



# COMUNE DI CORTONA

(Provincia di Arezzo)



## NUOVE ACQUE S.p.A.

Località Poggio Cuculo, Patrignone 52100 - Arezzo - Tel.0575/339500 Fax. 0575/320289 - www.nuoveacque.it

### INTERVENTI PER L'INCREMENTO DELLA SICUREZZA DELLA DIGA DI CERVENTOSA CIG: 9579036692



Elaborato	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		Scala
	<b>R-04</b>	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	

Revisione	Nome file:	Data:	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
3 <sup>a</sup>						
2 <sup>a</sup>						
1 <sup>a</sup>	R-04_rev1.docx	Agosto 2023	Richiesta Integrazioni - nota istruttoria U.T.D. (FI) prot. Registro Ufficiale U.0010032.08-05-2023			
emissione	R-04.docx	Gennaio 2023	1° Emissione	Ing. Andrea Chiarini	Ing. Alessandro Berni	Ing. Remo Chiarini

Progettisti			Visto del committente
<p>Gruppo di lavoro:</p> <p><b>Ing. Remo Chiarini</b> (Responsabile integrazione prestazioni specialistiche)</p> <p><b>Ing. Andrea Chiarini</b> (Geotecnica e Strutture)</p> <p><b>Ing. Alessandro Berni</b> (Idrologia, Idraulica, elaborati economici e piano particellare)</p> <p><b>Ing. Cosimo Convertino</b> (Sicurezza)</p>			  II R.U.P.
<p>Consulenza tecnico scientifica per l'allestimento di modelli di calcolo strutturale: <b>Prof. Ing. Andrea Benedetti</b></p>			
<p>Topografia ed elaborazioni Gis e Cad: Ing. Elisa Luciola; Geom. Meri Migliacci, Geom. Mario Sensi, Geom. Ugo Manganaro, Geom. Daniele Tellini</p>			

Il presente elaborato, posto sotto tutela di legge, è stato redatto per conto di NUOVE ACQUE S.p.A. da CHIARINI ASSOCIATI Ingegneria Civile e Ambientale e, senza la preventiva autorizzazione scritta dell'autore, sono vietate la riproduzione, anche parziale, e la cessione a terzi estranei ai procedimenti autorizzativi o di appalto.

Verifica e validazione eseguita secondo Norme UNI EN ISO 9001:2000 da Nuove Acque S.p.A.

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>Materiale di riferimento .....</b>	<b>3</b>
1.1	Normative vigenti .....	3
1.2	Documenti di riferimento .....	3
<b>2</b>	<b>Contesto geologico-tecnico .....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>Esiti degli approfondimenti geognostici per la progettazione definitiva.....</b>	<b>8</b>
3.1	Sondaggi S1-S2-S3-S4 nel cunicolo di ispezione .....	10
3.2	Sondaggio S5 a valle del corpo diga.....	10
3.3	Prove di permeabilità tipo Lugeon.....	11
3.4	Classificazione geomeccanica delle rocce di fondazione .....	11
3.5	Stendimenti sismici a rifrazione, prova downhole e classificazione .....	12
<b>4</b>	<b>Parametrizzazione geotecnica.....</b>	<b>13</b>
4.1	Rocce di fondazione .....	13
4.2	Rocce di fondazione alterate e coltre superficiale .....	13
4.3	Rockfill del corpo diga esistente.....	14
4.3.1	Fuso granulometrico e litologia .....	14
4.3.2	Grado di compattazione e peso di volume .....	15
4.3.3	Resistenza meccanica – definizione di un possibile involucro di resistenza al taglio ....	15
4.3.4	Criteri Hoek-Brown e Mohr-Coulomb equivalenti.....	21
4.4	Materiale arido per il rinfianco di valle .....	23
<b>5</b>	<b>Azione sismica di progetto .....</b>	<b>28</b>
5.1	Pericolosità sismica di base .....	28
5.2	Studio sismotettonico.....	30
5.3	Selezione degli accelerogrammi di progetto.....	32
<b>6</b>	<b>Interventi di stabilizzazione della spalla sinistra a monte della diga .....</b>	<b>50</b>
6.1	Descrizione dell'intervento .....	50
6.2	Verifica di stabilità della paratia di micropali.....	52
<b>7</b>	<b>Riferimenti bibliografici .....</b>	<b>56</b>

## 1 MATERIALE DI RIFERIMENTO

### 1.1 Normative vigenti

- [N1] “Norme tecniche per le costruzioni” D.M. Infrastrutture del 14 gennaio 2008 (NTC08)
- [N2] Circolare 02 Febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP.
- [N3] “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”, D.M. Infrastrutture 26 giugno 2014 (NTD2018)
- [N4] “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, D.M. Infrastrutture del 17 gennaio 2018 (NTC18)
- [N5] “Circolare esplicativa” alle Norme Tecniche, 21 gennaio 2019 n.7/C.S.LL.PP.
- [N6] “Verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere complementari e accessorie – Istruzioni per l’applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.06.2014 (NTD14) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18)” - Rif. Prot. D.G. Dighe n. 16790 del 03.07.2019

### 1.2 Documenti di riferimento

- [D1] Relazione geologica intorno al progetto di sbarramento della valletta delle Gaude in territorio del comune di Cortona per la creazione di un serbatoio di acqua potabile - Prof. Geol. Paolo Principi, Maggio 1949
- [D2] Progetto esecutivo dei lavori di costruzione dell’acquedotto del capoluogo di Cortona, Relazione - Dott. Ing. Giuseppe Notari, Marzo 1957, comprensivo degli elaborati grafici da 1 a 9
- [D3] “Diga Cerventosa - Indagini condotte sulla torre di presa e sul cunicolo di ispezione”. Rapporto di indagine – MTM Progetti s.r.l. – Giugno 2002
- [D4] Inquadramento geotecnico dei terreni di fondazione e del corpo diga - Acquamarina 2000 s.r.l., Novembre 2002
- [D5] Relazione di calcolo - Acquamarina 2000 s.r.l., Novembre 2002
- [D6] Indagini geognostiche per la caratterizzazione dei materiali costituenti il corpo diga e dei terreni di fondazione - Sondeos S.r.l., Giugno 2006
- [D7] Relazione geologica a supporto del Progetto esecutivo degli interventi di adeguamento sismico della Diga di Cerventosa - Dott.sa Geol. Benedetta Chiodini, Novembre 2006

