6	3.93
1901	6	20	17	30	5	Catanzarese	5	4.31
1901	12	13	0	10	5	Calabria	5-6	4.81
1908	3	1	5	23	5	Calabria centrale	5	4.77
1910	3	31	18	38	4-5	Catanzarese	5-6	3.93
1912	11	7	14	12	5	Calabria centrale	6	4.37
1913	6	27	17		4	Calabria centrale	5	4.15
1929	1	6	14	13	6	Catanzarese	6	4.25
1936	4	7	5	41	5-6	Calabria centrale	5-6	4.72
1947	5	11	6	32	8	Calabria centrale	9	5.7
1947	6	29	20	20	5	Sila Piccola	6	4.16
1948	8	2	19	25	4	Catanzaro	5	3.7
1958	7	13	20	48	5-6	Sila Piccola	5-6	4.56
1958	10	27	10	9	5-6	Catanzarese	6	4.59
1968	7	17	19	11	5	Calabria centrale	5	4.3
1970	6	29	14	22	4	Catanzarese	4	3.8
1973	4	13	8	12	6	Sila Piccola	6-7	4.62
1976	4	6	9	8		Tirreno meridionale		4.9
1977	8	15	21	10		Calabria centrale	5-6	5.21
1980	3	1	19		5	Catanzarese	5-6	4.36
1980	12	9	5	50	6-7	Golfo di Sant'Eufemia	D	4.67
1989	3	27	6	8	5	Catanzarese	5-6	3.45
1990	1	24	3	51	5-6	Crotone	5-6	3.26
1990	1	24	4	45	5	Crotone	5-6	4.43
1990	1	24	16	18	5-6	Crotone	5-6	4.01
1990	1	24	16	40	4-5	Crotone	5-6	3.47
1991	4	24	13	22	5	Sila	5	4.04
1991	6	15	20	58		Golfo di Squillace		4.2
1994	3	26	0	41	4-5	Catanzarese	4-5	4.25
1995	3	22	20	34	5-6	Catanzarese	5-6	3.49
1997	6	9	14	10	6	Vibonese	6	4.27
2002	4	5	14	54	4	Sila	4	4.16
2004	4	17	5	14	4	Golfo di Squillace	4	4.21
2008	1	18	13	1		Sila		4.1
2008	4	8	17	20		Sila		4.37
2010	6	16	22	39		Golfo di Sant'Eufemia		4.13
2010	10	15	5	21		Catanzarese		4.4
2011	3	25	18	31		Golfo di Squillace		4.1

Figura 17. Successione temporale delle intensità macrosimiche rispetto alle intensità epicentrali.

L'evento sismico caratterizzato da una maggiore intensità è quello avvenuto nel 1638 nella Calabria centrale (Intensità degli effetti nel sito  $I_0 = 11$  (MCS),  $M_{aw} = 7.09$ ) con epicentro a circa 39 km da Catanzaro.

## 5.2. DBMI15

L'ultima versione del Database Macrosismico Italiano chiamata DBMI15 è stata rilasciata a luglio 2016 e aggiorna e sostituisce la precedente, DBMI11 (Locati et al., 2011).

DBMI fornisce un set di dati di intensità macrosismica relativo ai terremoti italiani nella finestra temporale 1000-2014. I dati provengono da studi di autori ed enti diversi, sia italiani che di paesi confinanti (Francia, Svizzera, Austria, Slovenia e Croazia).

I dati di intensità macrosismica (MDP, Macroseismic Data Point) sono raccolti e organizzati da DBMI per diverse finalità. La principale è fornire una base di dati per la determinazione dei parametri epicentrali dei terremoti (localizzazione e stima di magnitudo) per la compilazione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI). L'insieme di questi dati consente inoltre di elaborare le "storie sismiche" di migliaia di località italiane, vale a dire l'elenco degli effetti di avvertimento o di danno, espressi in termini di gradi di intensità, osservati nel corso del tempo a causa di terremoti.

DBMI15 contiene 122701 dati di intensità relativi a 3212 terremoti. Come si può vedere dalle figure 1 e 2, l'incremento numerico di terremoti con dati di intensità e di osservazioni macrosismiche rispetto alle due precedenti versioni DBMI04 (Stucchi et al., 2007) e DBMI11 è molto consistente.

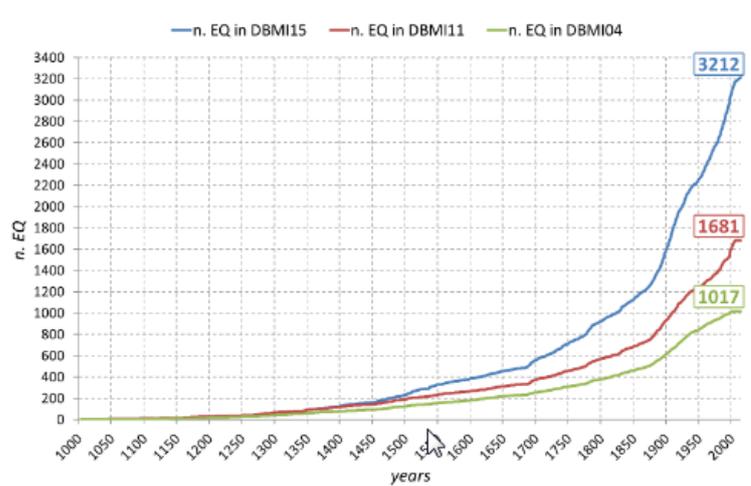


Figura 18 –Confronto dell'andamento progressivo nel tempo del numero di terremoti: in azzurro DBMI15, in rosso DBMI11, e in verde DBMI04..

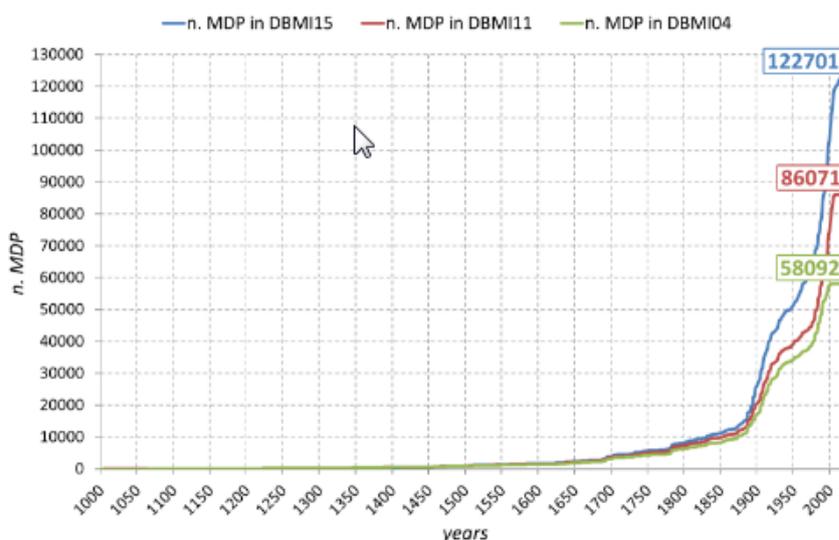


Figura 19 –Confronto dell'andamento progressivo nel tempo del numero di MDP (Macroseismic Data Point): in azzurro DBMI15, in rosso DBMI11, e in verde DBMI04.

La ragione principale dell'incremento di informazioni è dovuto all'inclusione dei dati di intensità da studi che hanno reso disponibili informazioni su un numero molto elevato di terremoti e non ancora utilizzati durante la compilazione di DBMI11. Si segnala il lavoro di revisione della sismicità minore Molin et al. (2008) e quello su terremoti sconosciuti alla tradizione sismologica o relativamente dimenticati di Camassi et al. (2011), che hanno reso disponibili dati di base rispettivamente su 851 e 227 terremoti, anche se non tutti sono stati selezionati per la compilazione di DBMI15. Analogamente si segnalano gli studi di Azzaro e Castelli (2015), Camassi et al. (2012; 2015) che hanno fornito una quantità consistente di dati nuovi.

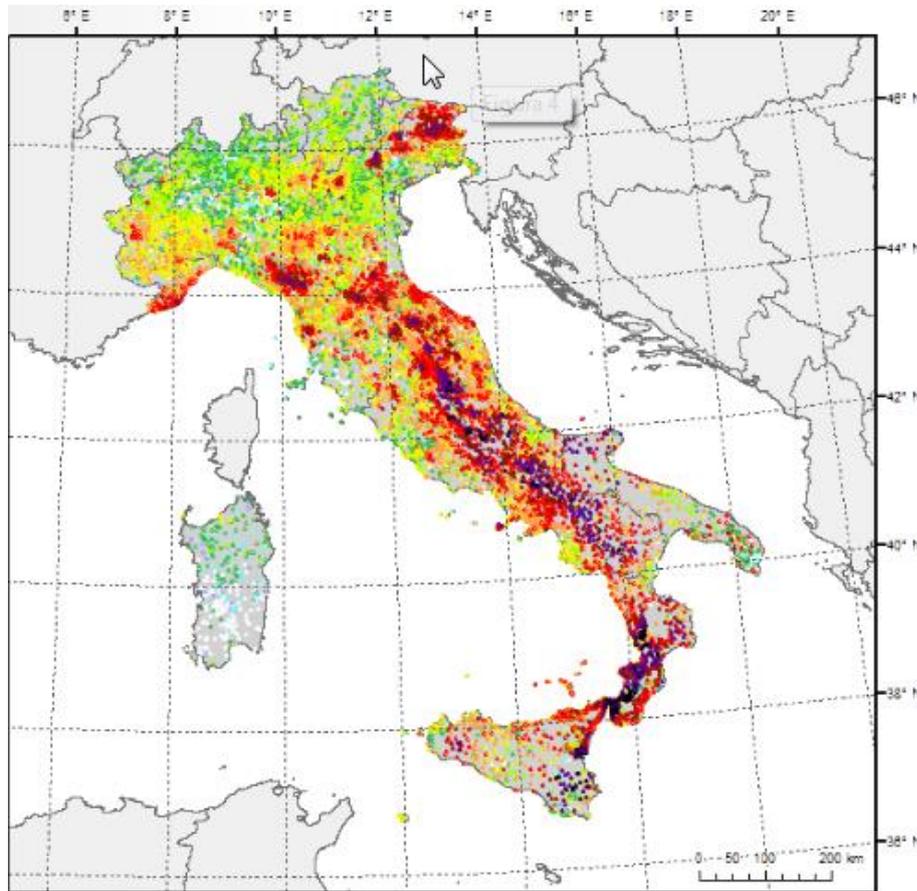
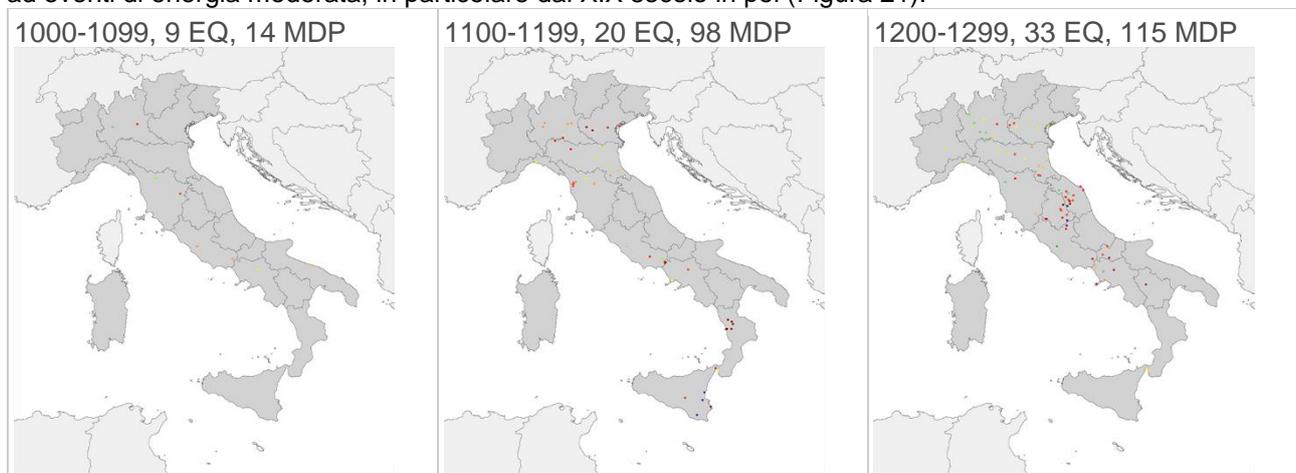


Figura 20 – Plot delle intensità massime per le località italiane.

La figura 5 evidenzia la forte consistenza del numero di osservazioni per le intensità più basse, in particolare per le intensità comprese fra 3 e 5, determinata in buona parte dall'ingresso di numerose basi di dati relativi ad eventi di energia moderata, in particolare dal XIX secolo in poi (Figura 21).



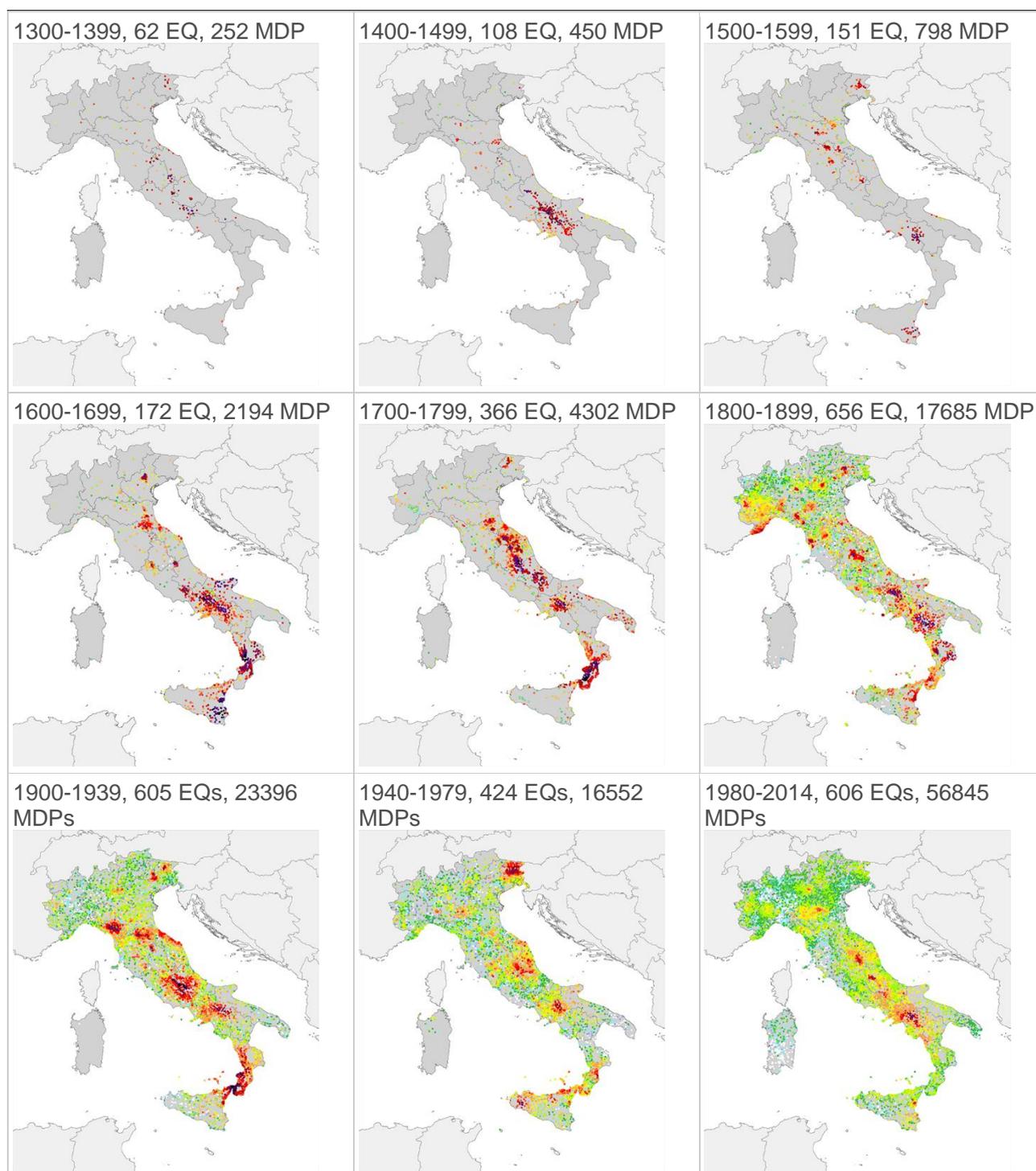


Figura 21 – Distribuzione delle intensità massime osservate per periodo storico.

La consultazione del catalogo, ha permesso di estrapolare 204 eventi relativi al comune di Catanzaro.

