



Dott. Geol. Angelo Alberto STAMILE -- C.da Sala 15, 89040 Stignano (RC) -- Via Delle Viole 5, 87040 Cerzeto (CS)
Tel. 0964773059 --- Cell. 3496065802 --- e-mail: geologostamile@gmail.com

**RELAZIONE SULLA PERICOLOSITA' SISMICA
DI BASE, E SULLA RISPOSTA SISMICA LOCALE
(Livello di Analisi II NTC2018)**

**COMUNE
ROCELLA JONICA**
Città Metropolitana di Reggio Calabria

Committente:
Amministrazione Comunale

Località:
Porto le Grazie.

PROGETTO

**“POR FESR_FSE 2014_2020.
Asse VII. Obiettivo specifico 7.2 Azione 7.2.2
Intervento di:
Riqualficazione e adeguamento
del Porto delle Grazie di Roccella Ionica**

Allegato _____

Il Geologo

Dott. Geol. Angelo Alberto STAMILE
Ordine dei Geologi della Calabria - n° 536



Visto Enti:

Marzo 2019

INDICE

PREMESSA.	2
1. CARATTERISTICHE SISMOTETTONICHE E SISMICITA' DELL'AREA.	4
1.1. CARATTERISTICHE SISMOTETTONICHE.....	4
1.2. SISMICITÀ DELL'AREA.	6
2. LA PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE.....	9
2.1. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE (NTC2018) DELLA STRATEGIA DI PROGETTO UTILIZZATA E SUOI VALORI DI DISAGGREGAZIONE.	9
3. PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	16
3.1. STRATIGRAFIA DEL SITO E RELATIVI PARAMETRI ELASTO-DINAMICI.....	18
3.2. ANALISI SEMPLIFICATA DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE (LIVELLO II DI ANALISI - NTC2018)	19
3.3 PERICOLOSITÀ DOVUTA AD INSTABILITÀ PER EFFETTI COOSISMICI.....	25
3.3.1 <i>Suscettibilità all'instabilità per effetti coosismici legati a movimenti di massa.</i>	25
3.3.2 <i>Suscettibilità all'instabilità per effetti coosismici legati alla presenza di faglie attive.....</i>	25
3.3.3 <i>Suscettibilità all'instabilità per effetti coosismici legati alla presenza di contatti laterali tra litotipi diversi.</i>	26
3.3.4 <i>Suscettibilità all'instabilità per effetti coosismici legati all'addensamento dei terreni.</i>	26
3.3.5 <i>Suscettibilità all'instabilità per effetti coosismici legati alla liquefazione sismica dei terreni sotto falda.....</i>	26
4. VALUTAZIONI CONCLUSIVE.....	31

PREMESSA.

Per il progetto “*POR FESR_FSE 2014_2020. Asse VII. Obiettivo specifico 7.2 Azione 7.2.2 – Intervento di: Riqualficazione e adeguamento del Porto delle Grazie di Roccella Ionica* da eseguirsi in Loc. nel Comune di Roccella Jonica (RC) è stato conferito al sottoscritto Dott. Geol. Angelo Alberto Stamile, incarico di condurre lo studio sulla pericolosità sismica di base e sulla risposta sismica locale. In particolare, l’opera in progetto prevede l’ampliamento del molo di sovraflutto, con un prolungamento (pennello) alla cui estremità verranno posizionati una innovativa tipologia di cassoni portuali, i REWEC (REsonant Wave Energy Converter) che, oltre a svolgere la classica funzione di opere portuali, assorbono l’energia ondosa incidente e la trasformano in energia elettrica mediante l’installazione di idonee turbine. Il presente lavoro ha la finalità di studiare la pericolosità sismica di base dell’area e la sua modificazione locale per effetti di sito (risposta sismica locale). Lo Studio:

E’ redatto secondo le direttive della vigente normativa nazionale e regionale in materia emanate nel: **D.M. del 17-01-2018** “*Norme tecniche per le costruzioni*”; **Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del C. S. LL. PP.** – *Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*”; **Legge Regionale n. 37 del 31/12/2015** “*Modifica alla legge regionale n. 3S del 19 ottobre 2009 e s.m.i. (Procedure per la denuncia degli interventi di carattere strutturale e per la pianificazione territoriale in prospettiva sismica - Testo coordinato con le modifiche ed integrazioni di cui alla L.r. 29 giugno 2016, n.16)*”; **Regolamento regionale del 29/11/2016 n. 15** “*Procedure per la denuncia, il deposito e l’autorizzazione di interventi di carattere strutturale e per la pianificazione territoriale in prospettiva sismica di cui alla legge regionale n. 37 del 28 dicembre 2015*”; **Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica (ICMZS)**, “*Standard di Rappresentazione ed Archiviazione dei Dati*” per la Microzonazione Sismica predisposti dalla Commissione Tecnica per la Microzonazione Sismica (articolo 5, comma 7 dell’OPCM n. 3907 del 13/11/2010);

Si articola nelle seguenti fasi:

- Descrizione delle caratteristiche sismotettoniche e della sismicità storica dell’area.

Dott. Geol. Angelo Alberto STAMILE

C.da Sala n. 15 -- 89040 Stignano (RC) --- Via Coscione n. 20 – 87040 Cerzeto (CS)
Tel: 0964/773059, Cell. 349/6065802, e-mail: geologostamile@gmail.com

- Studio della pericolosità sismica di base del sito d'intervento (Coordinate ED50: lat. 38.324200°N, lon. 16.430500°E).
- Ricostruzione, attraverso l'analisi di indagini geognostiche e geofisiche, di un modello litotecnico del sottosuolo, per uno spessore non inferiore ai 30 metri dal piano fondale delle opere, con le sue caratteristiche geotecniche ed elasto dinamiche (modello geologico derivante dalla relazione geologica).
- Valutazione della Risposta Sismica Locale con approccio semplificato (livello II, NTC2018).
- Valutazione dell'instabilità dell'area per effetti coosismici.



1. CARATTERISTICHE SISMOTETTONICHE E SISMICITA' DELL'AREA.

1.1. Caratteristiche sismotettoniche.

La presenza di faglie capaci nel territorio oggetto di studio può essere verificata consultando il Catalogo delle Faglie Capaci ITHACA “*Database delle faglie capaci-sismogenetiche d'Italia*” (*Capacity seismic Italian fault database*) del Servizio Geologico d'Italia ISPRA. Esso comunque non rappresenta la totalità delle faglie capaci ma solo quelle presenti sul territorio nazionale di cui esiste uno studio e quindi un riferimento bibliografico. Inoltre il Catalogo ITHACA fornisce solo una prima indicazione sull'eventuale presenza di faglie attive e capaci in un determinato territorio, ma non può essere utilizzato per la loro caratterizzazione di dettaglio. L'adeguata conoscenza della cronologia dell'attività delle faglie è cruciale nella definizione di schemi strutturali per finalità sismotettoniche. Per le aree analizzate, l'intervallo cronologico scelto affinché si possa ritenere un elemento strutturale di sicuro interesse in ambito sismotettonico è il Pleistocene superiore-Olocene (a partire dall'ultimo massimo glaciale, ca. 18000-23000 anni BP). La scelta di questo intervallo cronologico "stretto" rende pressoché sicura la pertinenza dell'elemento strutturale rappresentato con il regime deformativo in atto. Inoltre essa è direttamente legata alle caratteristiche geologico-geomorfologiche dei settori interessati dalle faglie rappresentate. La maggior parte di queste faglie, infatti, interessa versanti montuosi e spesso disloca depositi di versante. E' ormai ampiamente riconosciuto che la più cospicua produzione detritica recente nell'Italia peninsulare è da riferire a fasi deposizionali prossime all'ultimo massimo glaciale nel contesto di una dinamica periglaciale. Pertanto le successioni detritiche, talvolta assai spesse, riferibili al contesto cronologico citato costituiscono dei serbatoi di informazione sull'attività delle faglie negli ultimi millenni. In particolare, nei pressi dell'area di studio, il sistema sismogenetico



considerato attivo è il *Sistema Stilo Bovalino* costituito da un sistema di faglie normali di direzione NE-SW, lungo circa 54 Km, con uno slip rate verticale minimo dell'ordine di 0,2 mm/a ed uno spessore dello strato sismogenetico di circa 5-15 Km. L'ultima attività nota del sistema risale al Quaternario.