- [D8] Diga di Cerventosa adeguamento sismico della torre di presa e manutenzione straordinaria per il miglioramento delle condizioni di sicurezza della diga – Variante al progetto esecutivo - Idrostudio, Ottobre 2008
- [D9] Indagine geofisica multimetodologica finalizzata alla valutazione della consistenza del corpo diga della Cerventosa - Georisorse Italia s.a.s, Ottobre 2013
- [D10] Esecuzioni di indagini geognostiche sul corpo diga della Cerventosa – Rapporto tecnico - SONDEOS, Febbraio 2015
- [D11] Relazione 10153-R01PA/15\_Rev.0 – Indagini sperimentali su materiali diga di Cerventosa – Cortona (AR) - Experimentations S.r.l., Luglio 2015
- [D12] Esecuzioni di indagini geognostiche sul corpo diga della Cerventosa – Indagini integrative – Rapporto tecnico - SONDEOS, Agosto 2015
- [D13] Relazione sismotettonica – Georisorse Italia, 2015
- [D14] Verifica della sicurezza statica, sismica e idraulica della diga di Cerventosa – Chiarini Associati, 2015
- [D15] Relazione istruttoria su Verifica della sicurezza statica e sismica della diga di Cerventosa – Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Dipartimento per le Infrastrutture, i Sistemi Informativi e Statistici - Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche, 2016
- [D16] Progetto di fattibilità tecnico economica – Chiarini Associati, 2018
- [D17] Relazione istruttoria ai sensi dell'art.1 del DPR 1363/59 e verifica di coerenza con la scheda Accordo prot. N. 3020/RU del 08/02/2018 al progetto di fattibilità – DG Dighe n.arch. 458/673, 2019
- [D18] Studio sismotettonico e di pericolosità sismica della diga di Cerventosa - Prof. Bruno Pace et alii, 2021
- [D19] Relazione geologica con caratterizzazione geotecnica e sismica dell'area di imposta della diga di Cerventosa – Georisorse Italia, 2021
- [D20] Indagini sperimentali sul cunicolo di scarico - Rapporto di prova n. 407/21, Unilab Sperimentazione, 2021

## 2 CONTESTO GEOLOGICO-TECNICO

L'ubicazione della diga, posizionata in corrispondenza di un locale restringimento della valle del Fosso di Cerventosa, fu scelta sia per la favorevole morfologia e la stabilità complessiva, che per le caratteristiche geolitologiche delle rocce affioranti che furono considerate idonee per la presenza degli interstrati argillosi e marnosi che rendono la formazione a "bassissima permeabilità". L'area è infatti caratterizzata, in affioramento, da alternanze di banchi arenacei e calcarenitici il cui spessore varia da pochi decimetri ad oltre il metro, a cui si alternano strati marnosi e argillosi il cui spessore raramente supera i 30 cm.

Detti tipi litologici (Fig.7), di età Oligo-Miocenica, affiorano secondo una prevalente direzione appenninica NO-SE ed appartengono alla formazione delle Arenarie del Monte Falterona - (FAL)" facenti parte dell'Unità di Monte Cervarola nel DOMINIO TOSCANO.

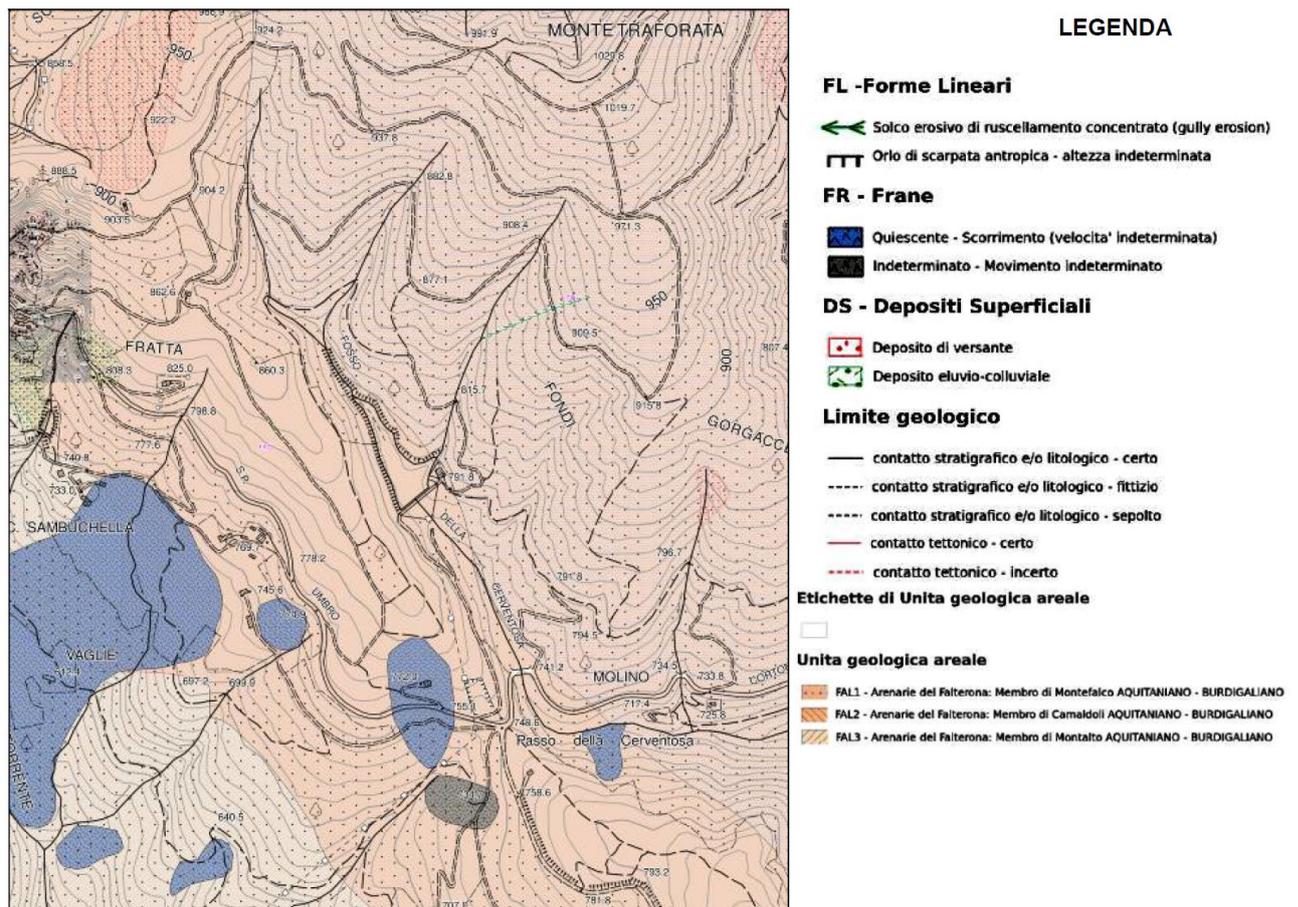


Figura 2-1: estratto dalla Carta Geologica-geomorfologica da DB Regione Toscana (fuori scala).