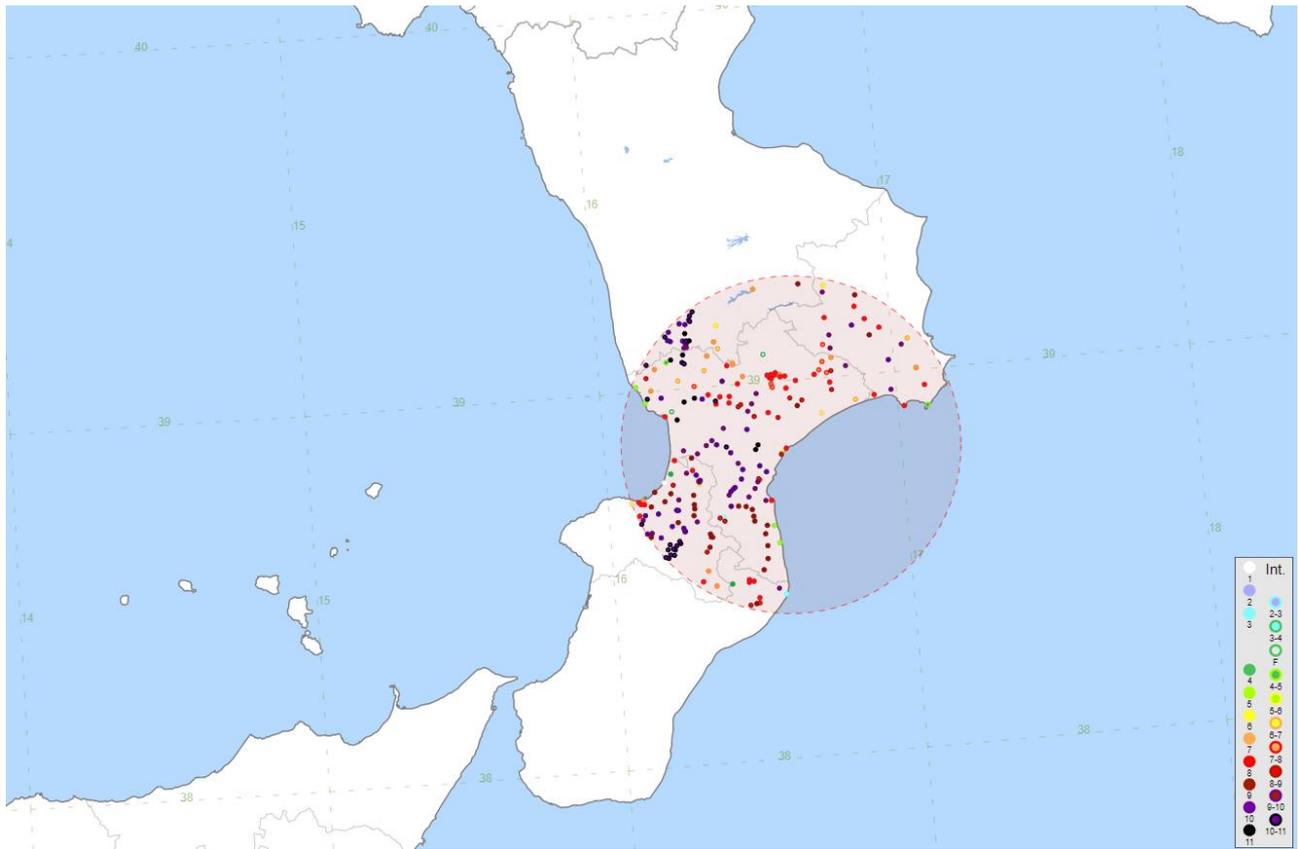


Figura 22 Mappa delle Imax secondo DBMI2015.

Anno	mese	giorno	ora	Area epicentrale	Intensità locale	lo	Mw
1609	7	20	0	Calabria centrale	5	8-9	5.8
1624	2	3	0	Calabria centrale	4	7	5.1
1626	4	4	12	Calabria centrale	7	9	6.07
1638	3	27	15	Calabria centrale	213	11	7.09
1638	6	8	9	Crotonese	41	10	6.76
1659	11	5	22	Calabria centrale	126	10	6.57
1697	2	1	20	Calabria centrale	2	5-6	4.4
1708	1	26	0	Pollino	7	8	5.56
1738	5	23	0	Calabria centrale	5	7	5.1
1739	3	6	2	Catanzarese	2	4-5	3.93
1740	2	24	13	Catanzarese	2	4	3.7
1740	3	26	17	Catanzarese	2	4	3.7
1740	3	30	17	Catanzarese	2	6	4.63
1743	2	20	0	Ionio settentrionale	84	9	6.68
1743	12	7	7	Calabria centrale	27	8-9	5.88
1744	3	21	20	Sila Piccola	29	8	5.74
1761	5	3	8	Catanzaro	1	7	5.1
1767	7	14	1	Valle del Crati	8	8-9	5.89
1783	2	5	12	Calabria meridionale	356	11	7.1
1783	2	6	0	Stretto di Messina	8	0	0
1783	2	7	13	Calabria centrale	191	10-11	6.74
1783	3	1	1	Calabria centrale	18	0	0
1783	3	28	18	Calabria centrale	323	11	7.03
1791	10	13	1	Calabria centrale	76	9	6.14
1821	8	2	0	Calabria centrale	3	7	5.1
1821	9	13	0	Calabria centrale	2	6	4.63
1822	7	14	0	Crotonese	4	6	4.63
1832	3	8	18	Crotonese	99	10	6.65
1836	4	25	0	Calabria settentrionale	44	9	6.18
1851	2	15	17	Catanzaro	1	5	4.16
1854	2	12	17	Cosentino	89	10	6.34
1857	12	16	21	Basilicata	340	11	7.12
1869	11	28	0	Vibonese	21	5-6	4.6
1870	10	4	16	Cosentino	54	9-10	6.24
1872	10	8	13	Cosentino	6	5	4.72
1883	7	25	9	Calabria centrale	8	5	4.47
1884	5	4	20	Calabria centrale	8	4	4.29
1886	2	6	6	Vibonese	15	5-6	4.5
1886	3	6	0	Cosentino	10	7-8	5.57
1887	12	3	3	Calabria settentrionale	142	8	5.55
1894	11	16	17	Calabria meridionale	303	9	6.12
1901	6	20	17	Catanzarese	6	5	4.31
1901	12	13	0	Calabria	46	5	4.81
1905	9	8	1	Calabria centrale	895	10-11	6.95
1907	10	23	20	Aspromonte	274	8-9	5.96
1908	3	1	5	Calabria centrale	30	5	4.77
1908	12	28	4	Stretto di Messina	772	11	7.1
1909	5	17	10	Savelli	12	5	4.16
1910	3	31	18	Catanzarese	3	4-5	3.93
1910	6	7	2	Irpinia-Basilicata	376	8	5.76
1912	11	7	14	Calabria centrale	18	5	4.37
1913	6	28	8	Calabria settentrionale	151	8	5.64
1915	1	18	23	Cosentino	15	6-7	4.97
1916	7	3	23	Isola di Stromboli	18	5-6	4.66
1926	8	17	1	Isole Eolie	35	7-8	5.28
1928	3	7	10	Calabria centro-meridionale	30	7-8	5.87
1929	1	6	14	Catanzarese	12	6	4.25
1930	5	6	20	Calabria centro-meridionale	27	5	4.35
1930	10	9	4	Ionio settentrionale	10	5	4.78

1947	5	11	6	Calabria centrale	254	8	5.7
1948	8	2	19	Catanzaro	3	4	3.7
1953	2	25	0	Vibonese	56	5-6	4.88
1958	7	13	20	Sila Piccola	50	5-6	4.56
1958	10	27	10	Catanzarese	62	5-6	4.59
1970	6	29	14	Catanzarese	19	4	3.8
1970	8	16	10	Ionio meridionale	5	0	4.36
1973	4	13	8	Sila Piccola	19	6	4.62
1977	8	15	21	Calabria centrale	37	0	5.21
1978	3	11	19	Aspromonte	126	8	5.22
1978	4	15	23	Golfo di Patti	330	8	6.03
1980	3	1	19	Catanzarese	20	5	4.36
1980	11	23	18	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.81
1988	1	8	13	Pollino	169	7	4.7
1989	3	27	6	Catanzarese	11	5	3.45
1989	11	21	18	Aspromonte	23	5-6	4.19
1990	1	24	4	Crotonese	63	5	4.43
1990	5	5	7	Potentino	1375	0	5.77
2001	5	17	11	Tirreno meridionale	206	4	4.97
2004	4	17	5	Golfo di Squillace	126	4	4.21
2004	5	5	13	Isole Eolie	641	0	5.42
2005	4	23	19	Costa calabra settentrionale	156	4	4.15
2006	4	17	2	Costa calabra settentrionale	135	4-5	4.76
2006	6	22	19	Costa calabra settentrionale	161	0	4.7

Figura 23. Osservazioni sismiche per Catanzaro secondo catalogo INGV-DBMI15.

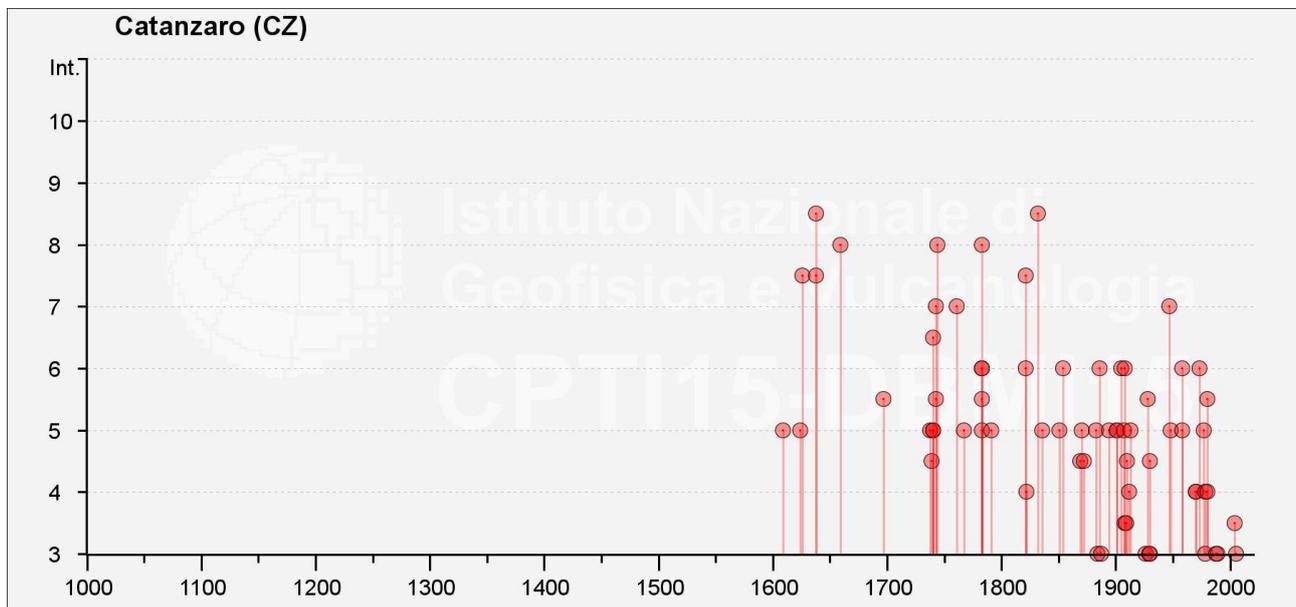


Figura 24. Storia sismica di Bologna secondo catalogo INGV-DBMI15.

Dalla consultazione si osserva che per l'area di interesse la massima intensità al sito Is (MCS) vale 7-8 e  $M_w=7.09$  in occasione del terremoto del 1638 (Calabria Centrale).

### 5.3. NT4.1

Realizzato nell'ambito del GNDT sono considerati solo eventi principali con soglia di magnitudo avvenuti dal 1901 al 1976. Consultando la mappa delle intensità macrosismiche riportata nel sito web <http://emidius.mi.ingv.it/GNDT/IMAX/imax.html>, si evidenzia come il Comune di Bologna è caratterizzata da un valore  $I_{max} = 9$ .

La versione NT4.1 rappresenta una rifinitura del catalogo usato per la compilazione delle mappe di pericolosità sismica consegnate dal GNDT al Dipartimento della Protezione Civile nel giugno 1996 (Slejko, 1996). La versione NT4.1.1 (luglio 1997) contiene alcune correzioni ad errori evidenziati nella fase successiva alla pubblicazione e alcune modifiche provenienti da controlli effettuati sui dati di base.

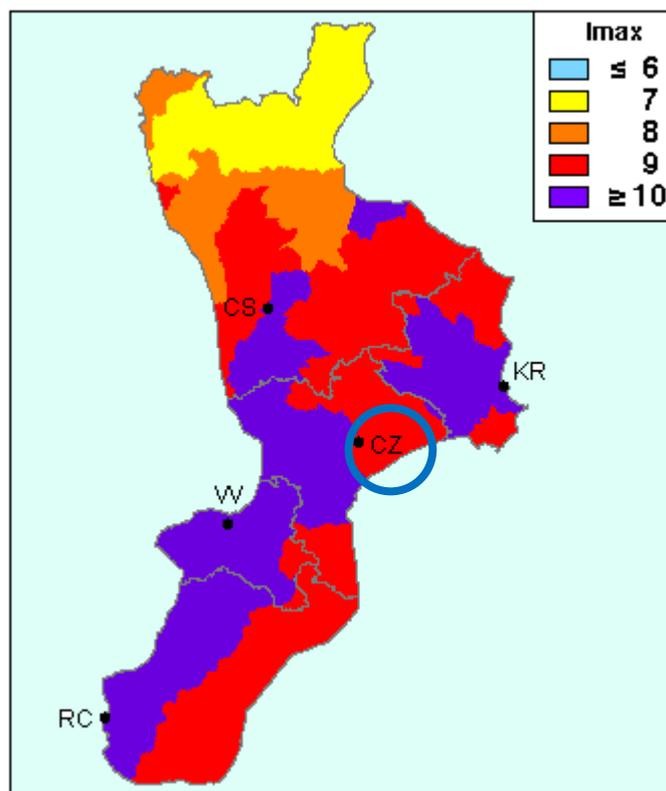
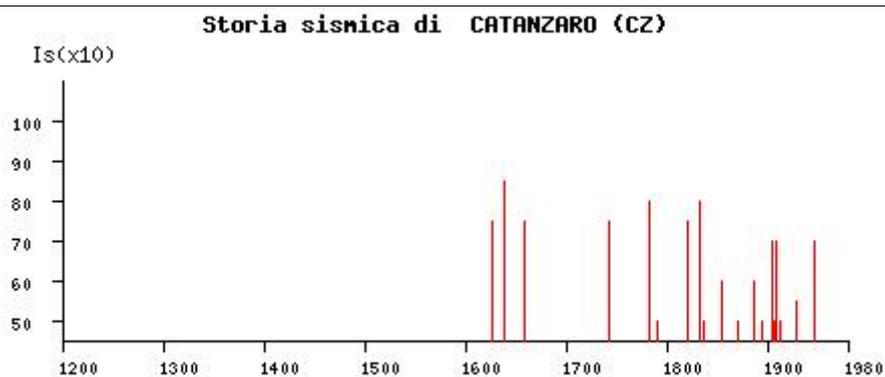


Figura 25. Intensità macrosismiche osservate per la Regione Calabria.

Osservazioni sismiche (33) disponibili per  
CATANZARO (CZ) [38.914, 16.586]

Data					Effetti	in occasione del terremoto di:	
Ye	Mo	Da	Ho	Mi	Is (MCS)	Area epicentrale	Ix Ms
1638	06	09	00	20	85	CROTONESE	100 64
1638	03	27	15	10	80	NICASTRO	110 73
1783	03	28			80	CALABRIA CENTR.	110 67
1832	03	08			80	CROTONESE	100 64
1626	03	27			75	GIRIFALCO	90 62
1659	11	05			75	LE SERRE	95 64
1743	12	07			75	CALABRIA MERID.	75 52
1821	08	02			75	CATANZARO	75 52
1905	09	08	01	43	70	GOLFO DI S.EUFEMIA	105 75
1908	12	28	04	20	70	CALABRO MESSINESE	110 73
1947	05	11	06	32	70	MAR IONIO	90 56
1783	02	05			60	CALABRIA MERID.	110 73
1783	02	07			60	SORIANO SERRE	105 70
1783	03	01			60	CALABRIA CENTR.	95 59
1854	02	12	17	50	60	COSENTINO	100 64
1886	03	06			60	COSENTINO	75 52
1928	03	07	10	55	55	CAPO VATICANO	80 59
1791	10	13	01	20	50	LE SERRE	90 62
1836	04	25			50	ROSSANO	100 64
1870	10	04			50	COSENTINO	100 64
1894	11	16	17	52	50	BAGNARA CALABRA	90 59
1907	10	23	20	28	50	FERRUZZANO	90 59
1913	06	28	08	53	50	ROGGIANO	85 55
1869	11	28			45	VIBO VALENTIA	65 47
1910	06	07	02	04	45	CALITRI	90 59
1980	11	23	18	34	40	IRPINIA-LUCANIA	100 69
1908	03	01	05	23	35	NICASTRO	50 48
1916	07	03	23	21	F	STROMBOLI	65 47
1887	12	03	03	45	30	BISIGNANO	90 59
1926	08	17	01	42	30	ISOLA DI SALINA	75 50
1857	12	16			25	BASILICATA	110 70
1978	04	15	23	33	20	GOLFO DI PATTI	80 61
1905	11	26			RS	IRPINIA	75 51

Figura 26 Osservazioni sismiche per Catanzaro secondo catalogo NT4.1.