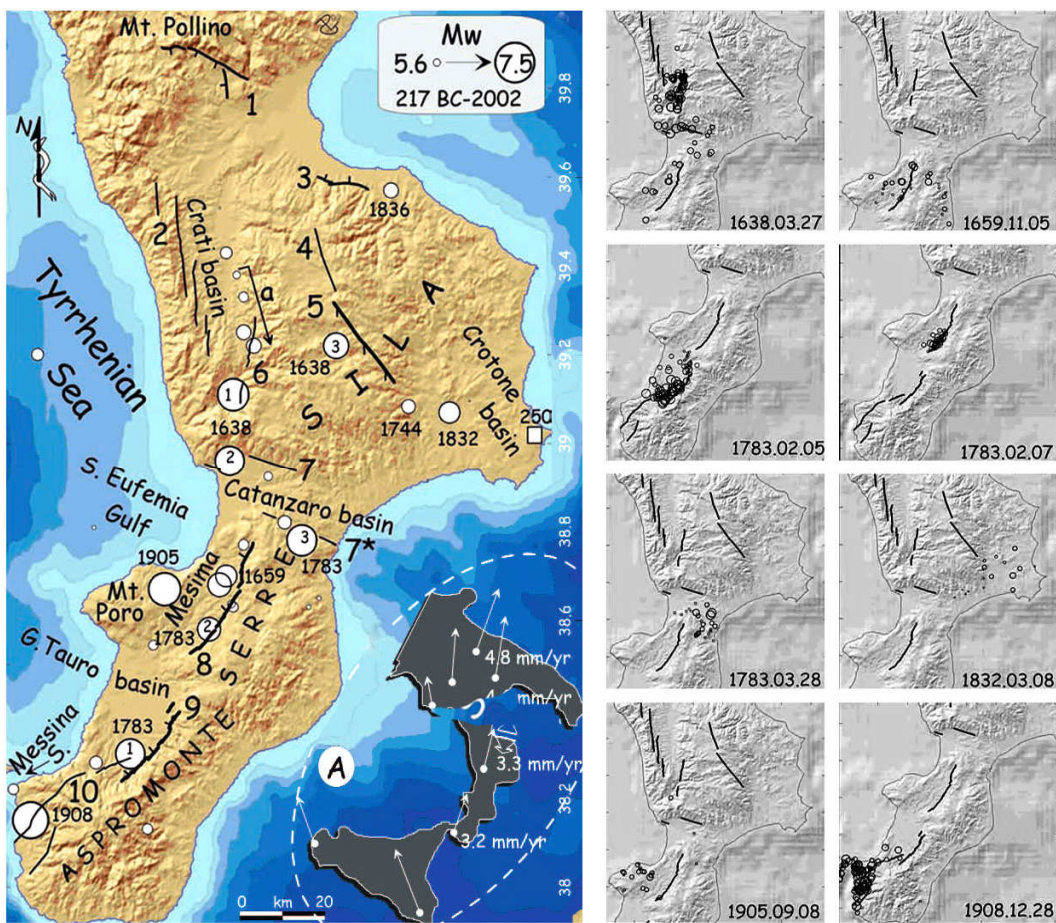
Nello specifico, il segmento di faglia più vicino è ubicato a circa 7.0 Km in direzione NW (Faglia Monte Coia). La **Faglia Monte Coia** (Sistema Stilo-Bovalino) individuata con il codice 38702, presenta una direzione circa NE-SW (N40), uno sviluppo di circa 2.59 Km, un cinematismo di tipo normale con debole immersione in direzione SE ed uno slip-rate non definito, mentre l'ultima attività nota risale, generalmente, al Quaternario.



Come già detto la zona del territorio di Roccella Jonica, neotettonicamente, rientra nell'influenza delle strutture tettoniche potenzialmente attive e capaci suddette. Comunque, dato che l'ultima attività nota di tali faglie risale generalmente al quaternario e non vi sono studi che evidenziano un'attività risalente negli ultimi 40.000 anni tali faglie verranno considerate potenzialmente attive e capaci. In ogni caso tale faglia è distante circa 7.0 Km dall'area di studio.

1.2. Sismicità dell'area.

La Calabria è caratterizzata da un'intensa attività geodinamica testimoniata dagli alti livelli energetici raggiunti dagli eventi sismici in epoca storica, infatti è la regione in Italia nella quale si sono verificati i terremoti tra i più catastrofici ed a più elevata intensità ed energia dell'area mediterranea. Anche la distribuzione degli epicentri strumentali conferma sostanzialmente l'attività di molti elementi tettonici individuati in superficie, quali: la Valle del Crati, la Stretta di Catanzaro, il Sistema Serre-Aspromonte (Moretti & Guerra 1997; Monaco & Tortorici 2000; Tansi et alii 2006).



Distribuzione dei terremoti con $M_w > 5.5$ modificata da WORKING GROUP CPTI (2004) e delle principali strutture sismogenetiche note. In grassetto quelle certe, ovvero quelle per le quali siano state effettuate analisi paleosismologiche. La freccia (a) indica la sequenza sismica occorsa nel XVIII-XIX secolo da nord verso sud nella valle del Crati. I numeri 1-2-3 all'interno degli epicentri del 1638 e 1783 indicano le scosse del 27-28 Marzo e 9 Giugno 1638 e 5-7 Febbraio e 28 Marzo 1783. Il simbolo quadrato nel Crotonese indica il terremoto dedotto da analisi archeosismologiche da GALLI et alii (2006a) e ivi datato intorno alla metà del III secolo d.C. -- (A) sono visualizzate le velocità GPS calcolate da D'AGOSTINO & SELVAGGI (2004). La differenza tra le velocità della Puglia e della Calabria centro-meridionale evidenziano un'estensione intermedia di $\sim 1,5$ mm/anno, di cui $\sim 2/3$ potrebbero essere accomodati dal sistema di faglie silane e del Pollino. -- Distribuzione degli effetti maggiori dell'8-9 grado MCS per i diversi terremoti della Calabria e principali faglie con attività quaternaria (mod. da GALLI & BOSI, 2002).

Il grado di distruzione raggiunto in occasione degli eventi del 1783 e del 1908 è in assoluto uno tra i più elevati in tutta l'area mediterranea. La quasi totalità dei terremoti calabresi noti è avvenuta, però, solo a partire dal XVII secolo, con un'iniziale sequenza che dal 1638 al 1908 ha devastato prevalentemente la parte tirrenica della penisola, da nord verso sud. Poco o nulla sappiamo invece di quello che avvenne nei secoli precedenti. Recenti ricerche d'archivio (GALLI et alii, 2001; CAMASSI et alii, 2004; SCIONTI et alii, 2006) hanno evidenziato l'esistenza di una sismicità «sotterranea», anche di elevata magnitudo ($M \sim 6$) avvenuta sia prima che dopo il XVII secolo, non ancora appieno svelata, ma non certo paragonabile a quella relativa ai terremoti catastrofici della nominata sequenza 1638-1908 ($6.7 \leq M \leq 7.5$). Da ciò si può dunque affermare che gran parte delle principali strutture sismogenetiche della Calabria si sono attivate negli ultimi 400 anni e che il loro tempo di ritorno è superiore al periodo coperto dalle fonti storiche. Dall'insieme delle conoscenze sulla tettonica attiva della Calabria si possono, infine, delineare due zone con direzione di estensione divergenti di $\sim 55^\circ$ (\sim NNE-SSW nella Calabria centro-settentrionale, \sim NW-SE in quella del sud), separate da una zona di svincolo cinematico profondo nella stretta di Catanzaro, che potrebbero riflettere il limite della zona di subduzione attiva al di sotto dell'Arco Calabro.