Strutturalmente le suddette formazioni si dispongono secondo una piega monoclinica, rovesciata sul fianco orientale, allineata secondo una prevalente direzione NO-SE concordemente alla direzione valliva e degli strati che, verificata strumentalmente su affioramenti ben esposti nell'intorno della diga, indica un'immersione degli stessi tra 220-230° ed inclinazione compresa tra 40-45°.

Questo assetto ha determinato, in corrispondenza dell'incisione valliva in questione, una situazione strutturale in cui sul versante esposto ad Ovest (destra idraulica) affiorano le testate degli strati che, pertanto, risultano disposti a "reggipoggio" mentre sul versante opposto, in sinistra idraulica, gli stessi strati presentano un andamento a "franapoggio".

Ciò ha determinato un'asimmetria della valle legata principalmente al fatto che la stratificazione a reggipoggio offre una maggiore stabilità al versante che risulta maggiormente acclive (pendenze dell'ordine del 60-70%), mentre al contrario la disposizione a franapoggio modella un versante coerente con l'andamento degli strati e quindi meno acclive (pendenza dell'ordine del 30-40%).

Sotto l'aspetto geomorfologico il rilievo superficiale dei luoghi, allo stato attuale, ha evidenziato condizioni di sostanziale stabilità generale dell'area e la mancanza di elementi morfogenetici da attribuire a fenomeni di instabilità gravitativa in atto o quiescente, aspetto che, peraltro, viene avvalorato dalle varie cartografie geomorfologiche ufficiali riferite ai vari "piani territoriali" sia a livello regionale (DB Regione Toscana - IFFI) che locale (Piano Strutturale Comunale) i quali, sull'area di diretto interesse e su un esteso intorno, non evidenziano forme morfologiche degne di interesse (vedi Figg.7-8-9).

Ciò nonostante, sul versante esposto ad Est l'andamento a franapoggio degli strati, l'intensa fratturazione, la presenza di interstrati argillo-marnosi talora plasticizzati e l'azione di degrado superficiale indotta dall'azione degli agenti esogeni, hanno prodotto zone con spesse coperture detritiche che possono essere mobilitate lungo superfici preferenziali di scivolamento, in genere relativamente corticali, specialmente qualora vengano messi in atto interventi antropici che vadano a modificare sostanzialmente gli equilibri raggiunti.

A tali modificazioni può essere attribuito il movimento franoso che, in passato, ha coinvolto una porzione di versante posto a monte del canale sfioratore, monitorato costantemente da tempo e comunque oggi totalmente stabilizzato, il quale, verosimilmente, può essere stato attivato dagli interventi di sbancamento e riporto messi

in atto per la creazione del piazzale dove insiste il fabbricato della Casa di Guardia e per la realizzazione del canale sfioratore.

In ogni caso per una maggiore definizione e illustrazione in dettaglio dei caratteri geologici, geomorfologici dell'area di intervento si rimanda comunque all'elaborato R-02.1 "*Relazione geologica con caratterizzazione geotecnica e sismica dell'area di imposta della diga di cerventosa*" redatto a supporto del presente progetto definitivo dal Dott. Geol. Gianfranco Censini (Rev. Novembre 2021).

### **3 ESITI DEGLI APPROFONDIMENTI GEOGNOSTICI PER LA PROGETTAZIONE DEFINITIVA**

Ai fini della corretta definizione del modello geologico-tecnico adottato nel dimensionamento degli interventi di adeguamento statico e sismico della diga di Cerventosa proposti nel quadro della presente progettazione definitiva Nuove Acque Spa ha incaricato Georisorse Italia di condurre una campagna geognostica integrativa rispetto alle precedenti indagini già esperite sul corpo diga e sui terreni circostanti.

Una disamina esaustiva delle risultanze delle precedenti campagne geognostiche è illustrata nelle relative relazioni illustrative e nelle relazioni geologiche a corredo dei precedenti step progettuali e di verifica.

La nuova campagna è stata invece mirata alla descrizione stratigrafica, litologica e dello stato di fratturazione dell'ammasso roccioso di fondazione, oltre che alla determinazione degli spessori delle coltri detritiche presenti sulle sponde ed in corrispondenza dell'area di imposta del nuovo rilevato di valle e dell'intervento di consolidamento di monte mediante stendimenti sismici a rifrazione in onde P ed S.

Oltre alla descrizione geo-meccanica la campagna ha anche consentito di verificare l'effettiva profondità delle strutture in c.a. costituenti la fondazione di monte delle strutture di contenimento in pietrame e malta, mediante l'esecuzione di 4 carotaggi verticali (S1 ÷ S4) di profondità compresa tra 10 e 15m, in corrispondenza del fondo del cunicolo di ispezione.

L'esecuzione di un ulteriore sondaggio S5 di 19m di profondità in corrispondenza del piede di valle dello sbarramento ha confermato lo spessore locale della coltre detritica, e la presenza del substrato roccioso a circa 2m di profondità rispetto al piano campagna.

In ultimo Su tutte le verticali di prova sono state eseguite prove Lugeon finalizzate alla stima dei parametri locali di permeabilità.

In occasione della medesima campagna prove sono state eseguite anche 14 perforazioni orizzontali sull'esistente paramento di monte finalizzate alla determinazione degli effettivi spessori della struttura in pietrame e malta di contenimento al pietrame sciolto del corpo diga.

L'ubicazione delle indagini è illustrata nelle figure seguenti.