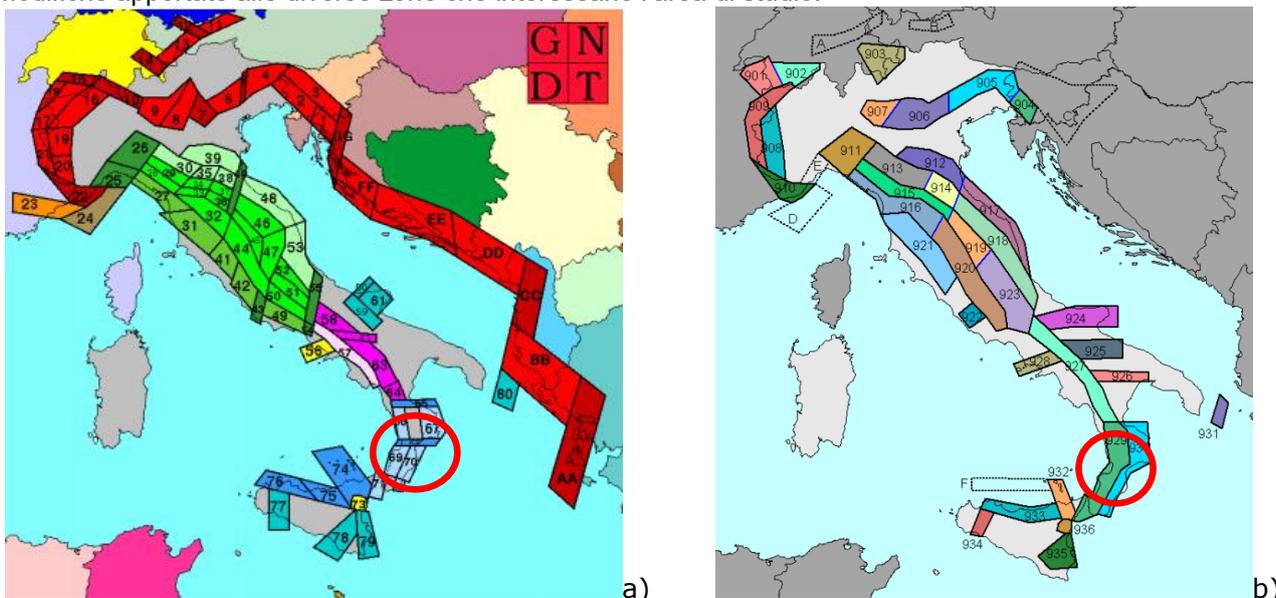
Per Catanzaro sono disponibili n.33 osservazioni sismiche. L'evento che ha prodotto gli effetti sismici maggiori è quello del 1638 con area epicentrale a Nicastro per il quale si ricava una intensità al sito Is (MCS) di 110.

## 6 ZONAZIONE SISMOGENETICA

La zonazione sismogenetica è uno degli strumenti utilizzati per la valutazione della pericolosità sismica del territorio italiano. La sismogenetica ZS.4 è stata tracciata nel 1996, utilizzata per la redazione della carta di pericolosità sismica nazionale dal Gruppo Nazionale Difesa Terremoti (1996) e dal Servizio Sismico Nazionale (2001) e rappresenta uno schema geodinamico e sismotettonico ancora valido nelle sue linee generali, sebbene le nuove conoscenze in riferimento al quadro cinematico generale e alla geometria delle sorgenti sismogenetiche e la necessità di una maggiore coerenza con il nuovo catalogo dei terremoti CPTI2, abbiano portato recentemente alla redazione di una nuova zonazione sismogenetica ZS.9 (2004).

Le zone rappresenterebbero quindi degli embrioni di macrostrutture le cui orientazioni seguono i principali andamenti alpini o appenninici, con importanti strutture trasversali di svincolo.

Di seguito si riportano gli estratti delle due zonazioni sismogenetiche per mettere meglio in evidenza le modifiche apportate alle diverse zone che interessano l'area di studio.



Zonazione sismogenetica: a) ZS.4 – 1996. b) ZS.9 - 2004.

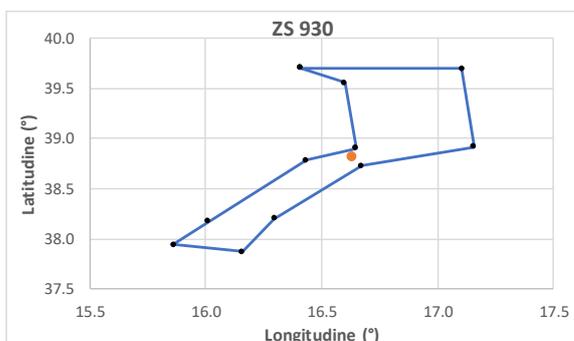
L'area di interesse risulta ricadere all'interno della zona sismogenetica 930 denominata "Calabria Ionica", che fa parte del complesso "Calabria" assieme alla zona 929.

Calabria ionica	
ZS	930
Mw	6.6
Longitudine (°)	Latitudine (°)
16.409086	39.707825
17.105783	39.697952
17.156128	38.915627
16.673441	38.725941
16.297049	38.198929
16.158594	37.871082
15.859719	37.942932
16.01116	38.172035
16.433876	38.785103
16.647768	38.906994
16.600388	39.554821
16.409086	39.707825

R (km)
99.44
104.84
46.53
12.17
75.92
114.28
119.32
90.84
17.71
8.70
80.64
99.44

Punto di interesse	
Catanzaro Marina	
Longitudine (°)	Latitudine (°)
16.63	38.83
M	6.6

Rmin (km) 8.70  
1+3logR 3.82 --> magnitudo della zona sismogenetica



Zona sismogenetica n°930.

Si definisce lo strato sismogenetico come l'intervallo di profondità nel quale viene rilasciato il maggior numero di terremoti, ovvero quell'intervallo in cui presubilmente avverranno i prossimi eventi sismici. La profondità di questo strato viene definita "profondità efficace". Questa ricostruzione è stata possibile elaborando statisticamente i dati del catalogo della sismicità strumentale (1983-2002) dell'INGV, costituito da oltre 13.600 eventi, pari a circa il 28 % del totale degli eventi presenti in catalogo.

Nella zona 930 i dati pubblicati dal Gruppo di Lavoro dell'Istituto Nazionale di Geofisica Vulcanologia (marzo 2004) evidenziano che in questi anni di monitoraggio strumentale la magnitudo massima registrata sia stata di 4.8 Md, la profondità efficace è di 13 km, e che la maggior parte dei terremoti che si verificano hanno basse magnitudo, indicando così un frequente movimento che ha funzione dissipativa delle energie tettoniche che possono accumularsi nell'area, per via delle azioni compressive sopra citate.

Zona	Numero eventi Md>2	Numero eventi Md>2.5	Numero eventi Md>3.0	Magnitudo massima Md	Classe di profondità (km)	Profondità efficace (km)
930	193	128	41	4.3	8-12	10

I caratteri che contraddistinguono la zona 930 sono riportati nella tabella seguente in cui si fa notare che la magnitudo massima prevista Mw è pari a 6.60.

ZS Name	ZS9	MwMax AR	Tassi Mwmax Co-04.2 AR	Tassi Mwmax Co-04.4 AR	b Co-04.2	b Co-04.4	MwMax GR	Tassi Mwmax (Co.04.2) GR	Tassi Mwmax (Co.04.4) GR
Savoia	901	5.91	0.21	0.21	-1.18	-1.26	6.14	0.11	0.14
Vallese	902	6.14			-1.26	-1.05	6.14	0.14	0.21
Grigioni - Valtellina	903	5.91	0.21	0.21	-1.26	-1.05	6.14	0.14	0.21
Trieste - Monte Nevoso	904	5.68			-1.12	-1.32	6.14	0.14	0.09
Friuli - Veneto Orientale	905	6.60			-1.06	-1.12	6.60	0.37	0.34
Garda - Veronese	906	6.60		0.14	-1.14	-1.70	6.60	0.11	0.08
Bergamasco	907	5.91	0.14	0.14	-1.71	-1.48	6.14	0.04	0.06
Piemonte	908	5.68			-1.91	-1.67	6.14	0.04	0.06
Alpi Occidentali	909	5.68	0.21	0.33	-1.27	-1.38	6.14	0.10	0.09
Nizza - Sanremo	910	6.37			-1.12	-1.06	6.37	0.14	0.12
Tortona - Bobbio	911	5.68			-1.47	-1.33	6.14	0.05	0.09
Dorsale Ferrarese	912	6.14	0.12	0.12	-1.35	-1.32	6.14	0.12	0.12
Appennino Emiliano-Romagnolo	913	5.91		0.21	-1.80	-1.53	6.14	0.07	0.18
Forlivese	914	5.91			-1.33	-1.23	6.14	0.14	0.21
Garfagnana - Mugello	915	6.60			-1.34	-1.36	6.60	0.11	0.12
Versilia-Chianti	916	5.68	0.21	0.33	-1.96	-1.58	6.14	0.04	0.06
Rimini - Ancona	917	6.14	0.12	0.12	-1.04	-1.01	6.14	0.12	0.12
Medio-Marchigiana/Abruzzese	918	6.37	0.14	0.21	-1.10	-1.11	6.37	0.14	0.21
Appennino Umbro	919	6.37			-1.22	-1.39	6.37	0.26	0.21
Val di Chiana - Ciociaria	920	5.68	0.28	0.33	-1.96	-1.58	6.14	0.06	0.17
Etruria	921	5.91		0.08	-2.00	-2.01	6.14	0.05	0.04
Colli Albani	922	5.45			-2.00	-2.01	5.45	0.37	0.25
Appennino Abruzzese	923	7.06			-1.05	-1.09	7.06	0.14	0.14
Molise-Gargano	924	6.83			-1.04	-1.06	6.83	0.13	0.14
Ofanto	925	6.83			-0.67	-0.75	6.83	0.17	0.17
Basento	926	5.91			-1.28	-1.38	6.14	0.10	0.09
Sannio - Irpinia - Basilicata	927	7.06			-0.74	-0.72	7.06	0.43	0.69
Ischia - Vesuvio	928	5.91	0.21	0.21	-1.04	-0.66	5.91	0.21	0.21
Calabria tirrenica	929	7.29			-0.82	-0.79	7.29	0.17	0.17
Calabria ionica	930	6.60			-0.98	-0.89	6.60	0.17	0.21
Canale d'Otranto	931	6.83			-0.63	-0.63	6.83	0.21	0.21
Eolie - Patti	932	6.14			-1.21	-1.08	6.14	0.21	0.33
Sicilia settentrionale	933	6.14	0.21	0.33	-1.39	-1.24	6.14	0.20	0.31
Belice	934	6.14			-0.96	-0.93	6.14	0.20	0.20
Iblei	935	7.29			-0.72	-0.69	7.29	0.12	0.17
Etna	936	5.45	0.33	0.33	-1.63	-1.22	5.45	0.33	0.33

Figura 27 Caratteristiche principali delle zone della ZS9.

## 7 PARAMETRI SISMICI

### 7.1. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (O.P.C.M. n° 3274/03, DM 14.01.2008), si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante l'utilizzo di un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. In particolare si classifica il terreno presente al di sotto del piano di posa delle fondazioni dell'opera di progetto, attraverso il valore della velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) oppure con il valore di resistenza penetrometrica dinamica equivalente  $N_{spt30}$ , entro i primi 30 m di profondità.

Il valore di  $V_{s30}$  è così determinato:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} [m/s]$$

Mentre il valore di  $N_{spt30}$  è definito dalla seguente formulazione:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

**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>Depositati 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>Depositati 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 la definizione dell'azione sismica, la classificazione del terreno è stata effettuata in base ai risultati delle tre prove geofisica di tipo MASW che hanno permesso di definire il profilo di velocità delle onde S nel sottosuolo. Dal modello di velocità delle onde di taglio è stato stimato il parametro  $V_{s,30}$  minimo relativo all'attuale piano campagna pari a 278.69 m/s. Pertanto, i terreni analizzati ricadono in **categoria C**: "Depositati di terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie) mediamente addensati, con spessori superiori a m 30, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compreso tra 180 m/s e 360 m/s ( $15 < N_{SPT,30} < 50$ )".

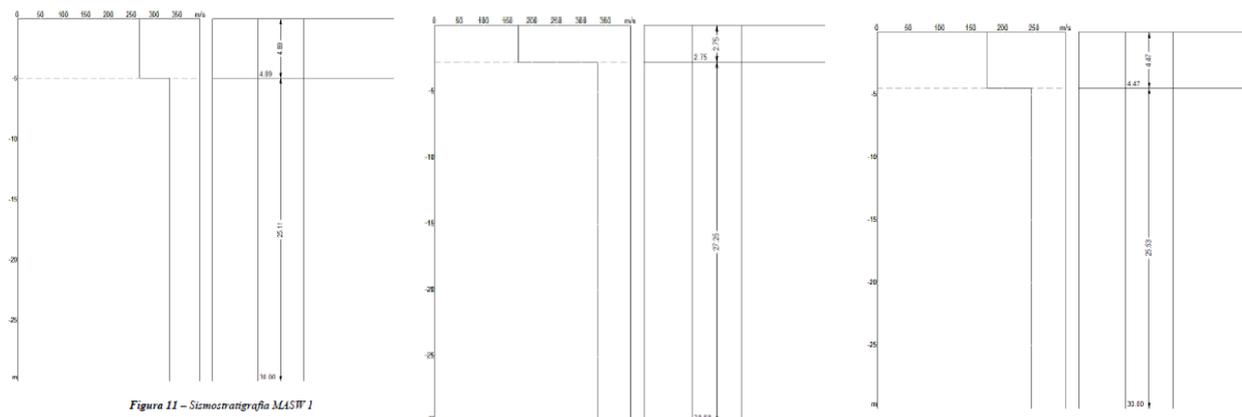


Figura 11 – Sismotratografia M45W 1

$V_{s,30} = 320.27 \text{ m/s}$

$V_{s,30} = 306.46 \text{ m/s}$

$V_{s,30} = 278.69 \text{ m/s}$

Figura 28 Modelli di velocità delle onde di taglio S.

## 7.2. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Si assume una categoria topografica T1: "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15^\circ$ ".

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 $i > 30^\circ$

## 7.3. PERIODO DI RIFERIMENTO

In ottemperanza al paragrafo 2.4.1 del D.M. 14 gennaio 2008, il parametro di accelerazione massima orizzontale se riferito alla Classe d'Uso dell'opera, alla Vita Nominale dell'opera e alla categoria del sottosuolo di fondazione, assume i seguenti valori massimi in funzione dello stato limite utilizzato per la progettazione delle opere.

Classe d'Uso dell'opera: III →  $C_u = 1.5$

Vita Nominale dell'opera:  $V_N = 50$  anni

Periodo di riferimento dell'azione sismica  $V_R = V_N \times C_u = 75$  anni

Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1 Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2 Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3 Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

---

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



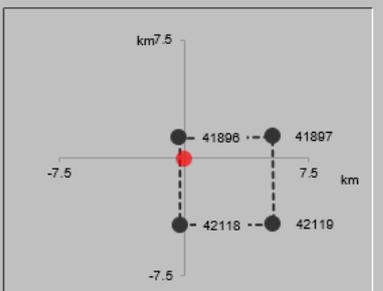
Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

...a "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, a "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO

**FASE 1**

FASE 2

FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

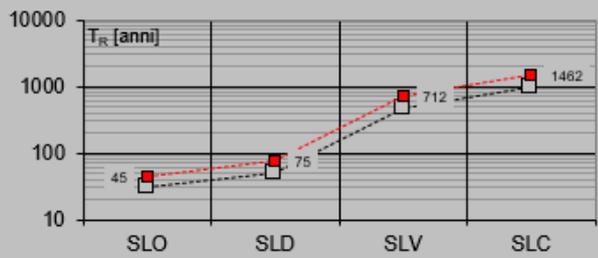
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

## 7.4. AZIONI SISMICHE SULLA STRUTTURA

### 7.4.1. Stato limite di Danno (SLD)

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato **SLD** info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo **C** info       $S_S =$         $C_C =$   info

Categoria topografica **T1** info       $h/H =$         $S_T =$   info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**

Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%)        $\eta =$   info

Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_o$        Regol. in altezza **sì** info

**Compon. verticale**

Spettro di progetto      Fattore  $q$         $\eta =$   info

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta ▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶

**Spettri di risposta**

$S_{d,o}$  [g]      0.35  
 $S_{d,v}$  [g]      0.30  
 $S_e$  [g]          0.25  
                   0.20  
                   0.15  
                   0.10  
                   0.05  
                   0.00

0      1      2      3      4  
T [s]

— Spettro di progetto - componente orizzontale  
 — Spettro di progetto - componente verticale  
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_a$	0.091 g
$F_o$	2.343
$T_C^*$	0.322 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.526
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.164 s
$T_C$	0.491 s
$T_D$	1.962 s

### 7.4.2. Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**

Stato Limite considerato **SLV** info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo **C** info       $S_s = 1.340$        $C_C = 1.442$  info

Categoria topografica **T1** info       $h/H = 0.000$        $S_T = 1.000$  info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**

Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%) **5**       $\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_0$  **1**      Regol. in altezza **sì** info

**Compon. verticale**

Spettro di progetto      Fattore  $q$  **1**       $\eta = 1.000$  info

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta ▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶

**Spettri di risposta**

— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_p$	0.247 g
$F_o$	2.430
$T_C$	0.382 s
$S_s$	1.340
$C_C$	1.442
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.340
$\eta$	1.000
$T_B$	0.184 s
$T_C$	0.551 s
$T_D$	2.586 s

## 8 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Come riportato al paragrafo precedente la categoria di sottosuolo assunta nelle analisi è stata scelta sulla base dei risultati delle prove geofisiche effettuate nel 2019 dal Ph.D. Geol. Roberto Buccione. I risultati di tale prova hanno consentito di stimare un valore di  $V_{s,30}$  variabile tra 278 e 320 m/s. (valore appartenente alla categoria di sottosuolo C).

Per confermare tale scelta sono state effettuate delle analisi di risposta sismica locale considerando un periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica  $T_r$  di 712 anni (periodo di riferimento per la definizione dell'azione sismica relativa allo Stato Limite di Danno e allo Stato Limite di Salvaguardia). Gli spettri ottenuti sono stati confrontati successivamente con gli spettri in categoria di sottosuolo forniti dalla normativa considerando lo stesso tempo di ritorno.

Con la Risposta Sismica Locale (RSL) mediante analisi 1D si intende, in generale, valutare i cambiamenti che un'onda sismica subisce in termini di ampiezza e contenuto in frequenza, nel suo percorso dal basso verso l'alto nel passare da formazioni rocciose denominate bedrock (caratterizzate da velocità delle onde sismiche  $V_s > 800\text{m/s}$ ) e poste in generale in profondità, fino alla superficie libera passando per strati con caratteristiche fisico-meccaniche differenti. Tale fenomeno è sicuramente influenzato:

- dalle caratteristiche del moto sismico in corrispondenza del bedrock;
- dalla geometria e profondità del bedrock;
- dalla presenza o meno di terreni con caratteristiche fisico-meccaniche diverse tra il bedrock e la superficie.