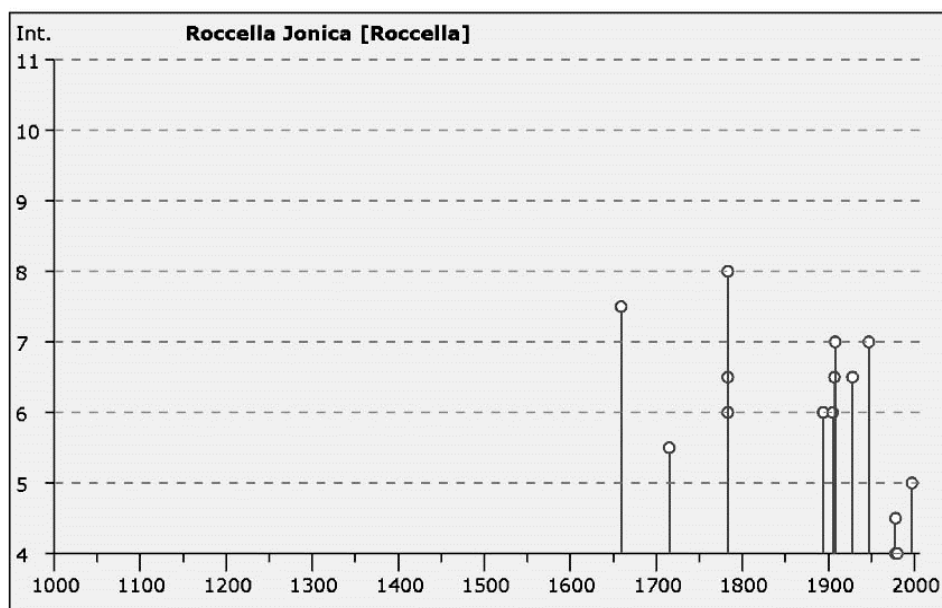
Per la definizione dei caratteri della sismicità storica della zona si è preso a riferimento il Comune di Roccella Jonica. I terremoti che hanno avuto ripercussioni nell'area d'indagine dal 1000 in poi (Catalogo dei Forti Terremoti in Italia, Boschi et alii 1997) si possono osservare nella tabella del Database Macrosismico Italiano DBMI11, appresso riportate. L'intensità è da riferirsi alla scala Mercalli Modificata che è basata sull'osservazione degli effetti superficiali, causati da un terremoto.

Gli eventi più importanti che hanno colpito l'area sono i terremoti del 5 novembre 1659, del 28 marzo 1783, del 3 dicembre del 1887, del 8 settembre 1905, del 28 dicembre 1908 e del 11 maggio 1947 che furono risentiti nell'abitato di Roccella Jonica con una intensità dell' VII-VIII grado della Scala MCS e che in alcuni casi causarono crolli e vittime tra la popolazione.

**Storia sismica di Roccella Jonica [Roccella]
[38.324, 16.405]**

Numero di eventi: 15

Effetti		In occasione del terremoto del:				
I [MCS]	Data	Ax	Np	Io	Mw	
7-8	1659 11 05 22:15	Calabria centrale	126	10	6.55 ±0.13	
5-6	1715 02 21	REGGIO CALABRIA	4	5-6	4.51 ±0.34	
6	1783 02 05 12:00	Calabria	356	11	7.02 ±0.08	
6-7	1783 02 07 13:10	Calabria	191	10-11	6.62 ±0.11	
8	1783 03 28 18:55	Calabria	323	11	6.98 ±0.08	
6	1894 11 16 17:52	Calabria meridionale	303	9	6.07 ±0.10	
6	1905 09 08 01:43	Calabria meridionale	895	7	7.04 ±0.16	
6-7	1907 10 23 20:28	Calabria meridionale	274	8-9	5.87 ±0.25	
7	1908 12 28 04:20	Calabria meridionale-Messina	800	11	7.10 ±0.15	
6-7	1928 03 07 10:55	CAPO VATICANO	30	7-8	5.83 ±0.26	
7	1947 05 11 06:32	Calabria centrale	254	8	5.70 ±0.13	
4-5	1978 03 11 19:20	Calabria meridionale	126	8	5.24 ±0.09	
4	1978 04 15 23:33	Golfo di Patti	332	6	6.06 ±0.09	
4	1980 11 23 18:34	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.89 ±0.09	
5	1997 09 03 23:15	Calabria meridionale	83	5-6	4.55 ±0.13	



2. LA PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE.

2.1. Pericolosità sismica di base (NTC2018) della strategia di progetto utilizzata e suoi valori di disaggregazione.

Dalla bibliografia esistente il Comune di Roccella Jonica per la normativa antisismica, *Ordinanza del P.C.M. del 12-06-1998 "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale"*, era classificato come *Zona sismica di prima categoria S=12 con k=0,10*. Con l'*Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 allegato 1* e successive modificazioni, viene riclassificato come *Zona sismica I con a_g=0,35*. Di seguito viene riportato il record afferente al Comune di Roccella Jonica (Elenco dei Comuni ad elevato rischio sismico ai sensi dell'art. 12 della Legge 27.12.1997, n. 449 contenuto nell'*Ordinanza del P.C.M. del 12-06-1998 "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale"*).

Codice ISTAT	Regione	Provincia	Comune	Popolazione residente (1991)	Abitazioni (1991)	Grado di Sismicità	Data di classificazione	Indice di rischio	Intensità massima osservata (MCS)
18080067	CALABRIA	REGGIO CALABRIA	ROCCELLA IONICA	7121	4060	12	18/04/09	0.0824	9

Dal Rapporto Conclusivo (aprile 2004) per la Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica prevista dall'*Ordinanza PCM 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"*, nell' Allegato 1B "*Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale*", riporta in carta, per territorio nazionale, la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_{max}) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita ai suoli molto rigidi ($V_s > 800$ m/s). In tale elaborato l'area di sedime è compresa nel tratto di territorio comunale di Montalto Uffugo ricadente nella fascia di accelerazione massima: $0,150 < a_{max} < 0,175$. Il *D.M. del 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le costruzioni"*, nell'*Allegato B: "Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica"*, la Tabella 1 fornisce, per 10.751 punti del reticolo di riferimento e per 9 valori del periodo di ritorno TR (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni), i valori dei parametri a_g , F_0 , T^*c da utilizzare per definire l'azione sismica nei modi previsti dalle NTC. Secondo l'NTC2018 l'area di studio (ED50:

lat. 38,324200° N, lon. 16,430500° E), ricade all'interno dei punti del reticolo di riferimento nazionale riportati in tab. 01.

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	44113	38.345670	16.416980	2662.69
2	44114	38.343940	16.480510	4883.10
3	44336	38.293970	16.478300	5356.65
4	44335	38.295710	16.414750	3453.19

Da cui è soggetta ai parametri che definiscono l'azione sismica riportati in tab. 02, dove: a_g =accelerazione orizzontale massima al sito; F_0 =valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

TR (anni)	a_g (g)	F_0 (---)	T_c^* (s)
30	0.043	2.394	0.281
50	0.056	2.390	0.310
72	0.067	2.404	0.325
101	0.078	2.417	0.341
140	0.090	2.434	0.354
201	0.105	2.459	0.365
475	0.148	2.474	0.402
975	0.195	2.470	0.433
2.475	0.267	2.523	0.448

Le NTC2018, nel §2.1 Principi fondamentali, testualmente citano: “Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con livello di sicurezza previsto nelle presenti norme. La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata”. Alla luce di quanto sopra, per la scelta dei parametri sismici di base che intervengono nella verifica sismica, bisogna classificare l'opera in base alla sua Vita nominale (§ 2.4.1), Classe d'uso (§ 2.4.2) e Periodo di riferimento per l'azione sismica (§ 2.4.3)

§ 2.4.1 – Tab. 2.4.I, Vita nominale VN per diversi tipi di opere		
TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale VN (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

§ 2.4.2. – Classi d'uso	
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso*.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.
* per quanto riguarda le Classi III e IV definizioni dettagliate sulle opere sono contenute nel Decreto del Capo di Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003.	

Periodo di riferimento per l'azione sismica VR (§ 2.4.3): $V_R = V_N \times C_U$

§ 2.4.3 – Tab. 2.4.II, Valori del coefficiente d'uso CU				
CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFICIENTE CU	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le verifiche sismiche, dalle indicazioni fornite dai progettisti, la struttura in progetto è identificata con:

- Vita nominale $V_N = 50$ anni "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari", (§ 2.4.1. Tab. 2.4.I.).
- Classe d'uso **II** "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV,

reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.”. (§ 2.4.2.)

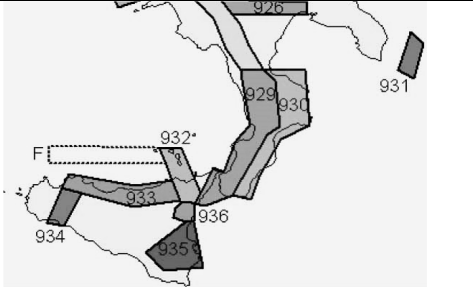
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = 50$ anni. (§ 2.4.3. e con valore del Coefficiente d'uso $C_U = 1.0$ per come definito nella Tab. 2.4.II. al variare della classe d'uso).