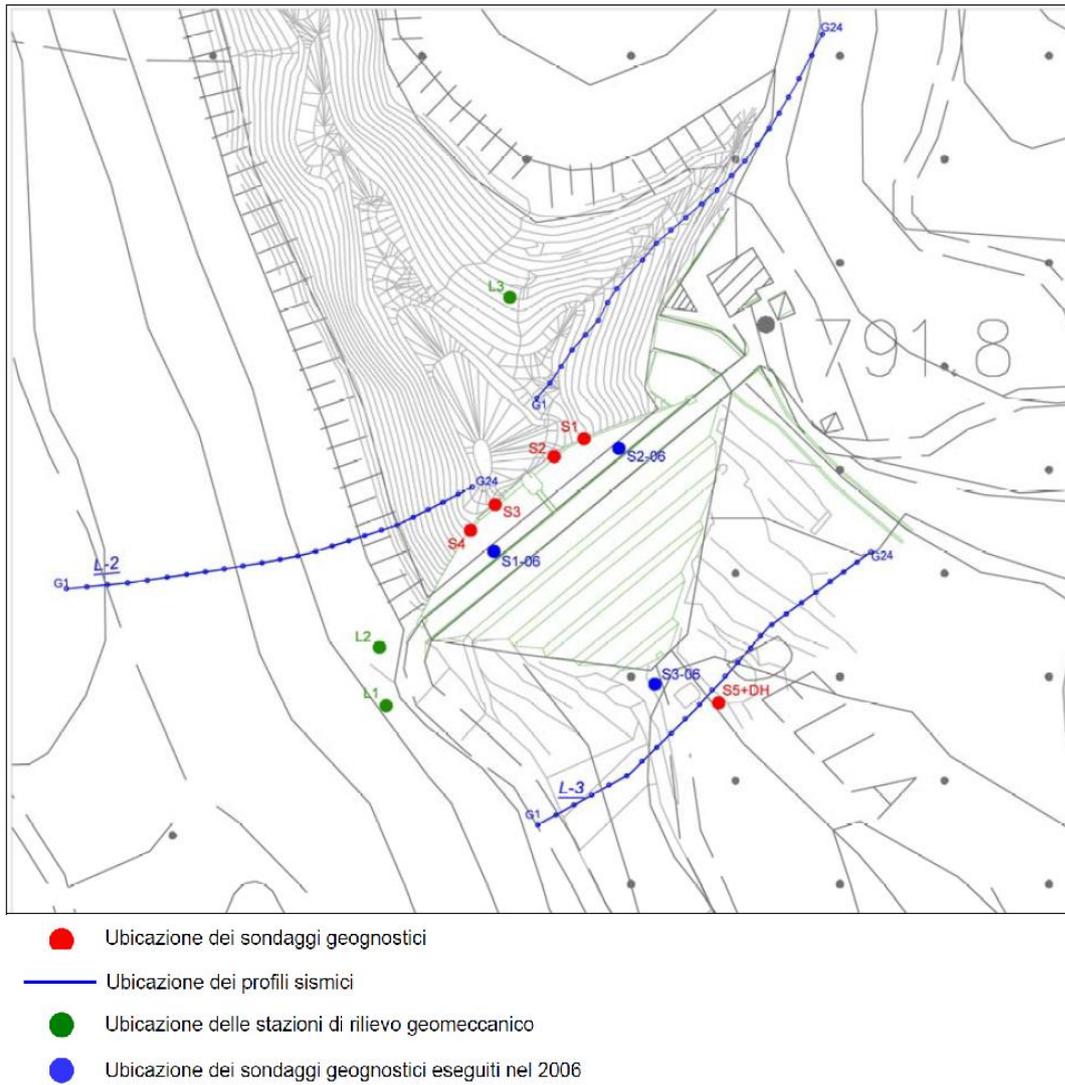


Figura 3-1 Indagini geognostiche a cura di Georisorse Italia - 2019-2020

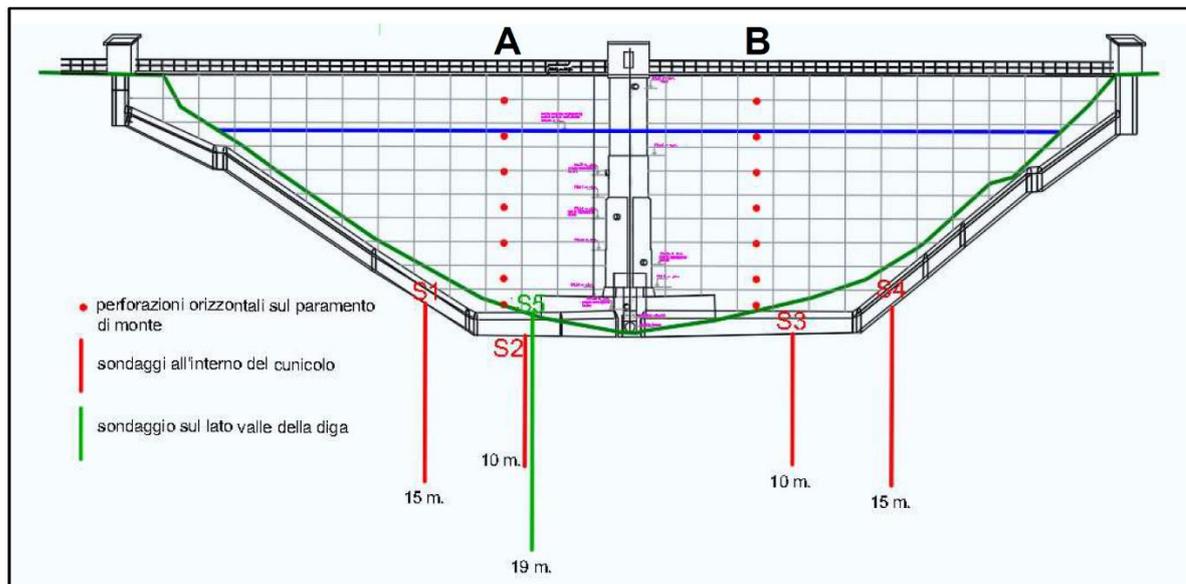


Figura 3-2 Ubicazione prospettica delle verticali di indagine dei carotaggi effettuati nel cunicolo ed al piede di valle della diga nonché delle perforazioni orizzontali sul paramento di monte.

### 3.1 Sondaggi S1-S2-S3-S4 nel cunicolo di ispezione

A causa delle angusti spazi di lavoro, le perforazioni verticali sono state realizzate mediante carotiere semplice di diametro 101mm e lunghezza 500mm e condotte con circolazione di acqua. Le perforazioni hanno confermato la presenza di uno spessore di calcestruzzo pari a 5m al di sotto del fondo del cunicolo per entrambi i sondaggi centrali S2 ed S3m consentendo anche il recupero di una carota cilindrica di c.a. che stata successivamente sottoposta a prova di schiacciamento.

In corrispondenza invece dei sondaggi S1 ed S4, posizionati lateralmente lungo il margine inferiore delle sponde, lo spessore del calcestruzzo di fondazione è risultato inferiore e pari a 2m.

La presenza nell'ammasso di fondazione di strati marnoso-argillosi fratturati e scistososi intercalati a strati arenacei compatti o mediamente fratturati e ha fatto sì che il recupero dalle carote fosse lacunoso. In particolare l'assenza di un doppio carotiere ha ridotto la percentuale di recupero degli strati meno compatti (ma non delle porzioni in c.a. o arenacee), al punto da obbligare alla ricostruzione stratigrafica mediante video ispezione del foro di perforazione.

Dai sondaggi risulta come la fondazione in sinistra appoggi direttamente su uno strato di argilla marnosa compatta di spessore 3.0-3.5m seguito da uno strato arenaceo di 0.5-0.9m, mentre in sponda destra la tipologia prevalente di ammasso roccioso è costituito da arenarie fratturale alternate a livelli marnoso argillosi dello spessore di circa 1m.