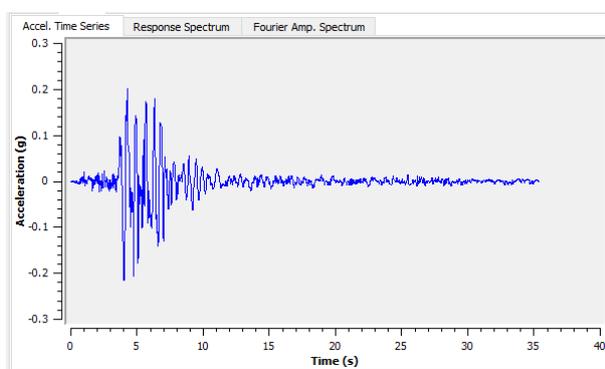
L'insieme dei fattori sopra menzionati, pertanto, condiziona in superficie il moto del suolo che può essere soggetto ad impulsi di ampiezza, ad esempio, maggiori di quelli che partono dal bedrock e/o caratterizzati da componenti in frequenza parzialmente diverse. In particolare, può succedere che alcune delle frequenze che costituiscono il moto sismico in superficie possano risultare moderatamente o consistentemente amplificate, mentre altre possono invece risultare attenuate.

Al fine di realizzare la suddetta analisi, è quindi necessario:

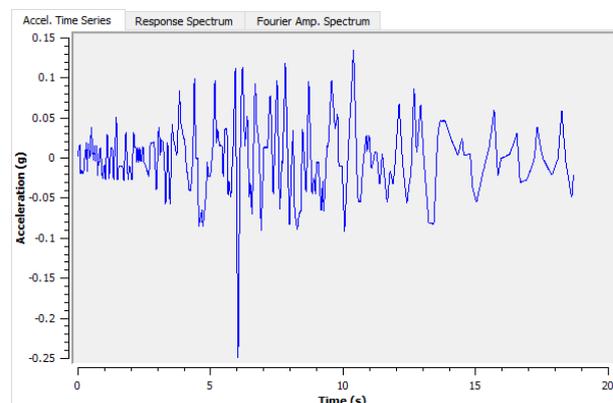
- acquisire un segnale sismico di input mediante accelerogrammi, possibilmente reali, dell'area in studio o comunque spettro-compatibili;
- definire una stratigrafia corredata di parametri fisico-meccanici almeno fino a quello che può essere considerato un bedrock;
- definire la funzione di trasferimento e di amplificazione del segnale dal bedrock alla superficie e calcolare il nuovo segnale che tenga conto delle "modificazioni" indotte dalla stratigrafia.

### 8.1. SELEZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI

L'analisi di risposta sismica locale è stata effettuata utilizzando utilizzando per l'analisi con  $T_r$  712 anni 7 accelerogrammi naturali selezionati nel database European Strong-motion mediante il codice Rexel (000055ya.xy; 000410xa.xy; 004675xa.xy; 006327ya.xy; 006333xa.xy; 006335xa.xy; 007142ya.xy)



000055xa.xy



000410xa.xy

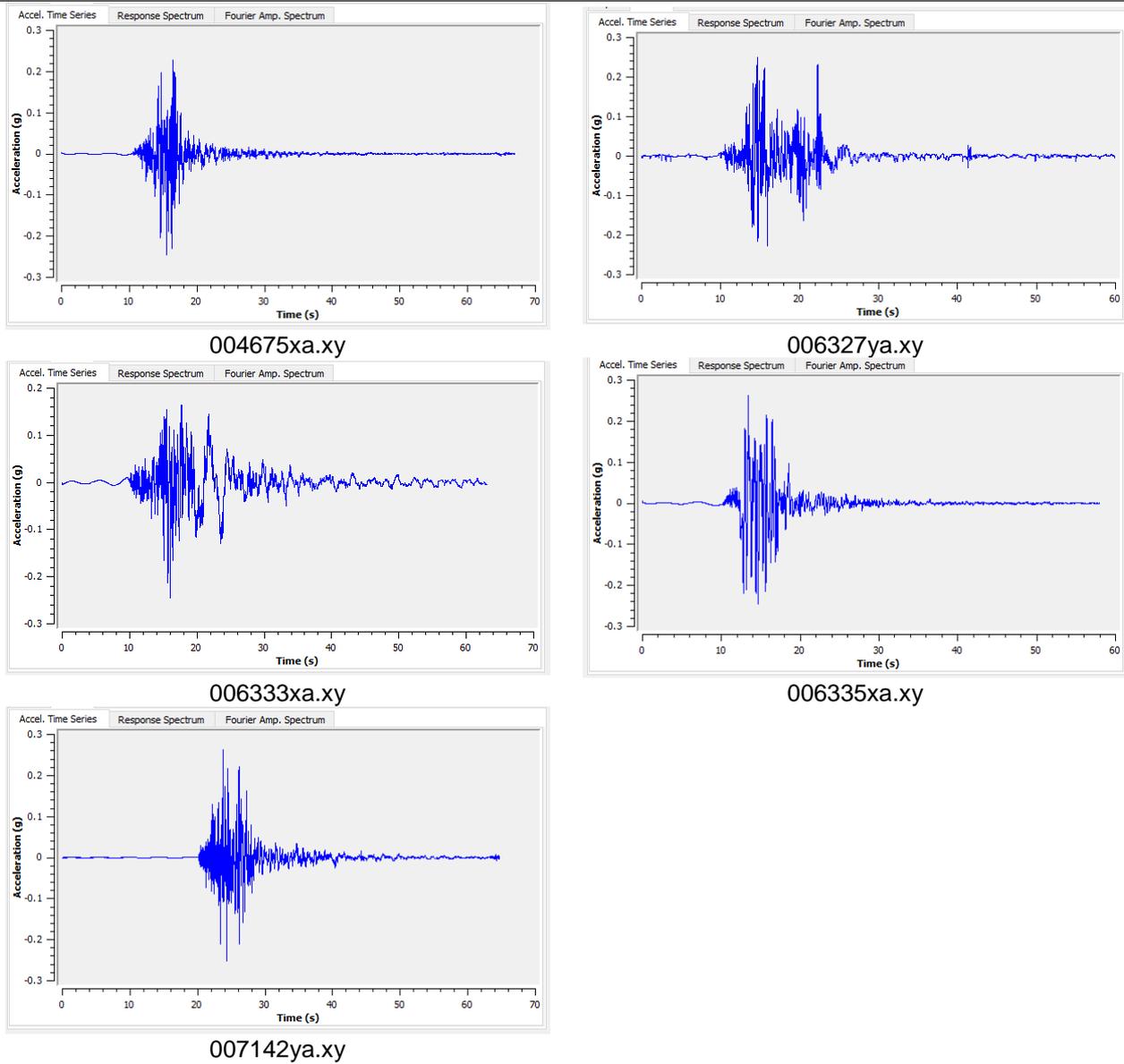


Figura 29 - Accelerogrammi di input utilizzati per le simulazioni di risposta sismica locale (SLV Tr 712 anni)

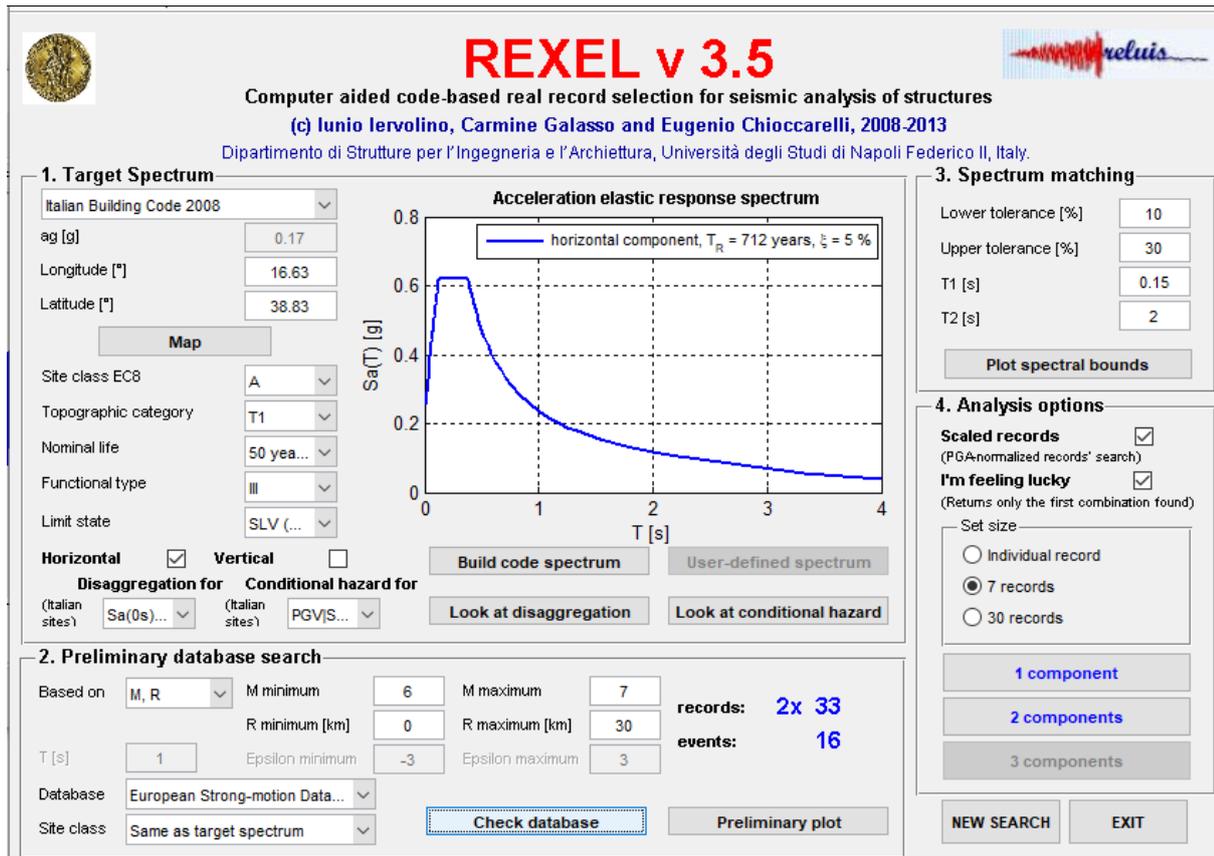


Figura 30 – finestra di input dati per la ricerca degli accelerogrammi naturali

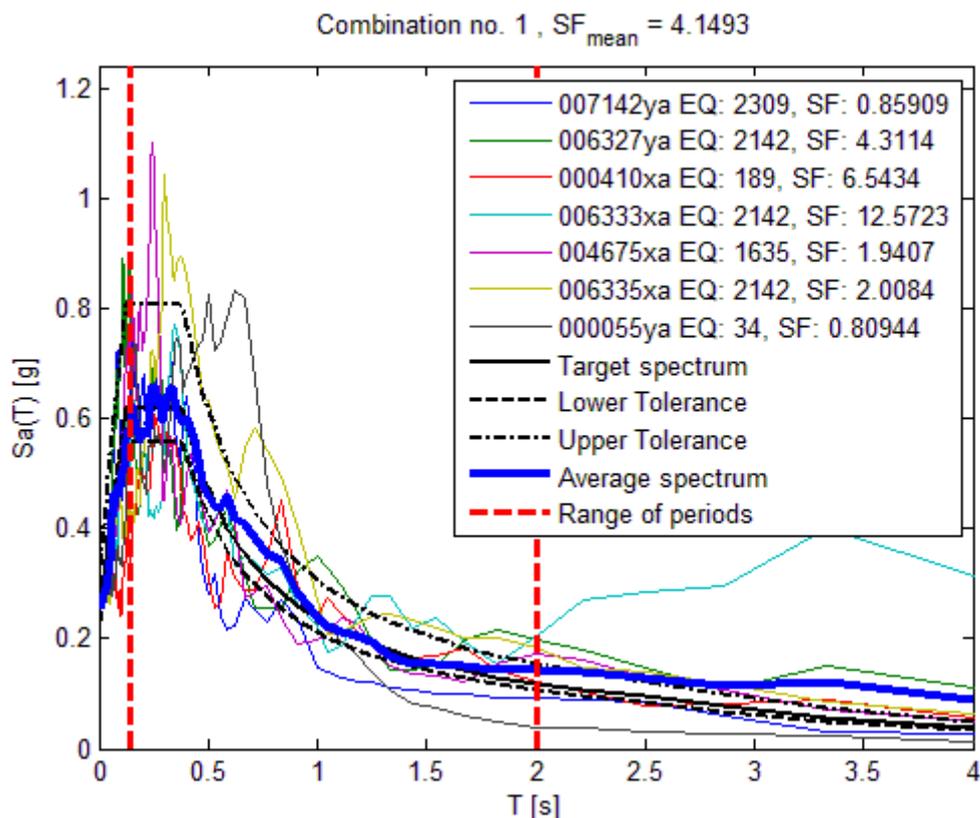


Figura 31 - Spettri di risposta degli accelerogrammi di input utilizzati per le simulazioni di risposta sismica locale

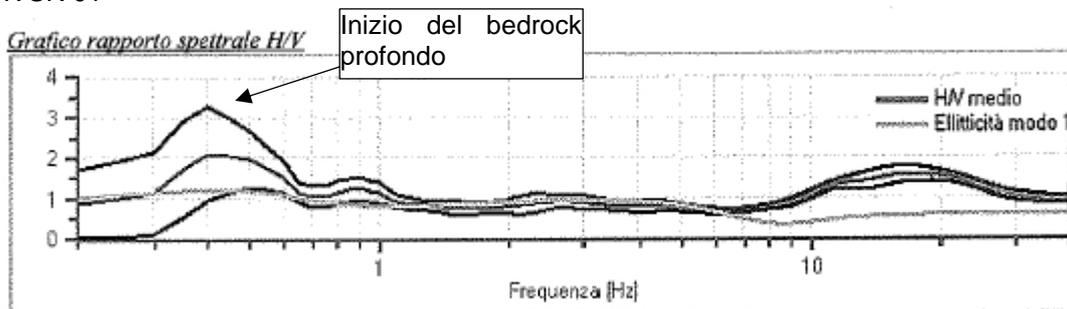
Waveform ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	PGA_X [m/s <sup>2</sup> ]	PGA_Y [m/s <sup>2</sup> ]
7142	Bingol	01/05/2003	6.3	strike slip	14	5.0514	2.9178
6327	South Iceland (aftershock)	21/06/2000	6.4	strike slip	24	1.2466	0.5814
410	Golbasi	05/05/1986	6	oblique	29	0.3831	0.538
6333	South Iceland (aftershock)	21/06/2000	6.4	strike slip	28	0.1994	0.2743
4675	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	13	1.2916	1.5325
6335	South Iceland (aftershock)	21/06/2000	6.4	strike slip	15	1.2481	1.1322
55	Friuli	06/05/1976	6.5	thrust	23	3.4985	3.0968

## 8.2. MODELLO GEOLOGICO-TECNICO E GEOFISICO

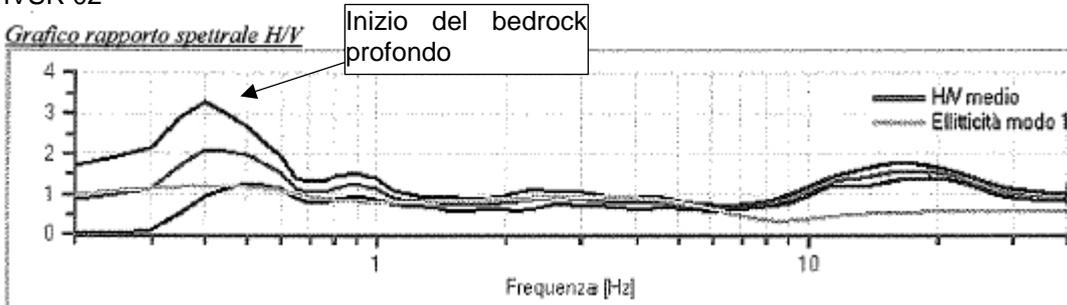
La stratigrafia di riferimento è stata determinata a partire dai risultati dell'indagine delle prove sismiche MASW e dei sondaggi effettuati.

I valori di  $V_s$  nei primi 6 m di profondità da piano campagna sono generalmente variabili tra 176.2 m/s e 266.7 m/s e sono caratterizzati dalla presenza di sabbia grossolana ghiaiosa. I depositi ghiaiosi sottostanti presentano dei valori di  $V_s$  variabili da 246 m/s a 332.9 m/s. A quota -6.0 m da piano campagna si è tenuto conto anche di uno strato di terreno cementato dello spessore di 2 m sebbene non presente in tutti i sondaggi geognostici effettuati. Questa configurazione risulta essere la più svantaggiosa dal punto di vista delle amplificazioni sismiche. Per quanto riguarda la stratigrafia oltre i 60 m e la profondità del bedrock si fa riferimento alle misure HVSR effettuate nel 2000 a cura del Dott. Geol. Angelo Alberto Stamile. Tali prove hanno dato evidenza di un sottosuolo le cui caratteristiche meccaniche migliorano con la profondità avendo registrato valori di  $V_s$  sempre crescenti. Il bedrock poi è stato rinvenuto alla profondità di 290.5 m. I rapporti spettrali orizzontale su verticale HVSR infatti mostrano il picco nell'intervallo 0.2-0.4 Hz indice della presenza di un bedrock molto profondo.