Per determinare la magnitudo attesa in un'area non esiste nella normativa un metodo univoco. Le Linee guida “Indirizzi e criteri per la zonazione sismica” (ICMS) della Protezione Civile (unico documento ufficiale in tema) indica due strade: La zonazione sismogenetica (ZS9) del territorio nazionale secondo la quale la sismicità può essere distribuita in 36 zone, a ciascuna delle quali è associata una legge di ricorrenza della magnitudo; La disaggregazione della pericolosità sismica: un'operazione che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito.

La zonizzazione sismogenetica contenuta nell'Ordinanza n° 3274/03 denominata “ZS9” propone la suddivisione del territorio nazionale in fasce che presentano al loro interno requisiti di omogeneità in relazione alle caratteristiche geo-strutturali, cinematiche e sismiche. Una base essenziale per la zonazione del territorio è rappresentata dal modello sismotettonico dell'area italiana, e contributi rilevanti per la definizione delle singole zone sono forniti dai cataloghi sismici disponibili. In particolare ZS9 è costruita facendo riferimento al modello sismotettonico di Meletti et al. (2000), rivisto ed integrato negli anni successivi alla sua formulazione. Inoltre ZS9 è definita sulla scorta delle informazioni disponibili dai cataloghi CPTI2 (catalogo parametrico dei terremoti italiani) e DISS (database delle sorgenti sismogenetiche). L'elemento di novità è rappresentato dall'impiego di un catalogo sismico più aggiornato (CPTI2) e dall'introduzione delle conoscenze più recenti sulla geometria delle sorgenti sismogenetiche (database DISS). Negli ultimi anni, infatti, la quantità di informazioni sulla sismogenesi del territorio italiano (sia per quanto riguarda gli aspetti geometrici delle sorgenti che per quanto attiene al loro comportamento atteso) è notevolmente aumentata rispetto a quella disponibile nel periodo in cui i ricercatori procedevano alla realizzazione di ZS4. Tali conoscenze rappresentano uno degli elementi chiave per il tracciamento delle nuove zone. Nella nuova zonazione la Calabria è suddivisa in due zone sismogenetiche: una sul lato tirrenico della regione (zona 929) ed una sul versante ionico (zona 930). L'esistenza di queste due

distinte zone rispecchia livelli di sismicità ben differenti. I terremoti con più elevata magnitudo (1783, 1905, 1908) hanno infatti interessato i bacini del Crati, del Savuto e del Mesima fino allo Stretto di Messina (zona 929). Sul versante ionico della Calabria solo 4 eventi hanno superato un valore di magnitudo pari a 6, tra questi il terremoto del 1638 appare come l'evento più forte. Nella tabella seguente si riporta la magnitudo momento massima "Mwmax" rispettivamente per la Zona Sismogenetica denominata "Calabria Tirrenica 929" e "Calabria Ionica 930". In particolare l'area oggetto di studio ricade nella **ZS n. 930**, che prevede una **Mwmax= 6.60**.

Valori della Magnitudo momento massima "Mwmax" per le Zone Sismogenetiche ZS9 (estratto da "Gruppo di Lavoro per la Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica"-2004)		
Zona Sismica - ZS9	Numero Zona Sismica	Mwmax
Calabria Tirrenica	929	7.29
Calabria Ionica	930	6.60

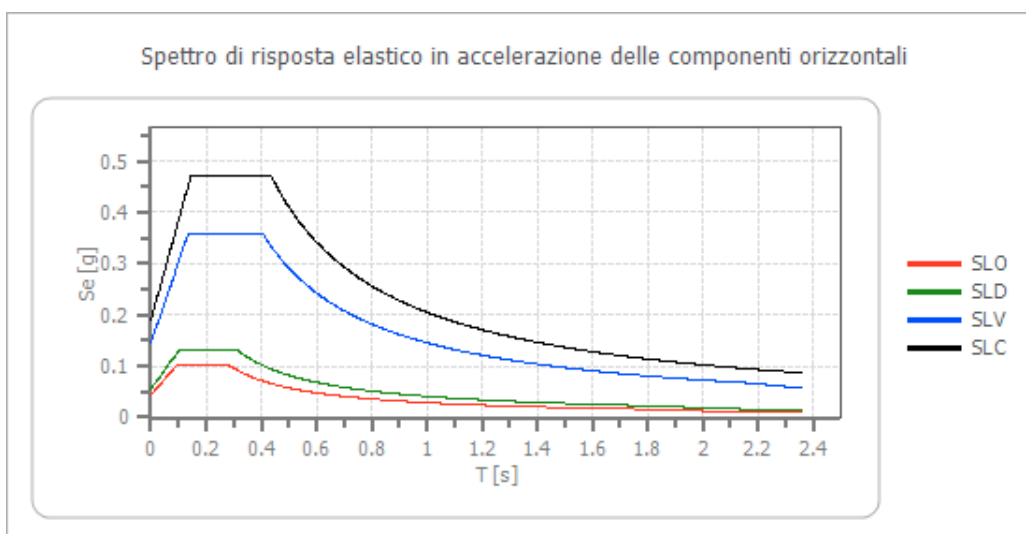


La disaggregazione della pericolosità sismica (es. McGuire, 1995; Bazzurro e Cornell, 1999) è un'operazione che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (M-R) che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M. Espresso in altri termini il processo di disaggregazione in M-R fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo M a distanza R dal sito oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso. Analogamente alla disaggregazione in M-R è possibile definire la disaggregazione tridimensionale in M-R-ε dove ε rappresenta il numero di deviazioni standard per cui lo scuotimento (logaritmico) devia dal valore mediano predetto da una data legge di attenuazione dati M ed R. L'analisi di disaggregazione è stata condotta per 16852 siti corrispondenti ai nodi della griglia adottata per la redazione della mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (Gruppo di Lavoro MPS, 2004). In particolare, sono stati disaggregati i valori mediani di scuotimento (riferiti a suolo rigido), espresso in termini di accelerazione orizzontale di picco (PGA) corrispondenti a 9 periodi medi di ritorno (MRP) 30, 50, 72, 100, 140, 200, 475, 1000 e 2500 anni. Dall'elaborazione dei dati

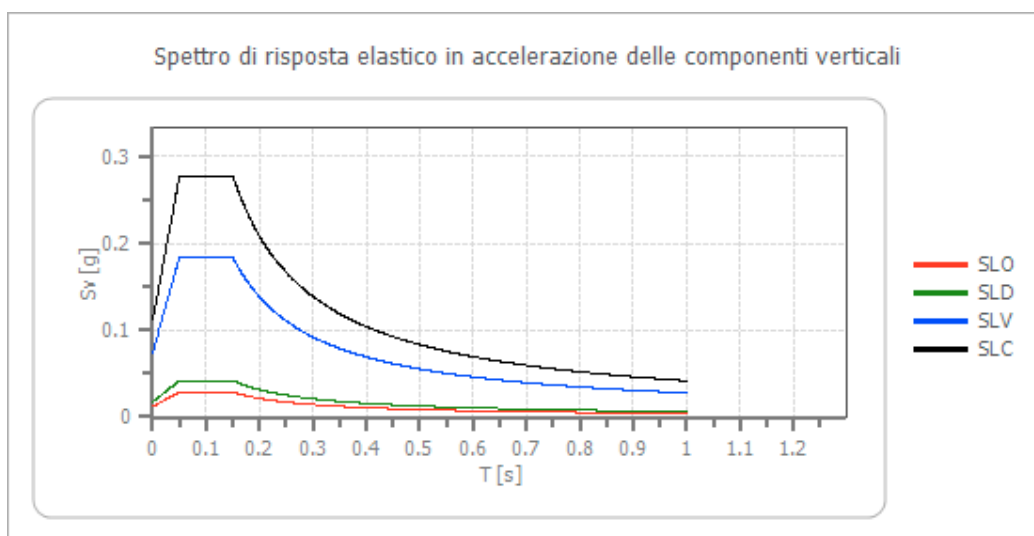
forniti dall'INGV (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>) secondo le procedure della Deliverable D14 "Disaggregazione della pericolosità sismica in termini di M-R-ε" (D. Spallarossa, S. Barani, 2007) e per come sopra brevemente riassunto, per il sito di studio, sono stati ricavati i dati di disaggregazione della pericolosità sismica, in termini di M-R, dei valori mediani di PGA con probabilità di superamento, rispettivamente del 81%, 63%, 10% e 5% in 75 anni corrispondenti ad un M.R.P. di 30, 50, 475 e 975 anni per come richiesti dalla strategia di progettazione adottata. Da quanto detto precedentemente, in sintesi, i parametri per la definizione della pericolosità sismica di base dell'area di studio sono i seguenti.