I sondaggi sono in linea con le risultanze delle indagini esperite nel 2006 dalla Ditta Sondeos in corrispondenza del coronamento diga.

Le operazioni di video ispezione hanno mostrato la presenza nei fori S1-S3-S4 di ingressi di acqua nei fori di sondaggio, dovuti a interruzioni della continuità del getto. Il livello di risalita dell'acqua all'interno del cunicolo si è però arrestato al piano di calpestio dello stesso.

### 3.2 Sondaggio S5 a valle del corpo diga

Il sondaggio S5, collocato a valle del corpo diga in prossimità della sponda sinistra, è stato invece eseguito mediante carotiere doppio, consentendo una maggior percentuale di recupero. La terebrazione ha consentito di identificare uno spessore superficiale di 2 m di breccia eterometrica arenacea in matrice sabbioso limosa cui poi segue la già riscontrata alternanza di formazioni arenacee ed argilloso marnose con

presenza strati ad elevato livello di fratturazione. Oltre gli 11.5m si ha la prevalenza della frazione arenacea con un grado di alterazione che tende a diminuire con la profondità.

### 3.3 Prove di permeabilità tipo Lugeon

Le prove Lugeon hanno consentito la misurazione di valori di permeabilità dell'ammasso da bassi a molto bassi. Si riportano per completezza i valori riscontrati:

PROVE LUGEON					
Sondaggio	Profondità di prova m.	Gradini di pressione bar	Unità Lugeon rappresentativa	Condizioni delle discontinuità	Coeff. di permeabilità m/sec
S1	10-15	4-5-6-5-4	11	Molto strette	$9.8 \cdot 10^{-7} < k < 2.9 \cdot 10^{-6}$
S2	5-10	4-5-6-5-4	1	Molto strette	$7.6 \cdot 10^{-8} < k < 1.1 \cdot 10^{-7}$
S3	5-10	4-5-6-5-4	2	Molto strette	$1.4 \cdot 10^{-7} < k < 2.9 \cdot 10^{-7}$
S4	10-15	4-5-6-5-4	1	Molto strette	$6.4 \cdot 10^{-10} < k < 1.3 \cdot 10^{-6}$
S5	9.5-11	2-4-6-4-2	34	Molto strette	$2.2 \cdot 10^{-6} < k < 3.5 \cdot 10^{-6}$

I risultati sono congruenti con l'assetto litologico riscontrato.

### 3.4 Classificazione geomeccanica delle rocce di fondazione

La caratterizzazione secondo Bieniawski (1989) dell'ammasso roccioso di fondazione, effettuata mediante l'analisi di 3 stazioni di rilievo geomeccanico ha consentito di individuare 4 sistemi principali di discontinuità, di cui si fornisce di seguito la descrizione sintetica in tabella:

Famiglia	Direzione	Inclinazione	Compressione uniaassiale Su (Mpa)	RQD (%) media dell'area in esame	Spaziatura (m) (Terzaghi, 1965)	Persistenza (m)	Apertura (mm)	Scabrezza	Riempimento	Alterazione	Condizioni idrauliche
I	10-20	72	58	73.9	0.827	1 - 3	0.1 - 1.0	Scabre	nessuno	Inalterate	Secco
II	60-70	76	57	73.9	0.665	1 - 3	0.1 - 1.0	Leggermente scabre	nessuno	Inalterate	Secco
III	80-90	66	58	73.9	0.235	3 - 10	0.1 - 1.0	Leggermente scabre	nessuno	Inalterate	Secco
IV	120-130	50	44	73.9	0.318	> 10	0.1 - 1.0	Scabre	nessuno	Inalterate	Secco

Attraverso le correlazioni previste dall'autore, è stato assegnato a ciascuna famiglia un punteggio denominato RMR (*Rock Mass Rating*) cui è corrisposta la definizione di parametri meccanici equivalenti.

Famiglia	RMR	Qualità ammasso roccioso	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)	Modulo di elasticità(GPa)
I	75	Buona	375	42.5	50
II	73	Buona	365	41.5	46
III	66	Buona	330	38	32
IV	64	Buona	320	37	28

### 3.5 Stendimenti sismici a rifrazione, prova downhole e classificazione

Le prove sismiche effettuate hanno confermato la presenza di 3 sismostrati principali cui è possibile attribuire le seguenti caratteristiche: uno strato di copertura detritica di spessore variabile fra circa 1m e 6m caratterizzato da velocità delle onde S comprese tra 450 e 550m/s, uno strato di alterazione del substrato lapideo di spessore compreso tra 1.5m ed 8m con velocità SH nell'ordine di 800-900 m/s ed un substrato lapideo compatto con velocità di onde SH oltre i 900m/s.

La sezione geologica trasversale alla diga, presentata nella tavola n.8 in calce alla relazione geologica evidenzia come al piede di valle dello sbarramento lo spessore di ricoprimento della coltre detritica assume uno spessore di circa 2-3m.

L'interpretazione dei risultati della prova down-hole, eseguita all'interno del sul sondaggio S5, ha permesso di caratterizzare il terreno di imposta del rinfianco di valle in categoria sismica A ai sensi delle NTC2018, previa asportazione del terreno in posto per almeno 2m, come di fatto previsto dal progetto definitivo.