### HVSR 01



### HVSR 02



*Dati della stratigrafia:*

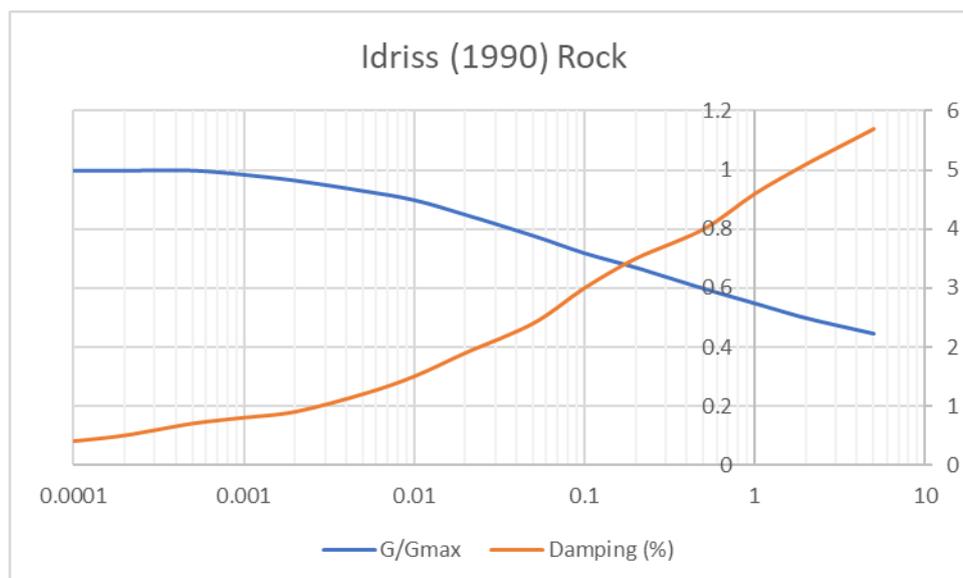
Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso per Unità di Vol. [kN/m <sup>3</sup> ]	Coeff. di Poisson	Velocità onde di taglio [m/s]
1	0	8.5	18.5	0.46	175
2	8.5	2	22.5	0.27	630
3	10.5	3	22.0	0.40	210
4	13.5	12	22.0	0.40	350
5	25.5	25	22.0	0.33	420
6	50.5	40	22.0	0.33	400
7	90.5	100	21.0	0.30	500
8	190.5	100	22.0	0.28	650
9	290.5	20	22.0	0.25	800

Nella tabella seguente si riporta la sintesi del modello geologico-tecnico e geofisico adottato nel codice di calcolo STRATA per il calcolo della risposta sismica locale:

Profondità (m)	Spessore (m)	LITOLOGIA	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Vs (m/s)
0	6.00	SG	19	204
6.00	2.00	R	24	630
8.00	3.00	SG	20	303
11.0	12.00	SG	20	350
23.00	25.00	SG	20	400
48.00	40.00	SG	20	420
88.00	100.00	DP	23	500
188.00	102.50	DP	23	650
290.5	-	Bedrock	24	800

Nelle verifiche di risposta sismica locale sono state utilizzate le seguenti curve di decadimento del modulo G e curve di incremento del damping D.

Sabbia ghiaiosa	SG	Idriss (1990), Sand
Depositi cementati	R	Idriss(1990), Rock
Depositi profondi	DP	Peninsular Range, Cohesionless 50-500 ft



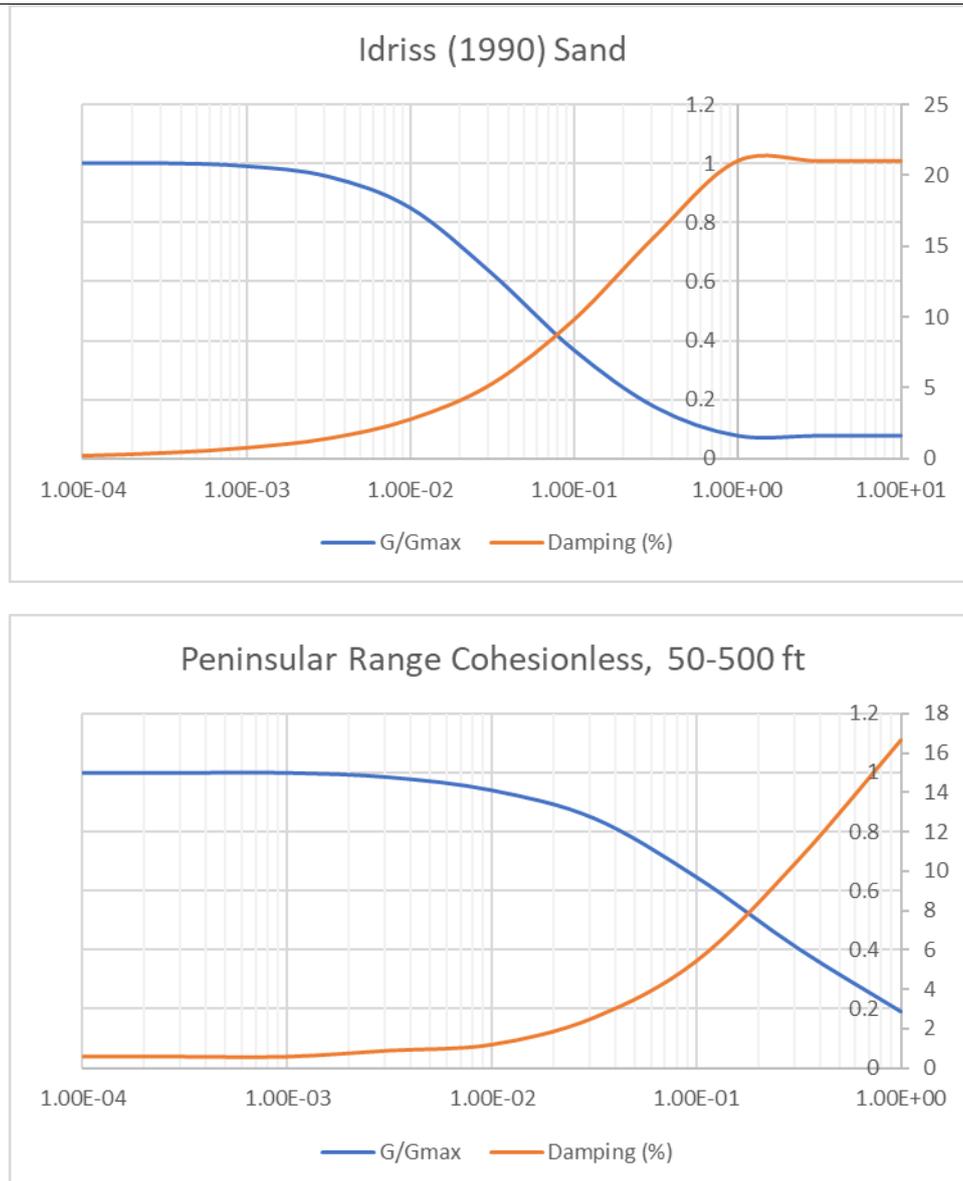
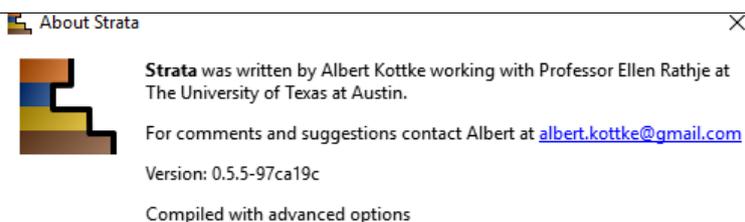


Figura 32 Proprietà dinamiche dei materiali: curve di decadimento di riferimento per l'analisi di RSL.

### 8.3. ANALISI NUMERICHE

Le analisi numeriche sono state condotte con il codice di calcolo monodimensionale STRATA sviluppato da Albert Kottke. Tale programma calcola la risposta dinamica monodimensionale (D) di una colonna di terreno utilizzando un modello di propagazione lineare delle onde, con proprietà variabili in funzione del livello deformativo. Il programma permette di eseguire analisi lineari elastiche (EL), dove le proprietà elastiche e lo smorzamento sono mantenuti costanti, o analisi equivalenti lineari (EQL) dove le proprietà elastiche e lo smorzamento vengono fatti variare in funzione del livello deformativo. In questo caso si è utilizzata un'analisi equivalente lineare (EQL)



### 8.3.1. Stato limite di Salvaguardia della vita SLV (Tr 712 anni)

Si riporta di seguito il confronto tra gli spettri di normativa riferiti alle categorie C di progetto secondo D.M. 17/01/2018 e gli spettri determinati mediante analisi di RSL considerando un tempo di ritorno per la definizione dell'azione sismica Tr di 712 anni.

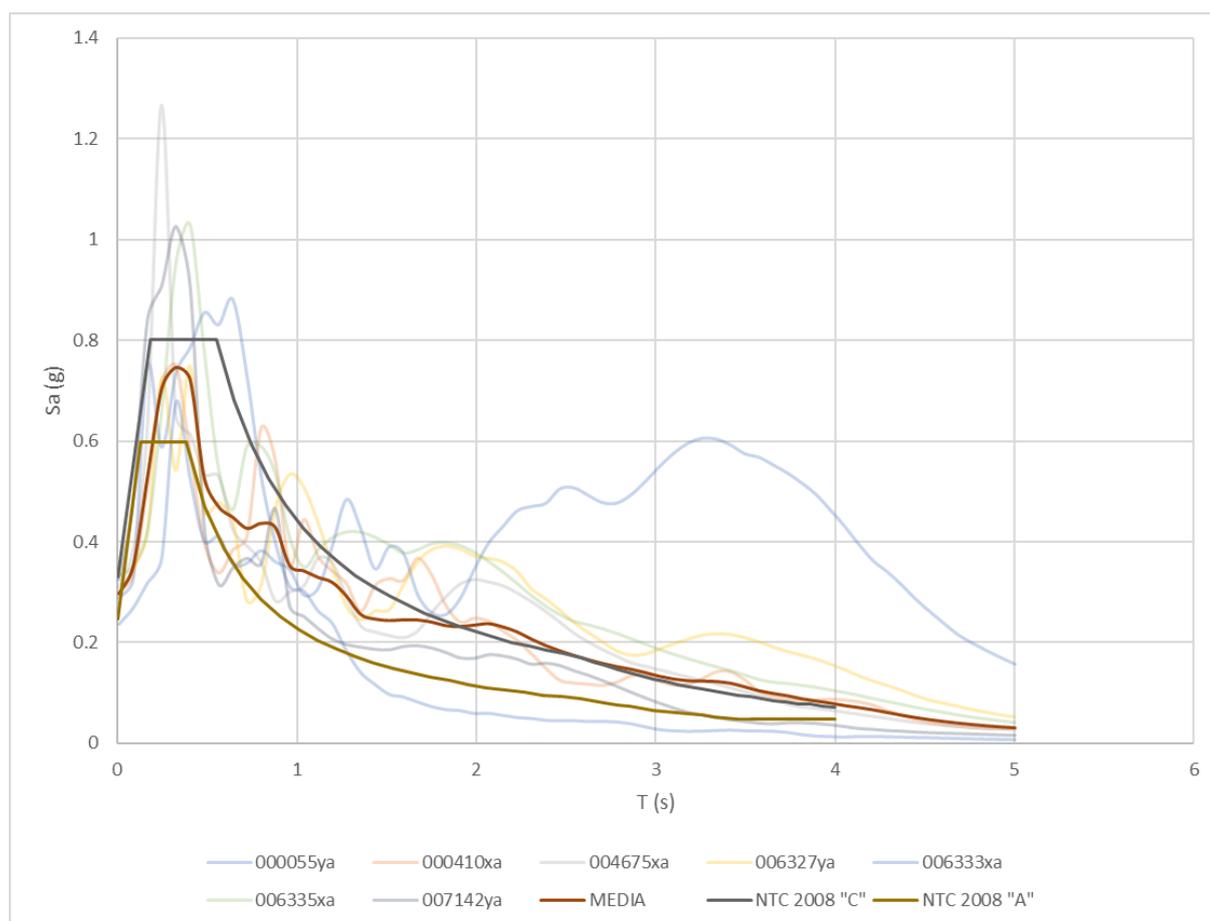


Figura 33 - Confronto spettro RSL e spetti da normativa Tr = 712 anni

Dal confronto tra gli spettri elastici ottenuti dall'analisi RSL e quelli semplificati delle NTC2018 si può osservare che lo spettro medio risulta sempre al di sotto della categoria di sottosuolo C.

Ai fini del calcolo strutturale, si consiglia quindi l'utilizzo degli spettri di normativa in quanto più restrittivi rispetto a quelli normalizzati, come si evince dal confronto degli stessi, nell'analisi sismica locale.

Di seguito si riporta la matrice di trasferimento relativa al calcolo della RSL per lo stato limite di salvaguardia della Vita (SLV); il picco è confrontabile con quanto emerso dalla prova HVSR.

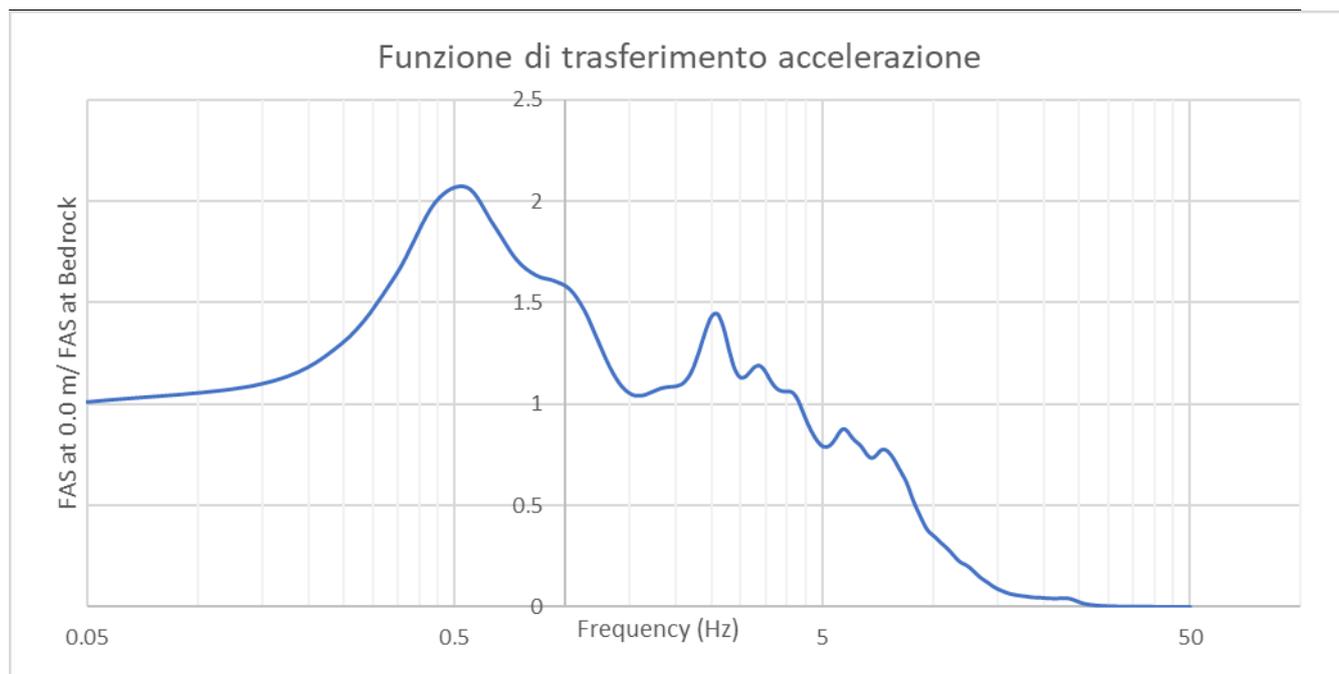


Figura 34 – Matrice di trasferimento accelerazione.

## 9 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

### 9.1. PREMESSA

Il D.M. 17 gennaio 2018, così come l'antecedente D.M. 2008, prevede per i terreni saturi non coesivi, in caso di scuotimento sismico, la verifica della suscettibilità alla **liquefazione** quando la falda freatica è superficiale ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti frazione fine limo-argillosa.

### 9.2. IL FENOMENO "LIQUEFAZIONE"

Con il termine liquefazione si intende un processo in seguito al quale un sedimento che si trova al di sotto del livello freatico perde temporaneamente resistenza e si comporta come un fluido viscoso a causa di un aumento della pressione neutra e di una riduzione della pressione efficace.

La liquefazione ha luogo quando la pressione dei pori aumenta fino a eguagliare la pressione intergranulare; in termini tecnici la liquefazione ha inizio quando la pressione dei pori ( $u_0$ ) eguaglia la pressione totale ( $\sigma_{v0}$ ), producendo uno stato della pressione efficace nullo.

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0 = 0$$

L'incremento della pressione neutra è indotto dalla tendenza di un materiale granulare a compattarsi quando è soggetto ad azioni cicliche di un sisma, con conseguente aumento del potenziale di liquefazione del terreno. La liquefazione del terreno dovuta a movimenti sismici, con le conseguenti deformazioni associate, è una delle cause più importanti di danneggiamento e crollo delle costruzioni fondate su terreni non coesivi saturi ed è il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori:

- fattori predisponenti
  - o il terreno deve essere saturo, non compattato, non consolidato, sabbioso o limoso o un miscuglio di poca argilla.
  - o Distribuzione granulometrica, uniformità, saturazione, densità relativa, pressioni efficaci di confinamento, stato tensionale in sito iniziale, ecc.
- fattori scatenanti
  - o sismicità: magnitudo, durata, distanza dall'epicentro, accelerazione massima superficiale, inoltre il sito deve essere scosso sufficientemente a lungo e con forza dal sisma.