stato limite	TR (anni)	Prob. Sup. (%)	Disagg. della pericolosità sismica in ag con Pvr in 75 anni		Parametri che definiscono l'azione sismica di base (NTC2018)		
			M	R (Km)	Ag (g)	F0 (---)	Tc* (s)
SLO	30	81%	5.65 (4.0-6.5)	28.50 (0-40)	0.043	2.398	0.281
SLD	50	63%	5.68 (4.0-6.5)	23.00 (0-40)	0.055	2.389	0.311
SLV	475	10%	5.70 (4.0-6.5)	13.80 (0-30)	0.145	2.482	0.406
SLC	975	5%	5.72 (4.5-6.5)	10.20 (0-20)	0.190	2.482	0.435

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI														
	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0.043	2.398	0.281	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.094	0.281	1.771	0.043	0.102
SLD	1,0	0.055	2.389	0.311	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.104	0.311	1.821	0.055	0.132
SLV	1,0	0.145	2.482	0.406	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.135	0.406	2.178	0.145	0.359
SLC	1,0	0.190	2.482	0.435	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.145	0.435	2.360	0.190	0.472



SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI VERTICALI														
	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0.043	2.398	0.281	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.012	0.029
SLD	1,0	0.055	2.389	0.311	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.018	0.042
SLV	1,0	0.145	2.482	0.406	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.074	0.184
SLC	1,0	0.190	2.482	0.435	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.112	0.278



3. PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

Un'analisi di risposta sismica locale, finalizzato alla definizione del moto sismico in superficie in corrispondenza di un determinato sito, dovrebbe, concettualmente comprendere almeno due fasi fondamentali: la definizione del moto sismico al bedrock e la trasmissione del moto sismico dal bedrock alla superficie. La definizione del moto sismico al bedrock, che rientra nel campo degli studi della pericolosità sismica di base per la definizione dell'input sismico, è condizionato: dal *Meccanismo di sorgente*, cioè dalla quantità di energia liberata, dai meccanismi focali, dalla lunghezza della frattura, ecc.; e dal *Cammino di propagazione*, cioè dalla distanza ipocentrale e dai processi fisici di attenuazione dell'energia sismica. Il moto sismico in superficie è condizionato dai *meccanismi di trasmissione del moto sismico dal bedrock alla superficie* (risposta sismica locale ed in particolare gli *effetti di sito*) ed è legato alle trasformazioni in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che subiscono le onde sismiche per l'azione filtro operata dagli strati più superficiali. (effetti 1D determinati dalla stratigrafia del sito dal bedrock sismico alla superficie libera; effetti 2D o 3D dovuti alla geometria (bedrock sepolto come nelle valli concave, rilievi). Gli effetti stratigrafici 1D sono legati all'interazione tra onde sismiche e caratteristiche dinamiche dei terreni (in particolare al rapporto d'impedenza sismica tra gli strati e al rapporto di smorzamento del terreno D), ed ai fenomeni di risonanza tra moto sismico e deposito che si verificano quando il periodo fondamentale del deposito (dipendente dallo spessore H e dalla velocità delle onde sismiche Vs) coincide con quello del moto sismico. Gli effetti di valle 2D o 3D sono legati alla interazione tra le onde sismiche e la morfologia sepolta e si esplica con effetti di focalizzazione delle onde sismiche e generazione di onde di superficie in prossimità dei bordi. Rispetto al caso 1D si hanno maggiori amplificazioni ed aumento significativo della durata. Gli effetti topografici 2D o 3D sono legati alla interazione tra onde sismiche e morfologia superficiale e si esplica con effetti di focalizzazione delle onde sismiche. Rispetto al caso 1D si hanno maggiori amplificazioni specialmente in sommità e complessa interazione tra campo d'onda incidente e diffratto. Gli studi di **risposta sismica locale** constano di tre livelli di approfondimento: *Analisi di livello 1, Analisi di livello 2, Analisi di livello 3.*

L'Analisi di livello 1 - approccio di tipo qualitativo. Tale analisi semplificata dell'azione sismica di progetto si basa sull'individuazione dei danni subiti dalle strutture durante eventi sismici per la determinazione qualitativa della risposta sismica del sito.

L'Analisi di livello 2 - approccio di tipo semiquantitativo. Questa metodologia semplificata prevede l'impiego di parametri che quantificano la variazione del moto sismico in superficie che sono determinabili con metodi semplificati. Tali parametri sono organizzati in abachi riferiti alle singole condizioni stratigrafiche per le quali sono applicabili. In Italia l'abaco comunemente usato è quello riferito alle NTC2018. In tale analisi semplificata dell'azione sismica di progetto si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (§ 3.2.2 – Tab. 3.2.II, Categorie di sottosuolo – NTC2018). La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio V_{Seq} . Per l'amplificazione dovuta alle condizioni topografiche semplici si adotta la classificazione semplificata (T1, T2, T3, T4) (§ 3.2.2 – Tab. 3.2.III, Categorie topografiche – NTC2018). Le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e vengono considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

L'Analisi di livello 3 - approccio di tipo quantitativo. L'analisi numerica della risposta sismica per il sito di studio prevede l'utilizzo di codici di calcolo monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali, simulando la propagazione delle onde sismiche nei terreni dalla sottostante formazione rocciosa di base (bedrock sismico) fino alla superficie. Questa metodologia se applicata rigorosamente, ha il vantaggio di considerare il vero fenomeno fisico e, quindi, di aumentare il grado di accuratezza nella previsione dell'amplificazione. Come facilmente deducibile dalla sua definizione, il livello 3, approfondisce il livello di studio dei precedenti, andando a definire puntualmente il valore dell'amplificazione in un particolare sito.

Lo scopo delle analisi di risposta sismica locale, ai vari livelli, è quello di determinare l'amplificazione sismica. Le NTC2018, come già detto, al punto 3.2.2 valutano l'effetto di tale amplificazione tramite una categorizzazione del suolo a mezzo del parametro equivalente V_{Seq} nella tabella 3.2.II. A ciascuna categoria quindi corrisponde un fattore di amplificazione stratigrafico S_s deducibile dalla tabella 3.2.IV, applicabili direttamente agli

spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti rispettivamente orizzontali e verticali. Questo, sempre citando le suddette norme, in assenza di ulteriori specifiche analisi. In alternativa si fa riferimento invece al punto 7.11.3 della stessa norma, e più precisamente al punto 2 in cui viene specificato che "Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore (a_{max}) può essere ricavato dalla relazione $a_{max}=S_S*a_g$ dove a_g è l'accelerazione massima su di un sito di riferimento rigido ed S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafico. Per categorie di sottosuolo non rientranti nelle categorie di Tab. 3.2.II, per determinati sistemi geotecnici o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante specifiche analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni, da determinare mediante specifiche indagini e prove". Nella sezione sottolineata sopra, trova il campo di applicazione l'analisi di livello 3, in quanto valuta l'amplificazione stratigrafica specifica del sito, tramite un'accelerazione attesa al bedrock, scalata da una funzione di amplificazione del sito dipendente dalla stratigrafia e dai parametri elasto dinamici di ogni strato. Secondo le citate norme tecniche NTC2018, l'accelerazione attesa al bedrock deve risultare da una serie di accelerogrammi (naturali o simulati) che ben approssimano la storia sismica del sito. Particolare importanza, per la scelta degli accelerogrammi naturali o per la generazione di accelerogrammi simulati, ha lo studio della Disaggregazione della Pericolosità Sismica.

3.1. Stratigrafia del sito e relativi parametri elasto-dinamici

Per valutare la Risposta Sismica Locale, dalla Relazione Geologica è stato acquisito il seguente modello geologico medio riferito al p.c., a cui sono stati associati i relativi parametri elasto-dinamici.