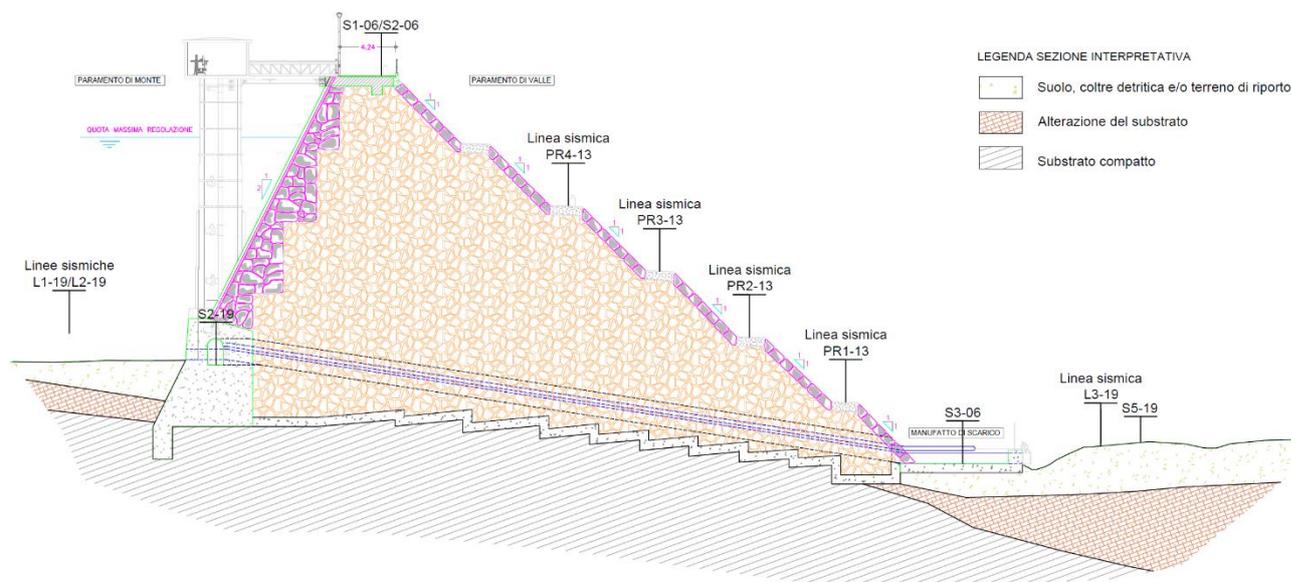


Figura 3-3 Sezione geologica dello sbarramento esistente

## 4 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA

### 4.1 Rocce di fondazione

Sulla scorta delle precedenti relazioni geologiche e del più recente rilievo geomeccanico per l'ammasso di fondazione è stato adottato un valore di peso di volume pari a 22 kN/m<sup>3</sup>, un involucro di rottura alla Mohr Coulomb equivalente definito da un angolo di attrito e una coesione caratteristici pari a  $\phi_k = 40^\circ$   $c_k = 350$  kPa.

Il valore del modulo elastico e del modulo di Poisson sono invece stati ricavati a partire dai valori delle velocità di propagazione delle onde S e P ottenuti tramite le indagini geofisiche secondo le relazioni seguenti:

$$V_p = \sqrt{E_{oed}/\rho} \text{ dove } E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

$$V_s = \sqrt{G/\rho} \text{ dove } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Poiché per gli strati di interesse si ottiene  $V_P = 2000$  m/s e  $V_{SH} = 800\sim 1000$  m/s (cfr. paragrafo 8 del documento [D19]) allo strato possono essere assegnati i valori medi rappresentativi:

Parametri		Valore	
Peso di volume	$\gamma$	22.0	kN/m <sup>3</sup>
Modulo elastico	E	7.5E6	kN/m <sup>2</sup>
Modulo di Poisson	$\nu$	0.25	-
Modulo di taglio	G	3.0E6	kN/m <sup>2</sup>

### 4.2 Rocce di fondazione alterate e coltre superficiale

Le prospezioni geofisiche condotte sui pendii di spalla destra e sinistra, a monte ed a valle della diga hanno evidenziato la presenza di una porzione superficiale, di spessore variabile compreso entro qualche metro, di substrato roccioso alterato ed allentato, come strato di transizione tra la coltre colluviale esterna ed il substrato roccioso compatto sottostante.

Nelle verifiche di stabilità che coinvolgono le sponde allo strato in oggetto sarà assegnato un involucro di rottura alla Mohr Coulomb avente un angolo di attrito e una coesione caratteristici pari a  $\phi_k = 37^\circ$   $c_k = 165$  kPa, ovvero adottando il valore più basso degli angoli di attrito riscontrati durante i rilievi geo-meccanici e dimezzando il contributo della coesione.

Per le coltri superficiali, dall'osservazione delle pendenze di natural declivio e della litologia è possibile stimare un angolo di attrito caratteristico pari a  $\varphi_k = 35^\circ$  in assenza di coesione.

### **4.3 Rockfill del corpo diga esistente**

#### **4.3.1 Fuso granulometrico e litologia**

La caratterizzazione geomeccanica del pietrisco sciolto costituente il corpo diga risulta essere un elemento dirimente nella simulazione del comportamento statico e sismico dello sbarramento e conseguentemente nella definizione del livello di sicurezza dello stesso.

Le differenti indagini geognostiche effettuate sullo sbarramento hanno consentito di definire a più riprese la curva granulometrica del materiale in posto, mediante prelievi diretti di materiale, e la litologia predominante del pietrisco. Nella figura seguente, le curve granulometriche ottenute a Cerventosa consentono di classificare il materiale all'interno del fuso granulometrico che Jappelli e Silvestri (2005) hanno ricavato come rappresentativo per dighe coeve realizzate in materiali sciolti.

Per quanto attiene alla litologia, la presenza nei luoghi circostanti lo sbarramento di relitti di cave di prestito, induce a ritenere che i materiali adottati siano di origine locale e pertanto costituiti da rocce di origine sedimentaria, in particolare arenarie e marne. I campioni di roccia prelevati nell'ammasso roccioso mediante i carotaggi effettuati sotto il corpo diga da parte di Georisorse Italia hanno mostrato una resistenza media a compressione per le arenarie più superficiali e fratturate di circa 30 MPa (variabili tra 22÷40 MPa a seconda del grado di fratturazione del campione) e di 6.5MPa per i campioni marnosi fratturati ( 25MPa per i campioni più compatti).

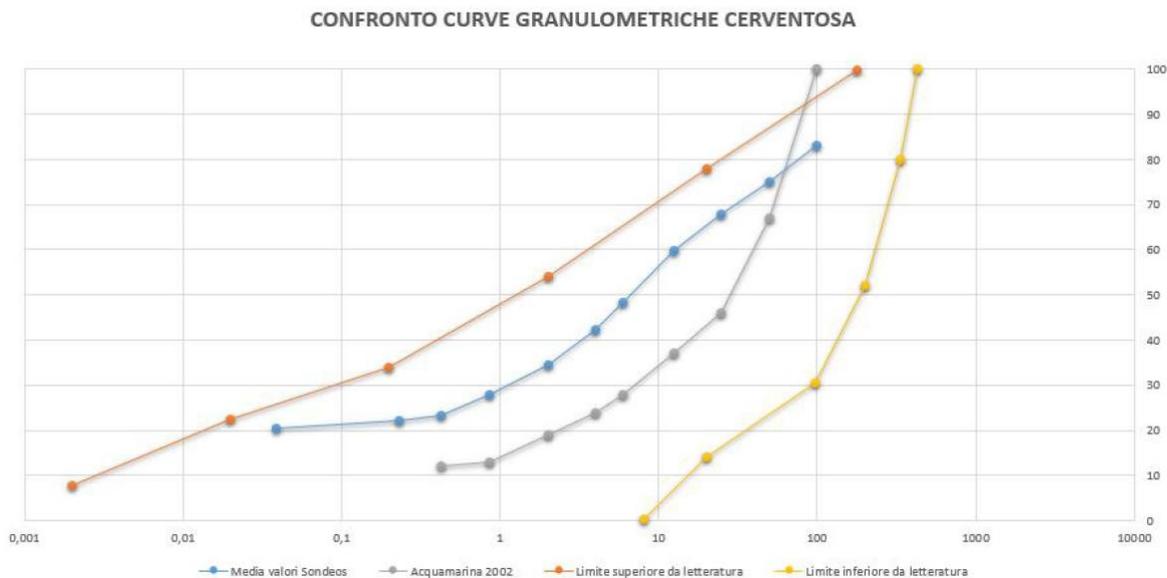


Figura 4-1 – Confronto fra le curve granulometriche [diametro in mm vs. % passante] per la diga di Cerventosa e valori di letteratura per dighe simili