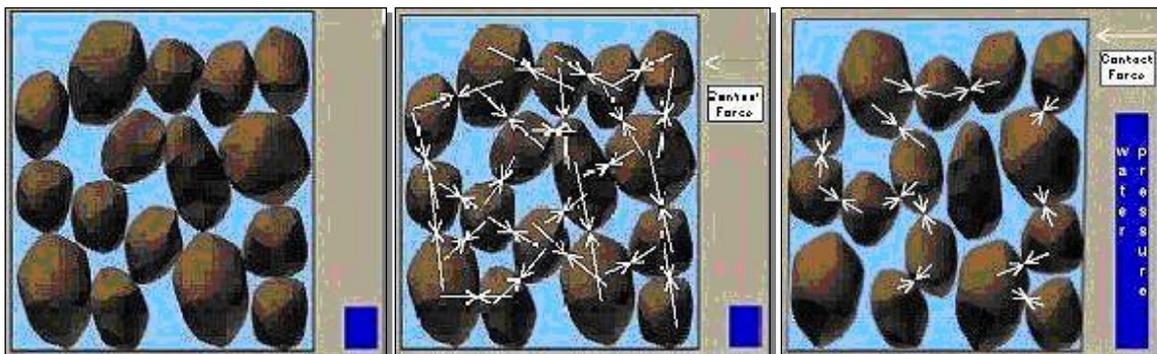


Figura 35 Incremento della pressione neutra di un terreno liquefacibile durante un sisma.

Alla liquefazione del terreno possono associarsi estesi fenomeni di subsidenza, movimenti di masse fluidificate del terreno, ecc. ma anche effetti meno devastanti, quali cedimenti differenziali, lesioni nelle strutture, ecc. che tuttavia possono indurre gravi danni alle opere.

L'ammontare delle deformazioni conseguenti alla liquefazione dipende dallo stato di addensamento del suolo, spessore ed estensione areale dello strato liquefacibile, dalla pendenza della superficie del terreno e dalla distribuzione dei carichi applicati dalle opere.

Sono suscettibili alla liquefazione:

- i suoli non coesivi e saturi (sabbie e limi, occasionalmente ghiaie) con contenuto di fini plastici relativamente basso (inferiore al 15%);
- i suoli costituiti da particelle relativamente uniformi, in cui predomina una dimensione di particelle;
- i depositi sabbiosi recenti (età Olocenica).

Il paragrafo 7.11.3.4 del D.M. 17 gennaio 2018 stabilisce che, in caso di scuotimento sismico, il sito presso il quale è ubicato l'opera deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1-g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. 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 efficace verticale di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella seguenti figure nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

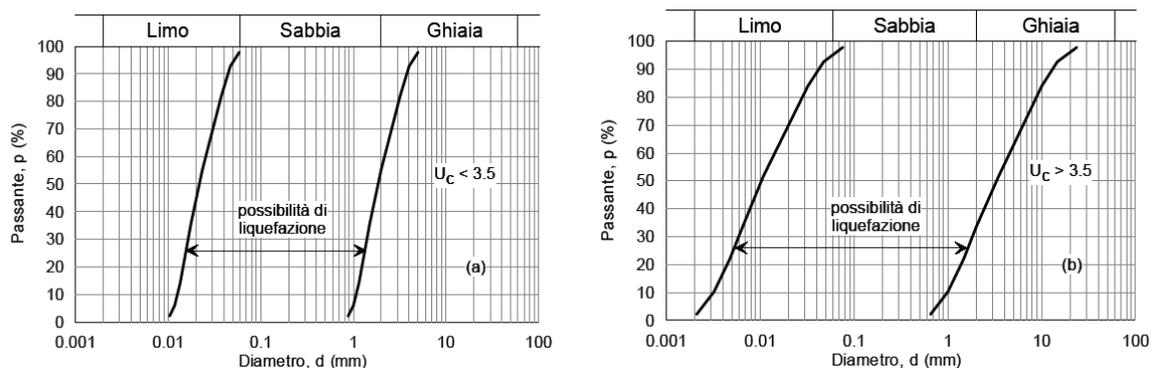


Figura 36 Fusi granulometrici id terreni suscettibili a liquefazione

Nel caso in esame si verificano le seguenti condizioni:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) pari a 0.33 ( $V_r=712$  anni) quindi superiori a 0,1-g;
- Profondità media stagionale della falda circa 1.5 m da p.c. inferiore a 15 m dal piano campagna;
- Presenza di strati sabbioso ghiaiosi per cui si sono ottenuti  $(N_1)_{60} < 30$  in alcuni strati sabbiosi presenti nei primi 20 m da p.c.
- Le curve granulometriche non escludono l'insorgenza di fenomeni di liquefazione (Vedasi la Relazione Geologica 1259\_A21);

Nel caso in esame, i valori di riferimento (da relazione geologica) sono:

- magnitudo **M = 6.6**
- Accelerazioni massime  **$a_{max} = 0.33$  (SLV)**
- Profondità media stagionale della falda **+0.0 m slmm..**
- Depositi costituiti da **sabbie**

### 9.3. ANALISI QUANTITATIVA: METODI PER IL CALCOLO DEL FATTORE DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE TRAMITE SPT

Per una stima accurata della probabilità di liquefazione dei terreni oggetto d'intervento durante un terremoto, è necessario analizzare tutti i fattori che concorrono a creare le condizioni in cui il fenomeno può verificarsi. Sulla base di quanto appurato dagli autori Seed e Idriss (1978), emerge l'impossibilità di inglobare in un unico modello tutti i numerosi parametri che li rappresentano. I criteri di prevenzione e i metodi di calcolo che sono stati avanzati in questi ultimi anni si concentrano su un numero di fattori molto più ridotto rispetto a quelli che intervengono a guidare il fenomeno. Soprattutto nella prima fase di sviluppo delle ricerche sulla liquefazione, l'intento di molti studiosi era nel senso di identificare un unico parametro che da solo spiegasse la liquefazione o meno dei depositi in condizioni sismiche.

Benché le esperienze e le argomentazioni a sostegno di alcuni dei criteri più antichi abbiano contribuito notevolmente a chiarire alcuni aspetti del meccanismo della liquefazione, in realtà, come già visto, le ricerche che hanno portato all'evoluzione delle conoscenze sul tipo dei parametri più significativi e alla formulazione di metodi empirici e di analisi dinamica, hanno preso avvio a partire dai terremoti di Niigata e dell'Alaska del 1964.

Tali studi sono andati sviluppandosi lungo le due direttrici principali: osservazioni delle caratteristiche sismiche, geologiche e geotecniche dei siti colpiti da terremoti distruttivi e analisi del comportamento di provini in prove cicliche di laboratorio in condizioni controllate.

Sono emersi così i primi criteri empirici di previsione, basati sulle caratteristiche granulometriche e sullo stato di addensamento, cui hanno fatto seguito criteri e metodi più raffinati e complessi capaci di tener conto di un numero di parametri sempre più elevato.

Il quadro dei metodi oggi disponibili è quanto mai vario e va da criteri basati su soli dati geologici qualitativi (età del deposito, origine, stratigrafia, profondità della falda, ecc) a metodi di analisi dinamica molto sofisticati, basati sulla valutazione in termini di pressioni effettive della risposta sismica locale e su prove di laboratorio molto delicate e complesse.

L'analisi di questi ultimi metodi, benché da riservare alla progettazione di opere di notevole importanza (dighe in terra, strutture off-shore, centrali nucleari, ecc), è di notevole interesse per comprendere i limiti dei metodi correntemente utilizzati e per comprendere la natura dei problemi che uno studio accurato della liquefazione può comportare.

### 9.3.1. Metodi Semplificati

Fra i metodi più importanti, saranno considerati e descritti più in dettaglio i metodi semplificati, in cui la verifica di stabilità alla liquefazione è basata sul confronto fra gli stati tensionali indotti dalle onde sismiche nella loro propagazione e quelli che producono liquefazione o livelli di deformazioni critici.

La resistenza del deposito alla liquefazione viene valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione, espresso dal rapporto fra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma, cioè:

$$F = \frac{\tau_{\text{lim}}}{\tau_{\text{max}}}$$

I termini a numeratore e denominatore sono resi adimensionali attraverso il rapporto di sforzo ciclico, ottenuto normalizzando l'ampiezza dello sforzo di taglio con la pressione verticale effettiva iniziale. Il fattore di resistenza alla liquefazione di un deposito viene quindi generalmente espresso ricorrendo ai seguenti simboli equivalenti:

$$F = \frac{(\tau / \sigma'_v)_{\text{lim}}}{\tau / \sigma'_v}$$

### 9.3.2. Valutazione della resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclici: correlazioni basate su prove in sito e in laboratorio

I numerosi metodi semplificati che sono stati proposti in questi anni, basati sul concetto di fattore di resistenza, differiscono tra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavato il termine a numeratore e cioè la resistenza del terreno agli sforzi ciclici o, come indicato nel linguaggio corrente, la resistenza alla liquefazione.

Allo stato attuale delle conoscenze, il parametro che si avvantaggia di un maggior numero di correlazioni e confronti con osservazioni reali è il numero dei colpi della prova SPT.

### 9.3.3. Calcolo Delle Sollecitazioni Di Taglio Indotte

Una valutazione dello stato di sollecitazioni indotto dal sisma ad una determinata quota, può essere condotta in modo accurato solo effettuando un'analisi della risposta sismica locale, partendo da un dato accelerogramma alla base del deposito e analizzando le sue modificazioni alle diverse quote. Soprattutto quando la valutazione della resistenza alla liquefazione viene condotta utilizzando correlazioni empiriche di letteratura, senza ricorrere cioè a prove dinamiche specificamente studiate per il caso in esame, può essere utile ricorrere a metodi di calcolo semplificati.

Con riferimento alla Figura 37, nell'ipotesi di propagazione verticale di onde sismiche di taglio, la colonna di terreno di altezza  $z$  si muove rigidamente in direzione orizzontale.

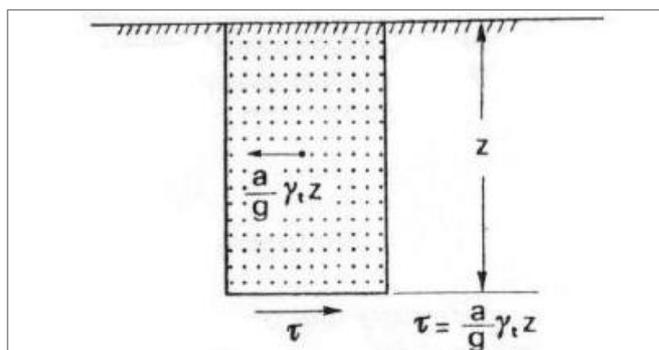


Figura 37. Colonna di terreno di altezza  $z$

Indicando con  $a_{max}$  l'accelerazione massima in superficie, lo sforzo di taglio massimo alla profondità  $z$  è dato da:

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \gamma_t z$$

Dove  $\gamma_t$  è il peso del volume di terreno e  $g$  l'accelerazione di gravità.

Poiché in realtà la colonna di terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido. Occorre quindi introdurre un coefficiente riduttivo  $r_d$ . Il valore di tale fattore è funzione della metodologia utilizzata; infatti ogni autore ha dato la propria interpretazione numerica in funzione della tensione litostatica o della profondità.

Originariamente gli autori Seed e Idriss (1971) hanno fornito i valori di tale coefficiente in funzione della profondità in forma grafica (Figura 38).

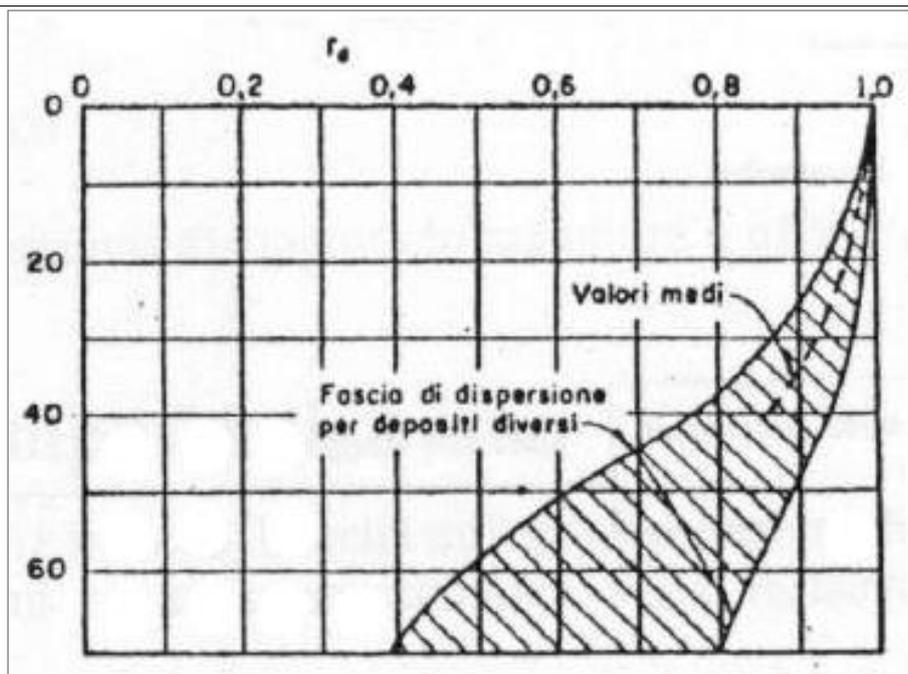


Figura 38 – Sforzi di taglio indotti dal terremoto a una generica quota.

Iwasaki et al. hanno invece fornito la seguente formula empirica:

$$r_d = 1 - 0,015z$$

con z in metri.

Normalizzando lo sforzo di taglio massimo con la pressione verticale effettiva si ottiene:

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_v} = \frac{a_{\max}}{g} r_d \frac{\sigma_v}{\sigma'_v}$$

Dove

- $\sigma_v = \gamma_t Z$
- z è la pressione totale verticale.

#### 9.3.4. Procedura di calcolo

La più usata “procedura semplificata” originariamente sviluppata da Seed e Idriss (1971), si basa sul numero di colpi della prova Standard Penetration Test, correlati con il parametro denominato “domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma” (CSR o  $\tau/\sigma'_v$ ).

Il metodo originario di Seed e Idriss (1971) negli ultimi anni è stato modificato e migliorato in diverse occasioni, sulla base di nuovi studi e della disponibilità di nuovi casi di liquefazione (Seed et al., 1985; Youd e Idriss, 1997; Youd et al., 2001; Finn, 2002).

Una revisione del corrente utilizzo pratico della valutazione della liquefazione attraverso la procedura semplificata è data nel 1996 da NCEER e nel 1998 da NCEE/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance (Youd et al., 2001) riferita allo stesso NCEER Report.

La versione corrente della “procedura semplificata” calcola il fattore di sicurezza F contro la liquefazione di un livello di suolo in termini di domanda di resistenza ciclica CSR e di capacità dello strato di terreno a resistere alla liquefazione CRR. Il fattore CSR dipende dallo sforzo totale ed efficace del sovraccarico dello strato di terreno ed è corretto da un fattore di riduzione della sollecitazione ( $r_d$ ) che diminuisce con l'aumentare della profondità.

Nel proseguo della relazione, verranno esposti i metodi che maggiormente trovano impiego in terreni aventi la medesima granulometria del deposito presente nell'area oggetto d'indagine.

I metodi proposti sono:

- Metodo più usato di Seed e Idriss (1982) – da prove SPT;
- Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983) – da prove SPT;

- Metodo raccomandato dal National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER, 1996) con rivisitazione di Youd et al. (2001) – da prove SPT;
- Idriss & Boulanger (2004) – da prove SPT;

### 9.3.5. METODO DI SEED E IDRIS (1982)

È il metodo semplificato di gran lunga più noto e più utilizzato. Esso risulta di applicazione molto facile e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici di impiego corrente (granulometria, numero dei colpi, densità relativa, peso di volume).

Per tener conto del carattere sporadico dei picchi di accelerazione massima, il rapporto di sforzo ciclico indotto dal terremoto viene valutato con riferimento, anziché al valore massimo  $\tau_{max}$  a un valore medio  $\tau_{av} = 0,65 \cdot \tau_{max}$ . Il fattore di resistenza alla liquefazione è quindi fornito dall'espressione:

$$F = \frac{(\tau/\sigma'_v)_{lim}}{\tau_{av}/\sigma'_v}$$

dove:

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0,65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \cdot r_d$$

Il termine a numeratore, cioè la resistenza alla liquefazione, viene valutato in funzione dei seguenti parametri:

- Magnitudo (M)
- numeri di colpi (SPT)
- pressione verticale effettiva ( $\sigma'_v$ )
- densità relativa (Dr)
- abaco di Figura 39 e Figura 48

L'abaco in questione è stato ottenuto discriminando i casi di terreni che hanno dato luogo a fenomeni di liquefazione e non liquefazione durante i terremoti reali. In esso le linee relative ad un terremoto di una data magnitudo separano quindi il campo dei siti di probabile liquefazione e quello dei siti in cui questa è improbabile.

Il calcolo si effettua nel seguente modo: utilizzando il grafico seguente viene valutato alla quota desiderata il numero dei colpi corretto per tener conto dell'effetto della pressione litostatica, attraverso il Coefficiente correttivo CN:

$$N_1 = C_N \cdot N_{spt}$$

Con tale valore di  $N_1$  si valuta per un dato valore della magnitudo M il rapporto di sforzo ciclico che provoca liquefazione. Se il fattore di resistenza alla liquefazione (F) è superiore a 1,3 il deposito è considerato non liquefacibile.

Nel caso di presenza di limi e sabbie limose, gli autori suggeriscono di correggere ulteriormente il valore  $N_1$  prima di utilizzare i grafici seguenti, mediante la seguente relazione:

$$N_{ics} = N_1 + A$$

Ove il parametro A assume un valore massimo 7,5. In funzione della percentuale di frazione coesiva riscontrata durante le analisi granulometriche di laboratorio (FC dell'ordine del 20%), si assegna al parametro A il valore 7,5.