Unità Litoecnica		Profondità base Strato (m)	Spessore Strato (m)	Vs (m/s)	VSeq (m/s)
Copertura	L1a	1.50	1.50	190	318.18
	L1b	11.5	10.0	258	
	L1c	41.5	30.0	190	

Da quanto già esposto nella relazione geologica sulla variabilità della stratigrafia e del piano fondale dell'opera in progetto, si è fatto riferimento alla stratigrafia precedente con **piano fondale delle opere previste posto a -1.80 m** dall'attuale p.c. Quindi il modello geologico medio per la valutazione della Risposta Sismica Locale, cautelativamente, **verrà riferito ad un piano di calcolo posto ad una profondità di -1.80 metri dall'attuale p.c.**

3.2. Analisi semplificata della risposta sismica locale (livello II di analisi - NTC2018)

L'analisi semplificata dell'azione sismica di progetto si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (§ 3.2.2 – Tab. 3.2.II, Categorie di sottosuolo – NTC2018). La classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente **VSeq** di propagazione delle onde di taglio. Tale parametro viene calcolato mediante la seguente espressione:

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

dove **h_i** e **V_{S,i}** sono rispettivamente lo spessore e la velocità delle onde di taglio dell'*i*-esimo strato; **N** è il numero di strati; **H** la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/sec. Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano d'imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla tesa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni la profondità è riferita al piano d'imposta della fondazione. Per depositi con profondità **H** del substrato superiore a 30 metri, la velocità equivalente

delle onde di taglio VSeq è definita dal parametro VS30, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite nella tabella seguente (§ 3.2.2 – Tab. 3.2.II, Categorie di sottosuolo – NTC2018)

Classe	Descrizione
A	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.
B	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.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti con la 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.
E	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.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle NTC2018. Per qualsiasi condizioni di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale mentre per quelle semplici si può adottare la classificazione semplificata (§ 3.2.2 – Tab. 3.2.III, Categorie topografiche – NTC2018). Le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

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 $i > 30^\circ$

Come su indicato, nelle NTC2018, a ciascuna categoria di sottosuolo è associato uno spettro di risposta elastico. La classificazione dei siti nasce a livello normativo per definire in maniera semplificata le azioni sismiche sui singoli edifici e, secondo la stessa norma, la

costruzione dello spettro di risposta elastico dell'accelerazione, viene effettuata mediante espressioni matematiche in cui compaiono coefficienti tabellati legati alle diverse categorie di suolo. Le forme spettrali di una specificata area del territorio nazionale, su sottosuolo di categoria **A**, associate ai diversi tempi di ritorno (§ 3.2.3.2.1 NTC2018) vengono modificate attraverso il coefficiente stratigrafico S_S , il coefficiente topografico S_T ed il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C , indicati nelle tabelle.

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_S e C_C valgono **1.0**. Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni seguenti (Tab. 3.2.IV Espressioni di S_S e C_C – NTC2018), nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo (T) è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per tener conto delle condizioni topografiche ed in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati di seguito (Tab. 3.2.V Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T – NTC2018), in funzione delle categorie topografiche (§ 3.2.2 – NTC2018) e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Le espressioni che definiscono lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale e verticale (§ 3.2.3.2.1 e § 3.2.3.2.2 – NTC2018) sono di seguito riportate

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

nelle quali: **T** ed **Se** sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale; **S** è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: **S = S_S × S_T**; **η** è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali **ξ** diversi dal 5%, mediante la relazione **η = 10/(5 + ξ)^{1/2} ≥ 0,55**; **ξ** (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione; **F_o** è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2; **T_C** è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da **T_C = C_C × T_C^{*}**, (T_C^{*} e C_C sono definiti in § 3.2 – NTC2018); **T_B** è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante ed è definito come **T_B = T_C/3**; **T_D** è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: **T_D = 4,0 + (a_g/g) + 1,6**.

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

nelle quali: **T** ed **S_v** sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale verticale ed **F_v** è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno **a_g** su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

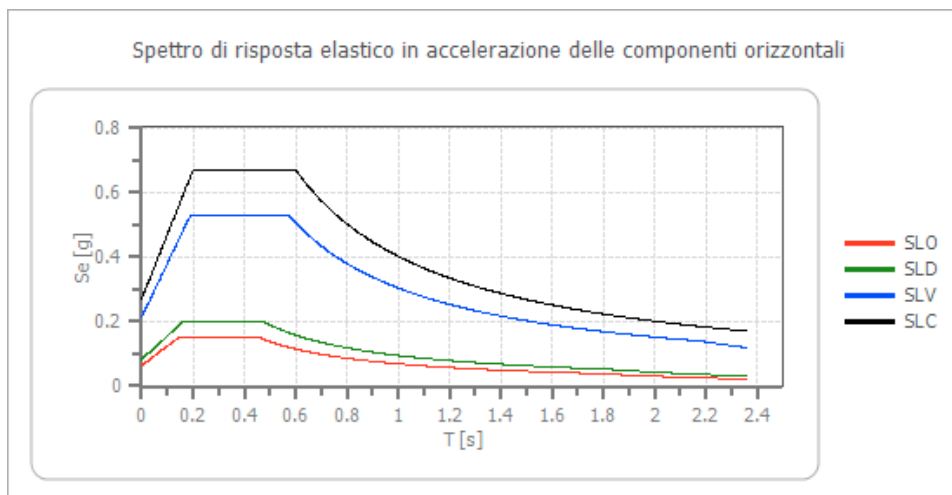
$$F_v = 1,35 * F_0 * \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di **a_g**, **F₀**, **S**, **η** sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali; i valori di **S_s**, **T_B**, **T_C** e **T_D**, salvo più accurate determinazioni, sono riportati di seguito (Tab. 3.2.VI Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale-NTC2018).

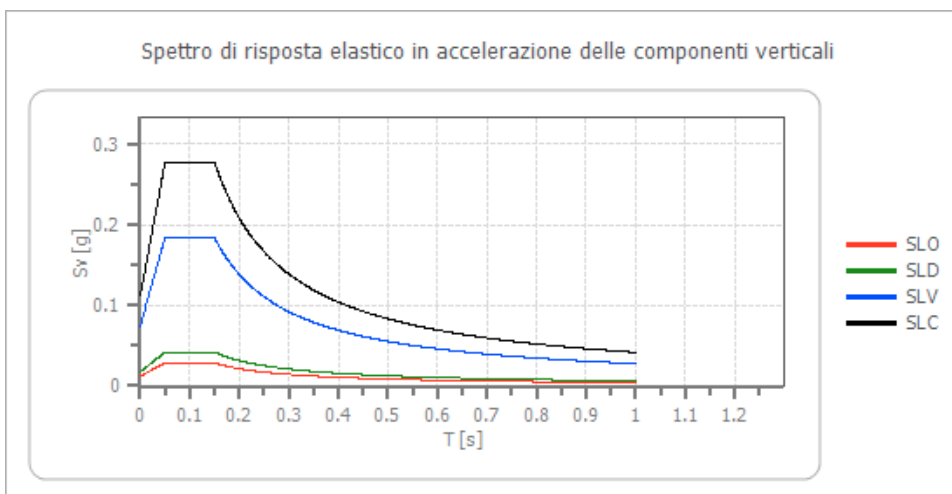
Categoria di sottosuolo	S _s	T _B	T _C	T _D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Dalle considerazioni sul modello geologico e sul piano fondale delle opere in progetto fornite dai progettisti (-1.80 m dal p.c.); Dalle considerazioni sulla variabilità limitata dello spessore dei depositi superficiali; Dalla stima del parametro velocità equivalente **VSeq**, che, al piano di calcolo, ha un valore di circa **328.26 m/sec** (VSeq al piano campagna, pari a 318.18 m/sec.); Considerando il valore assunto dalla VSeq al piano di calcolo si può classificare il sito come **Categoria di sottosuolo C** “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*” (§ 3.2.2., Tab. 3.2.II). Considerando che il sito si trova nella piana costiera sommersa caratterizzata da una fascia con pendenza di 1.0-2.0°, si può considerare l'area di sedime rientrante nella **Categoria topografica T1** “*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°*” 3.2.2., Tab. 3.2.III). Per come prescrive la normativa NTC2018, in base ai dati di pericolosità sismica di base riferiti alla scelta progettuale di verifica sismica ed alla classificazione del sito, sono stati ricavati i parametri che definiscono gli spettri di risposta elastici dei vari stati limite considerati, con coefficiente di smorzamento viscoso del 5%.