#### 4.3.2 Grado di compattazione e peso di volume

Ulteriore elemento di incertezza è rappresentato dal grado di compattazione del materiale in sito e per conseguenza dal suo peso di volume. Sia le prove cross-hole realizzate nel corso della campagna geognostica del 2006 (documento [D6]) che la tomografia sismica 3D del 2013 (Documento [D9]) hanno mostrato indirettamente un livello non omogeneo di compattezza del materiale, riscontrato in termini di variazione della velocità di propagazione delle onde. È difatti possibile che la compattazione del materiale durante le fasi costruttive sia avvenuta esclusivamente per semplice rullaggio dei mezzi d'opera nelle fasi di scarico del materiale, in assenza di un definito piano di posa e senza l'ausilio di mezzi adatti allo scopo.

Per questo motivo, nello sviluppo delle successive analisi sono stati valutati pesi di volume diversi per il materiale, in un range compreso tra  $16 \text{ kN/m}^3$  (valore poco probabile vista la presenza non trascurabile della frazione fine nelle curve granulometriche) e  $20 \text{ kN/m}^3$  compatibile con un buon livello di compattazione dello stesso.

#### 4.3.3 Resistenza meccanica – definizione di un possibile involucro di resistenza al taglio

In assenza di prove specifiche condotte sul materiale con l'ausilio di dispositivi di test di dimensioni adeguate alla granulometria, la resistenza meccanica del materiale è stata stimata sulla base delle numerose correlazioni di letteratura esistenti.

In questo senso, molteplici esperienze su provini di grande dimensione evidenziano come il criterio di rottura da adottare sia di tipo non lineare. Tra le caratteristiche che

influenzano la resistenza al taglio è possibile citare la granulometria del materiale, la litologia (in termini di resistenza a compressione della roccia costituente il pietrisco), la forma dei grani, la densità relativa del materiale in opera e soprattutto la pressione di confinamento del materiale. L'analisi degli esiti di prove sperimentali di taglio semplice o triassiali di grandi dimensioni, mostra come l'involuppo di rottura sia caratterizzato da un andamento curvilineo in funzione del grado di confinamento del materiale.

All'interno del documento [D4] (Acquamarina – 2002) è stata proposta una relazione apposita per la diga di Cervenosa sulla base dell'analisi di corrispondenti involuppi curvilinei adottati per sbarramenti di dimensioni comparabili (fig. 43 dello stesso documento). Nel piano  $(\tau, \sigma_n)$  la relazione è esprimibile dalla seguente equazione:

$$\tau_{lim} = \alpha \cdot \sigma_n^\beta \text{ con } \alpha = 3.0 \text{ e } \beta = 0.77$$

L'involuppo descritto è stato successivamente considerato anche nella valutazione della sicurezza statica e sismica della diga (Documento [D14]) e nel progetto di Fattibilità tecnico economica (Documento [D16])

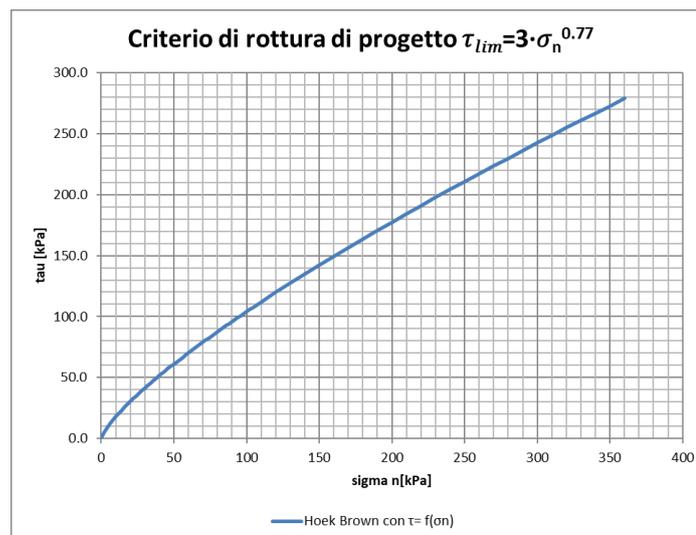


Figura 4-2 Criterio di rottura proposto in [D3] - Acquamarina - 2002

In sede di progettazione definitiva, si è ritenuto necessario approfondire la tematica valutando ulteriori elementi di letteratura.

In quanto segue si introdurranno formulazioni basate sull'interpretazione di una vasta documentazione di letteratura su prove triassiali e di taglio di rockfill di varia natura e dimensione, che hanno permesso infine di caratterizzare in modo preciso superfici di rottura nello spazio tridimensionale delle tensioni di Haigh-Westergaard.

In particolare, tutte le formulazioni più recenti collegano il valore della pressione media  $p'$  al valore della tensione deviatorica  $q$  mediante funzioni di stato limite che sono basate sia sulla formulazione di una curva limite che può essere assimilata ad un

meridiano della superficie limite dello spazio di Haigh – Westergaard, o ad una linea di stato critico (CSL, Critical State Line), che definisce il rapporto  $q/p'$  al quale si produce l'instabilità locale dell'ammasso di pietre in contatto.

La maggior parte delle formulazioni introduce la relazione generica:

$$\frac{q}{p_a} \leq M_c \left( \frac{p}{p_a} \right)^n \cdot g(\theta), \quad (1)$$

Dove  $M_c$  ed  $n$  sono parametri del meridiano limite e  $g(\theta)$  descrive la variazione del meridiano con l'angolo di Lode  $\theta$ .

In [1] viene sviluppata una teoria unificata di resistenza non lineare di volumi di rockfill soggetti a tensioni tridimensionali. Il risultato in termini di relazione che fornisce il meridiano limite della superficie di plasticità è indicato nella successiva Figura 4-3.