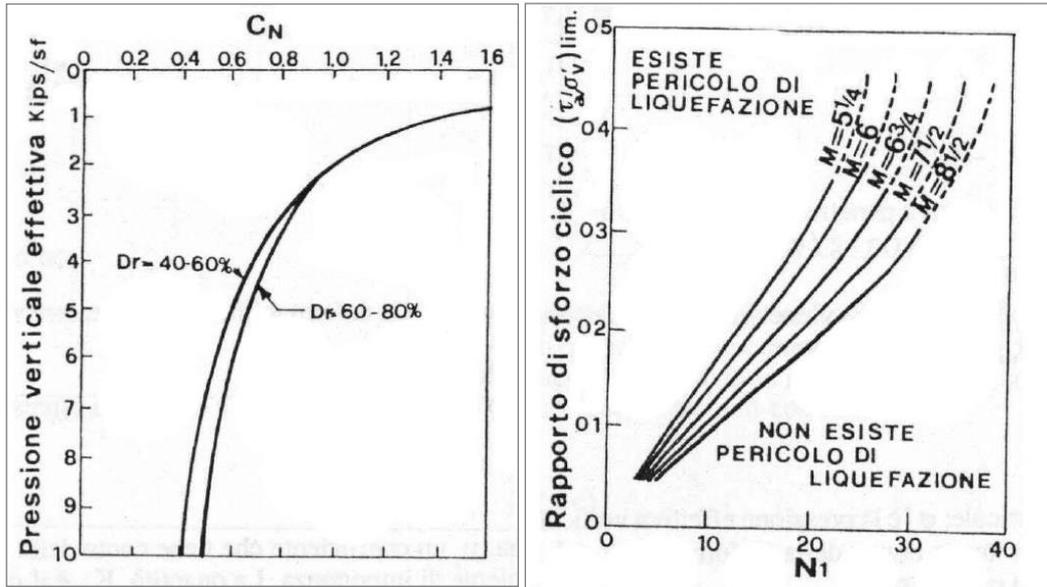
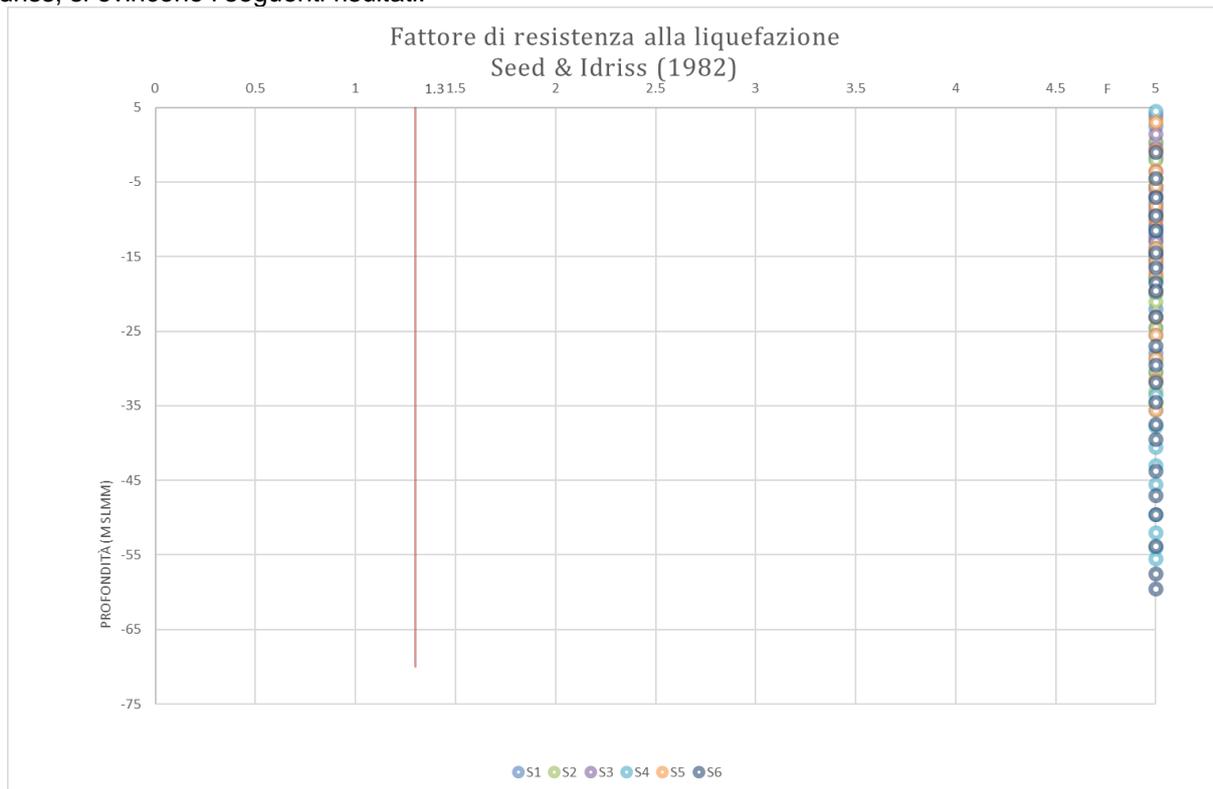


Figura 39 e 40- Coefficiente correttivo  $C_N$  e abaco di determinazione del rapporto si sforzo ciclico

### 9.3.5.1. Risultati delle analisi

Nel caso in esame, elaborando i valori desunti delle prove SPT secondo la procedura dettata dagli autori Seed e Idriss, si evincono i seguenti risultati:



### 9.3.6. METODO DI TOKIMATSU E YOSHIMI (1983)

Le basi del metodo sono le seguenti. Per tener conto della magnitudo del terremoto il rapporto di sforzo ciclico indotto dal moto sismico viene valutato con l'espressione:

$$L = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d \cdot r_n$$

che introduce nella nota espressione di Seed e Idriss un coefficiente correttivo in funzione della magnitudo M pari a:

$$r_n = 0,1(M - 1)$$

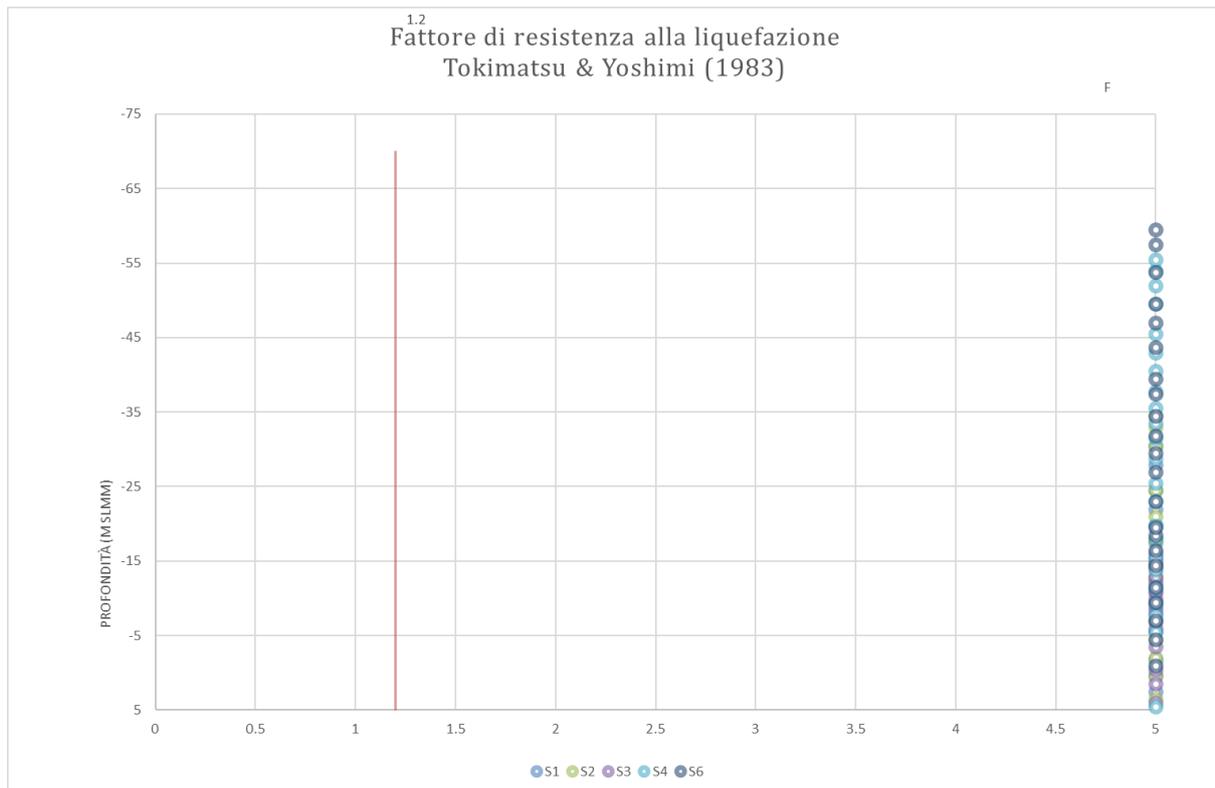
La resistenza alla liquefazione, in termini di rapporto di sforzo ciclico, viene invece calcolata con la seguente relazione, ricavata confrontando i risultati di prove triassiali cicliche con dati di prove SPT:

$$R = 0.2565 \cdot \left[ \frac{16 \cdot \sqrt{(N_1)_{60} + \Delta N_f}}{100} + \left( \frac{16 \cdot \sqrt{(N_1)_{60} + \Delta N_f}}{80} \right)^{14} \right]$$

dove  $\Delta N_f$  è pari a 0 per le sabbie pulite e 5 per le sabbie limose e  $\sigma'_v$  è espressa in kg/cm<sup>2</sup>.

La verifica della suscettibilità alla liquefazione è soddisfatta quando il fattore di sicurezza  $F = R/L$  è superiore a 1,5 (sabbie medio-sciolte).

### 9.3.6.1. Risultati delle analisi



### 9.3.7. METODO NCEER (1996), YOUNG ET AL. (2001)

Il metodo consiste nel calcolare il fattore di sicurezza contro la liquefazione (F) di un livello di suolo in termini di domanda di resistenza ciclica (CSR) e di capacità dello strato di terreno a resistere alla liquefazione (CRR).

$$F = CRR/CSR$$

La procedura di calcolo nel suo insieme è divisa in tre parti:

- Calcolo della domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma, CSR.
- Calcolo della capacità di resistenza alla liquefazione CRR, utilizzando i dati forniti dalle prove SPT.

- Valutazione del potenziale di liquefazione eseguendo il calcolo del fattore di sicurezza (F) in previsione della liquefazione, ottenuto dal rapporto fra la capacità di resistenza alla liquefazione e la domanda di resistenza ciclica.

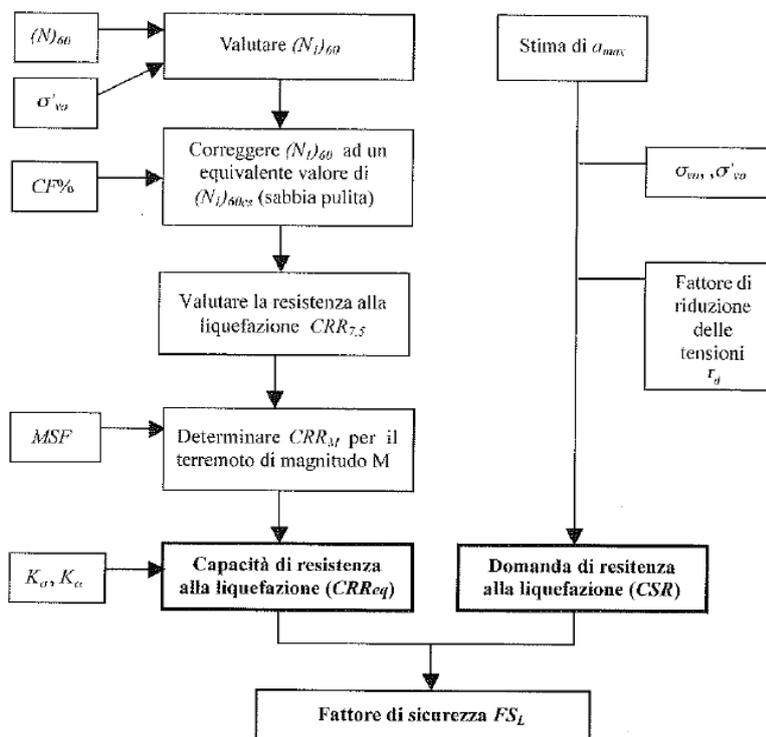


Figura 41. Diagramma di flusso per valutare la suscettibilità alla liquefazione ( $F = FS_L$ )

### 9.3.7.1. Domanda di resistenza ciclica alla liquefazione, CSR

La domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma (CSR) a una data profondità è data dalla seguente equazione:

$$CSR = 0.65 \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \frac{1}{K_\sigma}$$

dove:

- $a_{max}$  = accelerazione massima alla superficie del suolo
- $g$  = accelerazione di gravità
- $\sigma_{v0}$  e  $\sigma'_{v0}$  = tensione litostatica totale ed effettiva
- $r_d$  = fattore di riduzione delle tensioni alla profondità interessata
- $K_\sigma$  = è un fattore di correzione della tensione litostatica
- 0,65 = fattore peso, introdotto da Seed, per calcolare il numero di sforzi ciclici uniformi richiesti per produrre lo stesso aumento della pressione dei pori dovuto a un irregolare movimento del suolo durante un terremoto.

Usando questa relazione Seed e altri (1975) hanno ottenuto il numero di cicli equivalenti in funzione della magnitudo del terremoto così come descritto nel prospetto riportato di seguito.

Magnitudo	Cicli
5 ¼	2 – 3
6	5
6 ¾	10
7 ½	15
8 ½	26

### 9.3.7.2. Fattore di riduzione delle tensioni

Le seguenti equazioni sono raccomandate da un gruppo di esperti del National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) nel 1996 e Youd et al. (2001) per determinare il fattore delle tensioni  $r_d$ :

- $r_d = 1 - 0.00765 \cdot z$  ( $z \leq 9.15$  m)
- $r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z$  ( $9.15$  m  $\leq z \leq 23$  m)
- $r_d = 0.774 - 0.008 \cdot z$  ( $z > 23$  m)

dove  $z$  è la profondità in metri dall'attuale piano campagna. L'andamento con la profondità del fattore  $r_d$ , originariamente valutato da Seed e Idriss secondo la formula  $1 - 0,015z$ , negli ultimi anni è stato oggetto di ricerca da parte di vari autori, fra cui T.F. Blake, il quale approssima la curva media alla seguente equazione:

$$r_d = \frac{(1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753z^{1.5})}{(1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.001210 \cdot z^2)}$$

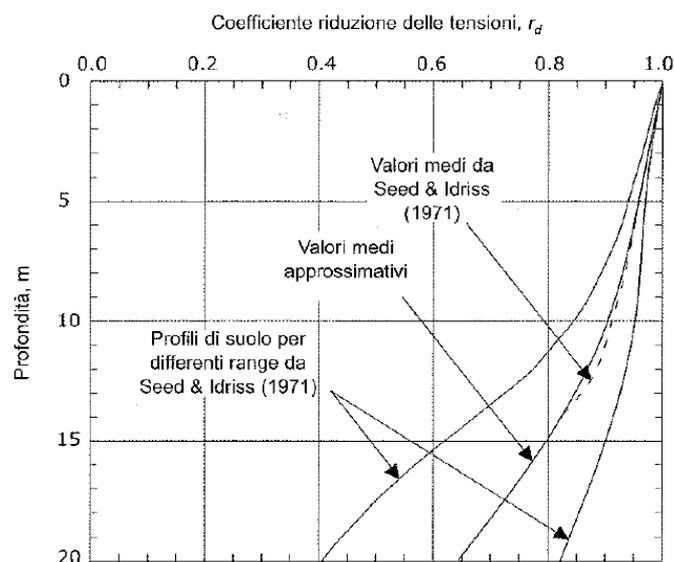


Figura 42. Fuso di variazione del fattore di riduzione delle tensioni  $r_d$  con la profondità

### 9.3.7.3. Fattore di correzione della tensione litostatica

Il parametro  $K_\sigma$  è un fattore di correzione della tensione litostatica compreso fra 1 e 15 (Olsen, 1984) e viene stimato tramite le seguenti espressioni:

$$K_\sigma = 1 \quad \text{per } \sigma'_{v0} < 100$$

$$K_\sigma = (\sigma'_{v0}/100)^{-0.25} \quad \text{per } \sigma'_{v0} \geq 100$$

### 9.3.7.4. Capacità di resistenza alla liquefazione, CRR

La capacità di resistenza alla liquefazione (CRR) è una funzione della resistenza penetrometrica  $(N_1)_{60cs}$  corretta per il carico litostatico e del contenuto di materiali fini. Fra le molteplici espressioni presenti in letteratura, la più utilizzata è quella di Blake (1996), ove il fattore CRR è riferito ad un terremoto di magnitudo 7.5.

$$CRR_{7.5} = \frac{a + c \cdot x + e \cdot x^2 + g \cdot x^3}{1 + b \cdot x + d \cdot x^2 + f \cdot x^3 + h \cdot x^4}$$

dove:

- $x = (N_1)_{60cs}$
- $a = 0.04844$
- $b = -0.1248$

- c = -0.004721
- d = 0.009578
- e = 0.0006136
- f = -0.0003285
- g = -0.00001673
- h = 0.000003714

L'equazione è valida per valori di  $(N_1)_{60cs}$  inferiori a 30. Per valori di  $(N_1)_{60cs}$  superiori o uguali a 30, i suoli sono classificati non liquefacibili.

### 9.3.7.5. Calcolo del numero di colpi normalizzato

Il valore del numero di colpi SPT deve tener conto dell'effetto della pressione litostatica, infatti la grandezza  $(N_1)_{60cs}$  rappresenta il numero di colpi normalizzato a una pressione effettiva di confinamento di circa 100 kPa e un fattore di rendimento energetico del 60% nell'esecuzione della prova.