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI														
	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0.043	2.398	0.281	1.500	1.600	1.000	1.500	1.000	0.150	0.450	1.771	0.064	0.154
SLD	1,0	0.055	2.389	0.311	1.500	1.540	1.000	1.500	1.000	0.160	0.479	1.821	0.083	0.198
SLV	1,0	0.145	2.482	0.406	1.480	1.410	1.000	1.480	1.000	0.191	0.572	2.178	0.214	0.531
SLC	1,0	0.190	2.482	0.435	1.420	1.380	1.000	1.420	1.000	0.200	0.600	2.360	0.270	0.670



SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI VERTICALI														
	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0.043	2.398	0.281	1.000	1.600	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.012	0.029
SLD	1,0	0.055	2.389	0.311	1.000	1.540	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.018	0.042
SLV	1,0	0.145	2.482	0.406	1.000	1.410	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.074	0.184
SLC	1,0	0.190	2.482	0.435	1.000	1.380	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.112	0.278



3.3 Pericolosità dovuta ad instabilità per effetti coosismici.

Gli effetti indotti da un determinato terremoto sui terreni di un determinato sito sono di natura molto varia ma possono essere ricondotti in due grandi categorie: effetti d'instabilità che determinano terreni instabili ed effetti d'amplificazione che non determinano modificazioni permanenti nel suolo (terreni stabili). Alla prima categoria appartengono quei terreni nei quali, durante un determinato evento sismico, si possono avere fenomeni d'instabilità, locali o generalizzati, come: elevate deformazioni permanenti e cedimenti (causati ad esempio dalla presenza di cavità, da fenomeni di liquefazione dei terreni sabbiosi saturi, da cedimenti per densificazione di terreni granulari sopra falda, dalla dislocazioni di faglie attive, cedimenti differenziali nelle zone di contatto tra litotipi di caratteristiche molto diverse (incoerenti/coesivi), ecc.; o associati a grandi movimenti di massa (movimenti franosi, lateral spread, crolli di roccia, ecc.). Tali fenomeni causano immancabilmente il collasso delle sovrastanti strutture, anche se dimensionate con criteri antisismici. Di seguito determineremo e quantificheremo quali e quanti di tali fenomeni sono presenti nell'area di studio.

3.3.1 Suscettibilità all'instabilità per effetti coosismici legati a movimenti di massa.

L'area di studio si trova in un'area pianeggiante in cui non vi sono evidenze di dissesti in atto o pregressi e, date le pendenze, neanche le cause predisponenti. Da cui si può concludere che **l'area di studio non è suscettibile all'instabilità per effetti coosismici legati a movimenti di massa (frane, lateral spreading, ecc.) che possono essere riattivate per scuotimento sismico.**

3.3.2 Suscettibilità all'instabilità per effetti coosismici legati alla presenza di faglie attive.

La zona del territorio di Roccella Jonica, neotettonicamente, rientra nell'influenza della struttura tettonica potenzialmente attiva e capace denominata **Faglia Monte Coia**, appartenente al *Sistema Bovalino*, e posta ad NW del sito di studio ad una distanza di circa 7.0 Km. Dato la distanza e l'ultima attività nota di tale faglie che risale al quaternario, si

può concludere che **l'area di studio non è suscettibile all'instabilità per effetti coosismici legati alla presenza di faglie attive e capaci.**

3.3.3 Suscettibilità all'instabilità per effetti coosismici legati alla presenza di contatti laterali tra litotipi diversi.

L'area di studio insiste su una stratigrafia planimetricamente omogenea e quindi non presenta contatti laterali tra litotipi a comportamento geotecnico diverso (granulare/coesivo, granulare/litico, litico/coesivo) e che possono subire comportamenti diversi durante lo scuotimento sismico (cedimenti differenziali per effetto di cedimento o addensamento differenziale dei due litotipi a contatto). Da cui si può concludere che **l'area di studio non è suscettibile all'instabilità per effetti coosismici legati alla presenza di contatti laterali tra litotipi a comportamento geotecnico diverso.**

3.3.4 Suscettibilità all'instabilità per effetti coosismici legati all'addensamento dei terreni.

I litotipi che costituiscono il sottosuolo dei primi 15 metri dal piano campagna essendo posizionati sul fondo marino non presentano caratteristiche geotecniche tali (sabbie sciolte fuori falda) da dare, durante uno scuotimento sismico, addensamenti tali da compromettere la stabilità dei manufatti. Da cui si può concludere che **per l'area di studio non è applicabile tale condizione che rientra nella suscettibilità alla liquefazione.**

3.3.5 Suscettibilità all'instabilità per effetti coosismici legati alla liquefazione sismica dei terreni sotto falda.

La liquefazione è un fenomeno che comporta la perdita di resistenza dei terreni saturi sotto sollecitazioni statiche e dinamiche, in conseguenza delle quali il terreno raggiunge una condizione di fluidità pari a quella di una massa viscosa. Il fenomeno interessa i terreni incoerenti saturi, che nel corso di un evento sismico subiscono una forte riduzione della resistenza al taglio, a seguito del quale il terreno può scorrere o fluire, nel caso di un pendio, o assestarsi, nel caso di una giacitura orizzontale. Ciò avviene quando, sotto

l'azione delle sollecitazioni cicliche indotte da un sisma, la pressione interstiziale dell'acqua aumenta progressivamente fino ad eguagliare la pressione totale di confinamento, cioè quando gli sforzi efficaci si riducono a zero. La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende dalle proprietà geotecniche, dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso, nonché dalle caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata. Tanto minore è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa), tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione. Anche la distribuzione, la forma delle particelle e il grado di uniformità influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso. Per quanto riguarda la storia delle sollecitazioni sismiche su un deposito si può affermare che precedenti deformazioni moderate influiscano positivamente sulla resistenza del deposito, mentre una storia caratterizzata da alti livelli di deformazione (deposito già soggetto a liquefazione) ha effetti negativi sul potenziale di liquefazione. I depositi sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti. A parità di composizione e di altre condizioni lo stesso deposito, se più antico, avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti con il tempo. Inoltre la struttura di un deposito antico sarà resa più stabile ed omogenea per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti di piccola entità. In aree pianeggianti affinché abbia luogo il fenomeno della liquefazione occorre che gli strati saturi si trovino a profondità limitate cioè dove le tensioni efficaci non sono elevate (Seed & Idriss, 1971; Crespellani et alii, 1987). Infatti dalla letteratura disponibile risulta difficile, in aree pianeggianti, che le sovrappressioni indotte dall'evento sismico a profondità superiori a 15-25 metri possano dar luogo a fenomeni di liquefazione rilevabili in superficie. Può accadere, infatti, che la zona superficiale, non soggetta a liquefazione, possieda rigidità sufficiente ad evitare che le conseguenze della perdita di resistenza in profondità si risentano in superficie. Situazione differente si ha nel caso di un pendio. I terreni caratterizzati da elevate sollecitazioni di taglio statiche hanno una bassa suscettibilità ai fenomeni di liquefazione. Movimenti franosi indotti da liquefazione possono verificarsi soprattutto su pendii caratterizzati da basse pendenze o su pendii che

costituiscono il bordo terminale di estesi pianori. I meccanismi d'innescio di frane connesse a fenomeni di liquefazione possono essere sostanzialmente di due tipi (Seed, 1968):

Meccanismo 1 - La liquefazione progressiva verso il basso è favorita dalla possibilità di decompressione laterale del versante. La liquefazione si propaga verso il basso e l'intero versante si espande perdendo completamente consistenza. Questa è la situazione che si verifica in pendii saturi caratterizzati da modeste pendenze, possono aversi movimenti franosi, anche profondi, con movimenti orizzontali anche di diverse centinaia di metri. L'intera massa instabile tende a fluidificarsi lasciando una zona pressochè pianeggiante.

Meccanismo 2 - Interessa i versanti caratterizzati dalla presenza di strati liquefacibili confinati in profondità. La liquefazione avviene a distanza dalla pendice, dove sono basse le azioni di taglio statiche. Per effetto delle presenza di un bordo non confinato e delle azioni inerziali del sisma può verificarsi una specie di fenomeno di espansione laterale nella direzione di propagazione delle onde sismiche, governato dai livelli di materiale liquefatto, confinato, posto in profondità. Il movimento avviene anche se lo strato liquefatto presenta un andamento sub-orizzontale. La perdita di resistenza del materiale di base e la possibilità di espansione laterale consentita dal bordo libero, rende possibili movimenti orizzontali anche con pendenze nulle. L'aspetto morfologico conseguente a fenomeni di questo tipo è caratterizzato da una successione di modesti rilievi e depressioni (tipo horst e graben) costituiti dal materiale superiore allo strato liquefacibile, che mantiene gran parte della sua struttura originaria pur fratturandosi in più blocchi. Stessa situazione si ha se è presente uno spessore non trascurabile di terreno non in falda sovrastante strati in falda liquefacibili.