Il valore di  $(N_1)_{60cs}$  è calcolato utilizzando la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \cdot C_N$$

Ove il fattore ( $C_N$ ) di correzione della pressione litostatica efficace  $\sigma'_{v0}$  equivalente a 100 kPa, è calcolato con la seguente equazione, dettata dagli autori Liam e Whitman (1986):

$$C_N = (p_a / \sigma'_{v0})^{0.5}$$

Questo fattore di riduzione generalmente non supera il valore di 1,7. Nella tabella seguente sono riportate le formule proposte da vari ricercatori per normalizzare il parametro  $N_{60}$ .

Parametro	Parametro normalizzato	Tipo di suolo	Autore
$(N)_{60}$	$(N)_{60} / (\sigma'_{v0})^{0.55}$	Sabbia DR = 40-60%	Seed et al., 1983
	$(N)_{60} / (\sigma'_{v0})^{0.45}$	Sabbia DR = 60-80%	Seed et al., 1983
	$(N)_{60} / (\sigma'_{v0})^{0.56}$	Sabbia	Jamiolkowski et al., 1986
	$(N)_{60} / (\sigma'_{v0})^{0.5}$	Sabbia	Liao & Whitman, 1986
	$2 \cdot (N)_{60} / (1 + \sigma'_{v0})$	Sabbia media densa	Skempton, 1986
	$3 \cdot (N)_{60} / (1 + \sigma'_{v0})$	Sabbia densa	Skempton, 1986
	$1.7 \cdot (N)_{60} / (0.7 + \sigma'_{v0})$	Sabbia fine	Skempton, 1986
$(N)_{60} / (\sigma'_{v0})^{\eta}$	$\eta = 1$ Argilla $\eta = 0.7$ Sabbia sciolta $\eta = 0.6$ Sabbia	Olsen, 1997 Olsen, 1997	

Tabella 1. Formule per il calcolo del numero di colpi normalizzato

### 9.3.7.6. Influenza del contenuto di fini

La formula originale per il calcolo della capacità di resistenza alla liquefazione è basata sull'ipotesi che il terreno granulare sia costituito da sabbia pulita. In caso di presenza di fini, occorre tener conto di un fattore correttivo della grandezza  $(N_1)_{60}$ .

Infatti già Seed et al. (1985) nello sviluppo originale della procedura, evidenziano un apparente aumento del valore di CRR con l'aumentare del contenuto di fini.

Gli autori Youd e Idriss (1997) propongono al seguente formula:

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

Ove  $\alpha$  e  $\beta$  sono riportati nella seguente tabella.

Contenuto di fini (FC)	$\alpha$	$\beta$
FC < 5%	0	1
5% < FC < 35%	$\exp(1.76 - (190/FC^2))$	$0.99 + FC^{1.5}/1000$
FC > 35%	5	1.2

Tabella 2. Coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$

### 9.3.7.7. Fattore di correzione della Magnitudo

La correlazione di calcolo della capacità di resistenza alla liquefazione (CRR), si riferisce a terremoto di Magnitudo 7.5.

Sulla base della sismicità storica dell'area analizzata, si fa riferimento alla Figura 43 per applicare le procedure semplificate di analisi della liquefazione a terremoti di magnitudo diversa da 7.5 si utilizza un fattore di scala della Magnitudo, MSF, moltiplicatore del rapporto di resistenza alla liquefazione ( $CRR_{7.5}$ ).

$$- CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF$$

Il valore da attribuire al fattore MSF, è stato a lungo calcolato con la seguente equazione, che riproduce i valori numerici proposti dagli autori Seed e Idriss (1982):

$$- MSF = 0.65 / (0.1 \cdot (M-1)) \quad (\text{Seed e Idriss, 1982})$$

Recentemente negli ultimi anni, con una base più ampia e significativa, il valore da attribuire al fattore MSF è definito dalle seguenti equazioni suggerite dalle raccomandazioni NCEER:

- $MSF = 10^{2.24/M^{2.56}}$  (Idriss, 1990)
- $MSF = 10^{0.99/M^{1.13}}$  (Idriss, 1995)
- $MSF = 10^{2.84/M^{3.24}}$  (Youd et al., 2001)

Nella seguente figura sono riportate le curve proposte da vari ricercatori per il calcolo del fattore MSF.

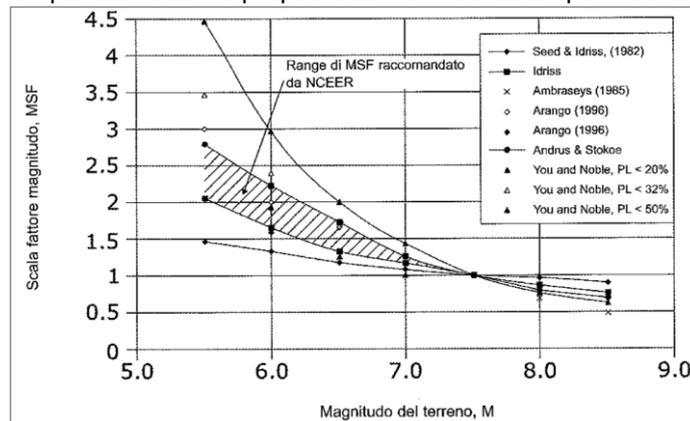
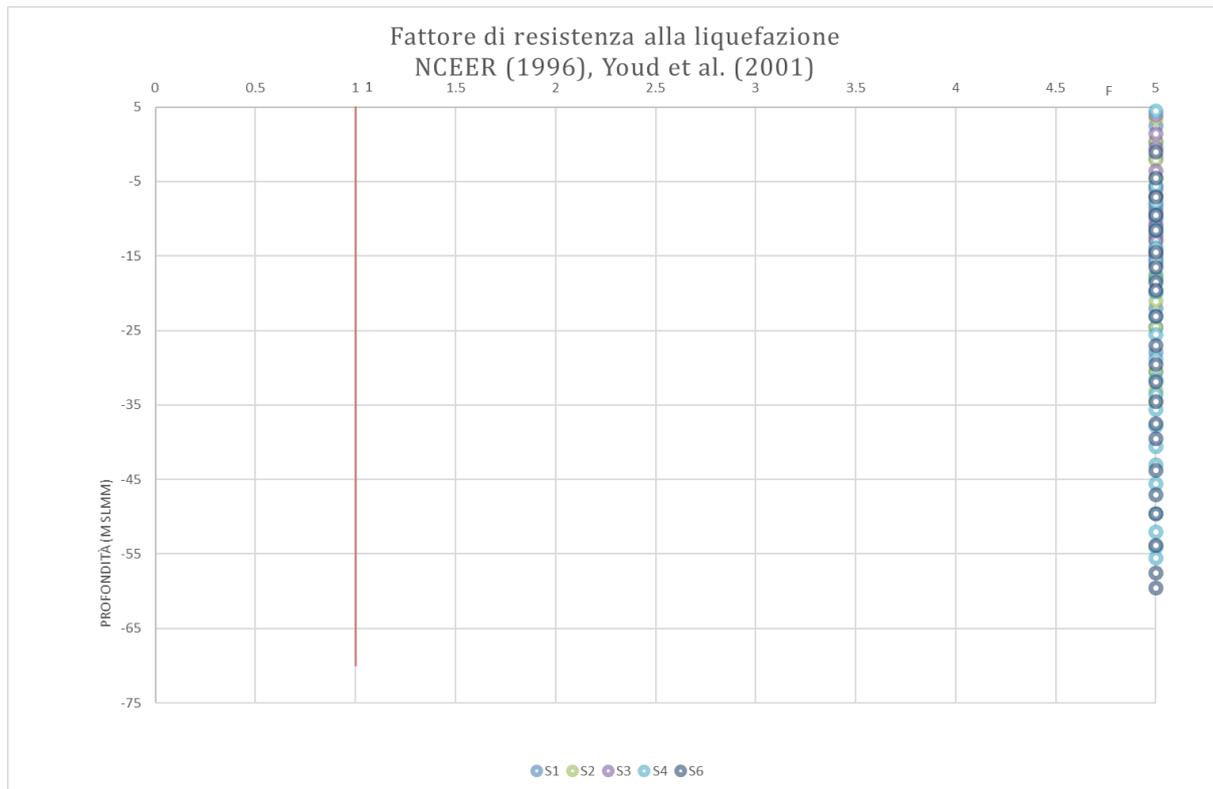


Figura 43. Fattore di scala della Magnitudo (Youd e Noble, 1997)

### 9.3.7.8. Risultati delle analisi



### 9.3.8. METODO DI IDRIS & BOULANGER (2004)

Il metodo consiste nel calcolare il fattore di sicurezza contro la liquefazione (F) di un livello di suolo in termini di domanda di resistenza ciclica (CSR) e di capacità dello strato di terreno a resistere alla liquefazione (CRR).

$$F = CRR/CSR$$

#### 9.3.8.1. Domanda di resistenza ciclica alla liquefazione, CSR

La domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma (CSR) a una data profondità è data dalla seguente equazione:

$$CSR = 0.65 \cdot \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d$$

dove:

- 0,65: fattore peso, introdotto da Seed, per calcolare il numero di sforzi ciclici uniformi richiesti per produrre lo stesso aumento della pressione dei pori dovuto a un irregolare movimento del suolo durante un terremoto;
- $a_{max}$ : accelerazione massima alla superficie del suolo;
- g: accelerazione di gravità;
- $\sigma_{v0}$  e  $\sigma'_{v0}$ : tensione litostatica totale ed effettiva;
- $r_d = e^{\alpha + \beta \cdot M}$ : fattore di riduzione delle tensioni alla profondità interessata;
- $\alpha = -1.012 - 1.126 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$ ;
- z: profondità da p.c. espressa in metri;

- $\beta = 0.106 + 0.118 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$ ;
- M: magnitudo.

### 9.3.8.2. Capacità di resistenza alla liquefazione, CRR

La capacità di resistenza alla liquefazione (CRR), riferito ad un terremoto di magnitudo 7.5, viene calcolata come segue:

$$CRR_{7.5} = \left[ e^{\frac{(N_1)_{60,cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60,cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60,cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60,cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8} \right] \cdot k_\sigma$$

dove:

$$(N_1)_{60,cs} = (N_1)_{60} + \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC+0.01} - \left(\frac{15.7}{FC+0.01}\right)^2\right)$$

- ;

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot \sqrt{\frac{1.013}{\sigma'_v}} ;$$

- FC = contenuto di fine espresso in %.

$$k_\sigma = 1 - \frac{1}{18.9 - 2.55 \cdot \sqrt{(N_1)_{65,cs}}} \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_v}{1.013}\right)$$

### 9.3.8.3. Fattore di correzione della Magnitudo

La correlazione di calcolo della capacità di resistenza alla liquefazione (CRR), si riferisce a terremoto di Magnitudo 7.5.

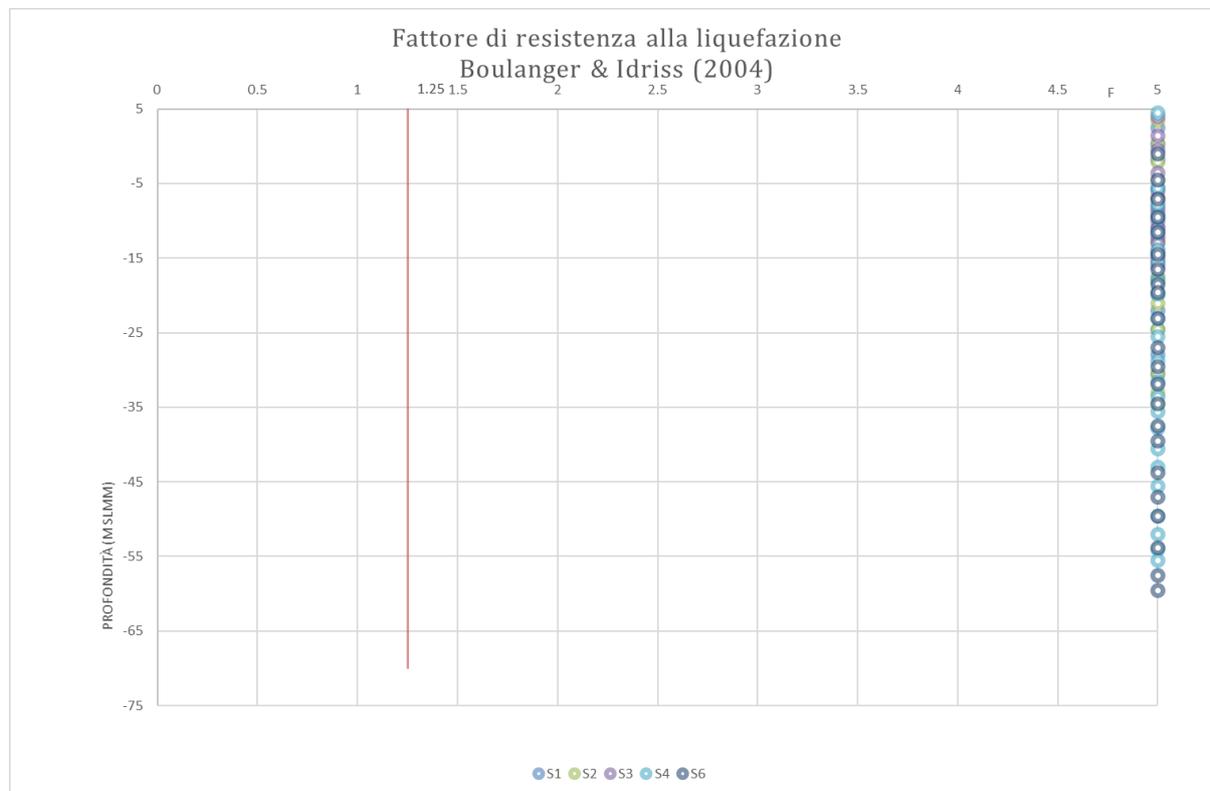
Per applicare la formula a terremoti di magnitudo diversa da 7.5, si utilizza un fattore di scala della Magnitudo, MSF, moltiplicatore del rapporto di resistenza alla liquefazione (CRR<sub>7.5</sub>):

$$CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF$$

dove:

$$MSF = 6.9 \cdot e^{\left(\frac{M}{4}\right)} - 0.058$$

#### 9.3.8.4. Risultati delle analisi



#### 9.3.9. RISULTATI DA PROVA SPT

I risultati delle analisi effettuate mostrano quindi un quadro di stabilità rispetto alla liquefazione del sito. Dall'analisi delle prove Nspt si osserva come, in nessun caso, il valore del fattore di sicurezza ottenuto sia inferiore al minimo richiesto. Risulta quindi che l'indice del potenziale di liquefazione LPI valutato secondo Iwasaki et al., 1982 è nullo.

PROVE SPT				
Prova	Metodo calcolo FS	$I_L$	Rischio di liquefazione	Sv (m)
S1	Seed & Idriss (1982)	0.00	Nulla	0.00
	Tokimatsu e Yoshimi (1983)	0.00	Nulla	0.00
	NCEER (1996), Youd et al. (2001)	0.00	Nulla	0.00
	Idriss & Boulanger (2004)	0.00	Nulla	0.00
S2	Seed & Idriss (1982)	0.00	Nulla	0.00
	Tokimatsu e Yoshimi (1983)	0.00	Nulla	0.00
	NCEER (1996), Youd et al. (2001)	0.00	Nulla	0.00
	Idriss & Boulanger (2004)	0.00	Nulla	0.00
S3	Seed & Idriss (1982)	0.00	Nulla	0.00
	Tokimatsu e Yoshimi (1983)	0.00	Nulla	0.00
	NCEER (1996), Youd et al. (2001)	0.00	Nulla	0.00
	Idriss & Boulanger (2004)	0.00	Nulla	0.00
S4	Seed & Idriss (1982)	0.00	Nulla	0.00
	Tokimatsu e Yoshimi (1983)	0.00	Nulla	0.00
	NCEER (1996), Youd et al. (2001)	0.00	Nulla	0.00
	Idriss & Boulanger (2004)	0.00	Nulla	0.00
S5	Seed & Idriss (1982)	0.00	Nulla	0.00
	Tokimatsu e Yoshimi (1983)	0.00	Nulla	0.00
	NCEER (1996), Youd et al. (2001)	0.00	Nulla	0.00
	Idriss & Boulanger (2004)	0.00	Nulla	0.00
S6	Seed & Idriss (1982)	0.00	Nulla	0.00
	Tokimatsu e Yoshimi (1983)	0.00	Nulla	0.00
	NCEER (1996), Youd et al. (2001)	0.00	Nulla	0.00
	Idriss & Boulanger (2004)	0.00	Nulla	0.00

---

## 10 CONCLUSIONI

L'analisi storica degli eventi sismici registrati nel raggio di qualche centinaio di chilometri dal Comune di Catanzaro, documenta terremoti con intensità massima osservata  $I_x$  pari a 11 (MCS), corrispondente ad un valore di Magnitudo pari a 8.1.

In base alla medesima Ordinanza l'area in esame è attualmente classificata in **zona 2**, contrassegnata da un parametro di **accelerazione massima orizzontale  $a_g$**  compreso nell'intervallo **0,200-0,225  $g$   $m/s^2$**  (valore riferito ad una probabilità di superamento del 5% in 50 anni) come segnalato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Avendo registrato valori medi delle velocità media delle onde di taglio ( $V_{S,30}$  comprese tra 279 e 320 m/s), in accordo alle NTC '08, l'area rientra in **categoria di sottosuolo C**, per il quale si considerano i parametri di progetto riportati nelle relazioni specialistiche. Lo studio di Risposta Sismica Locale, sviluppato per lo stato limite di salvaguardia della vita, ha confermato la scelta di questa categoria di sottosuolo.

Nel caso in esame è inoltre da escludere l'insorgere di un fenomeno di liquefazione negli strati superficiali a causa sia della profondità del livello di falda sia del grado di addensamento dei depositi ghiaiosi profondi, documentato dalle prove SPT in foro di sondaggio eseguite.