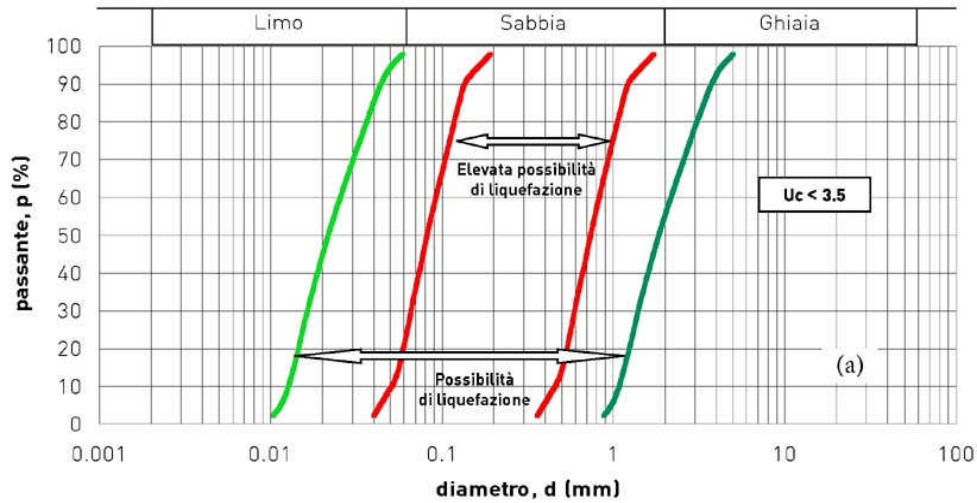
L'NTC2018, al § 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione", contiene le linee guida per valutare la suscettibilità alla liquefazione sismica dei terreni. Una valutazione semplificata di tale suscettibilità può essere ottenuta, con il diagramma seguente. La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze nei primi 15 metri dal p.c.:

- a) Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g. Per l'area di studio, come abbiamo

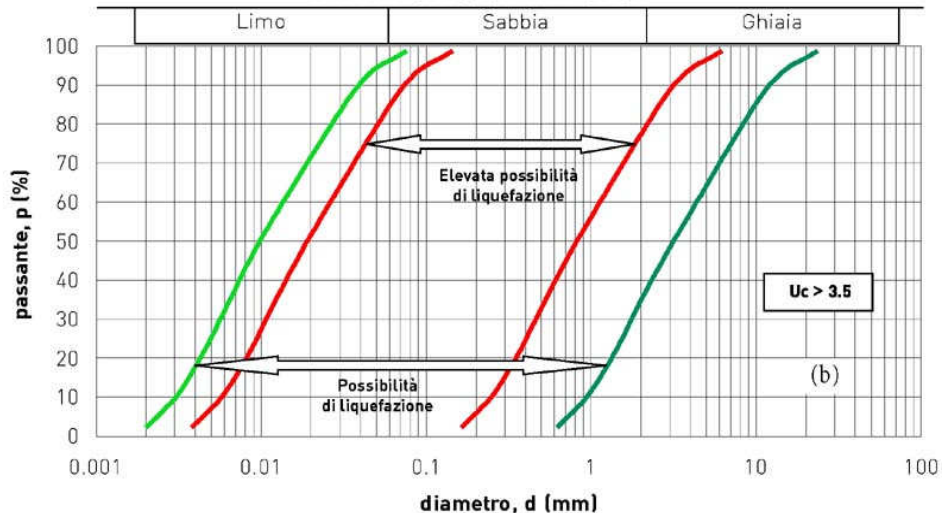
visto, si ha un'accelerazione di picco in superficie (SLV) pari a 0.214 g, **quindi tale condizione non è verificata;**

- b) Profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal p.c., per p. c. sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali. Dato che il sito si trova sul fondo marino il sito si presenta completamente saturo, **quindi tale condizione non è verificata;**
- c) Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa; Dalle prove SPT eseguite nella campagna d'indagine, risulta che tale condizione: **non è verificata per le unità litotecniche dei primi 11.5 metri dal p.c. ed è verificata per le litologie sottostanti;**
- d) Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nei grafici seguenti, nel caso di terreni a granulometria uniforme (coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$) e di terreni a granulometria estesa (coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$). Dalle analisi granulometriche eseguite sulle litologie presenti (Sedimenti marini da sciolti a scarsamente addensati costituiti da sabbie quarzoso feldspatiche medie grossolane classate con scarsa componente ghiaiosa ed intervalli di sabbie quarzoso feldspatiche medio grossolane classate con livelli decimetrici sabbioso ghiaiosi) riferite ai grafici sottostanti, si evince che: le unità litotecniche L1a ed L1b costituente i primi 11.5 metri dal p.c. possiedono livelli con una curva granulometrica rientrante nei limiti di probabilità di liquefazione; **quindi tale condizione non è verificata.**

FASCE GRANULOMETRICHE PER LA VALUTAZIONE PRELIMINARE DELLA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE
TERRENI A GRANULOMETRIA UNIFORME



FASCE GRANULOMETRICHE PER LA VALUTAZIONE PRELIMINARE DELLA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE
TERRENI A GRANULOMETRIA ESTESA



Da quanto su esposto, secondo l'NTC2018 al § 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione", la suscettibilità alla liquefazione dei primi 11.5 metri dal p.c. è da ritenersi possibile. Per profondità maggiori è da ritenersi da bassa a nulla in quanto i litotipi coinvolti presentano almeno uno dei punti escludenti la suscettibilità alla liquefazione.

Non si ritiene di eseguire una specifica verifica a liquefazione in quanto l'opera progettuale essendo completamente immersa in acqua deve essere sottoposta anche a verifiche che contemplano la presenza di spinte idrostatiche e dinamiche dell'acqua e la presenza, come piano fondale, di sedimenti saturi.

4. VALUTAZIONI CONCLUSIVE.

Al passaggio dal tetto dei depositi rigidi (Bedrock sismico) alla superficie dei depositi di copertura, le onde sismiche interagiscono con i terreni producendo, in funzione di specifiche condizioni locali, fenomeni di amplificazione del moto sismico che condizionano la Risposta Simica Locale. Per valutare tale risposta si è fatto riferimento all'approccio semplificato (NTC2018 - livello II di analisi). L'analisi dei dati è rappresentata compiutamente nei paragrafi precedenti con grafici, tabelle numeriche per ogni stato limite considerato. Si rammenta che essi non sono spettri di progetto ma spettri di risposta elastici.

Qualora le verifiche agli Stati Limite di Esercizio ed Ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di adeguati accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, possono essere usati gli Spettri di Progetto per come previsto dalla normativa (§ 3.2.3.4 “Spettri di Risposta di Progetto per lo Stato Limite di Operatività SLO” e § 3.2.3.5 “Spettri di Risposta di Progetto per gli Stati Limite di Danno SLD, di Salvaguardia della Vita SLV e di Prevenzione del Collasso SLC” – NTC2018). La procedura prevede che:

- (§ 3.2.3.4 “Spettri di Risposta di Progetto per lo Stato Limite di Operatività SLO” – NTC2018) Per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLO) lo spettro di progetto equivale allo spettro elastico quindi gli spettri da utilizzare sono, come consigliato, lo spettro normalizzato delle componenti orizzontali e verticali, relativo all'SLO, riportato sia graficamente che in versione tabellata nel presente studio.
- (§ 3.2.3.5 “Spettri di Risposta di Progetto per gli Stati Limite di Danno SLD, di Salvaguardia della Vita SLV e di Prevenzione del Collasso SLC” – NTC2018) Per le verifiche agli Stati Limite (SLD, SLV ed SLC) lo spettro di progetto può tenere conto delle capacità dissipative anelastiche delle strutture attraverso la riduzione delle forze elastiche. Quindi tale spettro equivale, come consigliato, allo spettro di risposta elastico normalizzato delle componenti orizzontali e verticali, fornito nel presente studio, con le ordinate eventualmente ridotte di un fattore inversamente proporzionale al fattore di struttura q per come definito nel Capitolo 7 delle NTC2018.

Altre considerazioni riguardo la pericolosità sismica locale dell'area di studio sono che vi sono presenti nel sito di studio instabilità per effetti coosismici legati a potenziali fenomeni di liquefazione, e che quindi le aree sono potenzialmente soggette a tali fenomeni e ad amplificazione superficiale dell'input sismico per come definito nel presente studio.