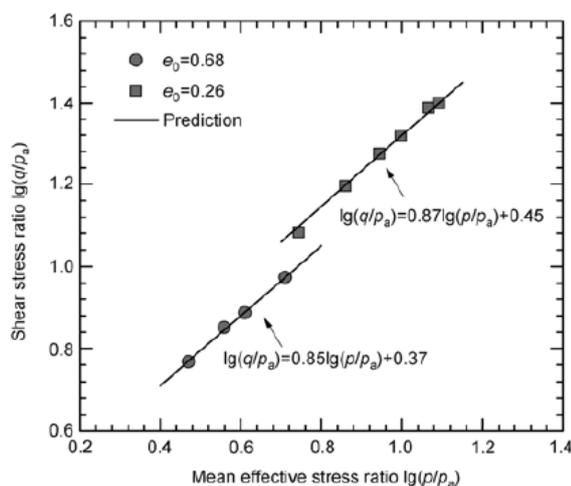


Figura 4-3 Formulazione della relazione tra p e q secondo [1]

In [3] vengono esaminati numerosi test triassiali di rockfill proveniente dalla provincia di Henan in Cina, e si trova la relazione di stato critico riportata in Figura 4-4.

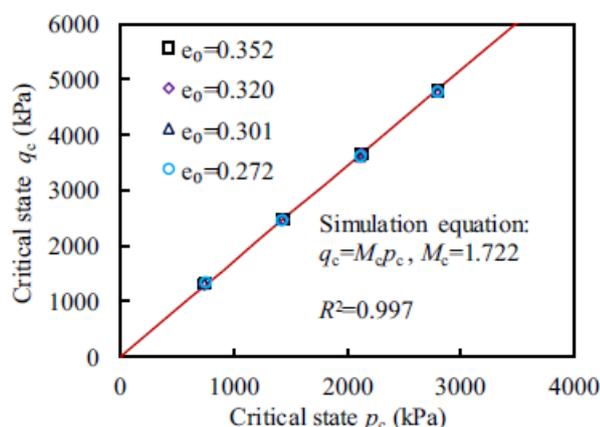


Figura 4-4 Formulazione della relazione tra p e q secondo [3]

In [4] vengono esaminati risultati di prove triassiali su sabbie limose a grana grossa, per le quali il valore della linea di stato critico risulta leggermente inferiore ai valori precedenti a causa della piccola dimensione delle particelle. (Vedi Figura 4-5)

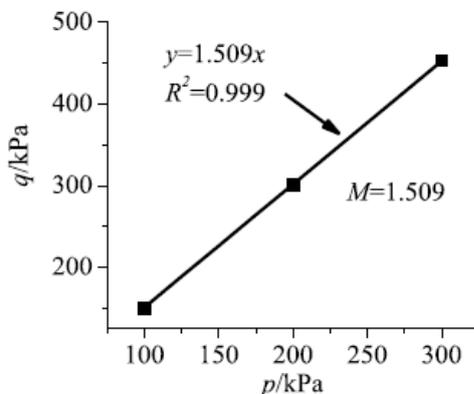


Figura 4-5 Formulazione della relazione tra p e q secondo [4]

In [5] con riferimento alla relazione (1) si esaminano i risultati di tre tipi di rockfill provenienti da province Cinesi e si determinano valori di  $M_c$  nell'intorno di 2,0 e di  $n$  vicino a 0,9.

In [6] sono state esaminate prove triassiali eseguite con rockfill di dimensione ridotta ottenuti dal materiale base della diga Xiaolang Dam in Jiyuan, Henan, che risulta composta con elementi di diametro medio di 250 mm. Le prove eseguite con inerti di diametro compreso tra 40 e 120 mm hanno fornito indicazioni simili ai lavori precedentemente citati. Si veda in proposito la successiva Figura 4-6.

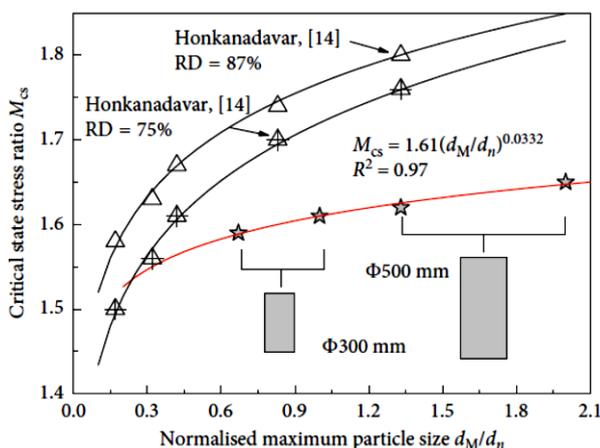


Figura 4-6 Formulazione della relazione tra p e q secondo [6]

In [7], facendo uso del metodo del piano spaziale mobilizzato (SMP, Spatial Mobilised Plane) si fornisce l'indicazione (desunta anche da una formulazione alla Mohr – Coulomb), che il parametro di stato critico può essere anche definito dalla formula:

$$M_{cs} = \frac{6 \sin \psi_c}{3 - \sin \psi_c}, \quad (2)$$

Che fornisce valori dell'ordine di 1,7 – 1,8 per angoli d'attrito critici di circa 40° - 45°. In [8] viene posta in evidenza l'influenza sul valore di  $M_c$  della tensione principale intermedia. Avendo definito il parametro  $b$  nella forma:

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (3)$$

Nella figura 5 Si mostra come il valore di  $M_c$  decresca all'aumentare di  $b$ .

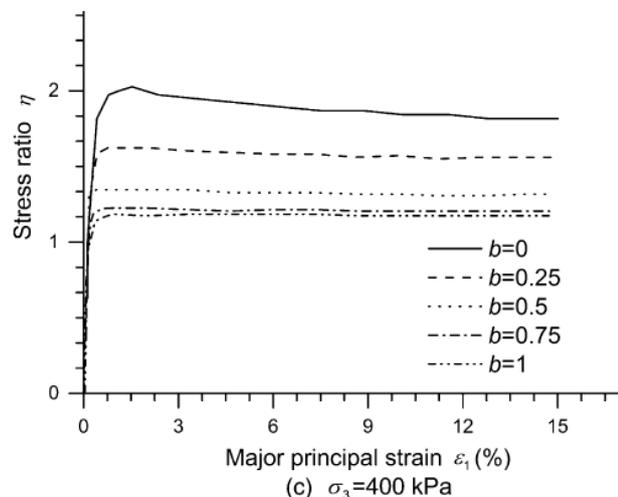


Figura 4-7 Variazione del rapporto critico tra p e q al variare della tensione intermedia secondo [8]

Anche in [9] si esaminano i risultati di prove triassiali su di un rockfill campione proveniente dalla diga di Lianghekhon nello Yunnan, con elementi di dimensione media compresa tra 15 e 60 mm (si veda la successiva Figura 4-8). Il valore che si ricava per  $M_c$  è circa 1,73.

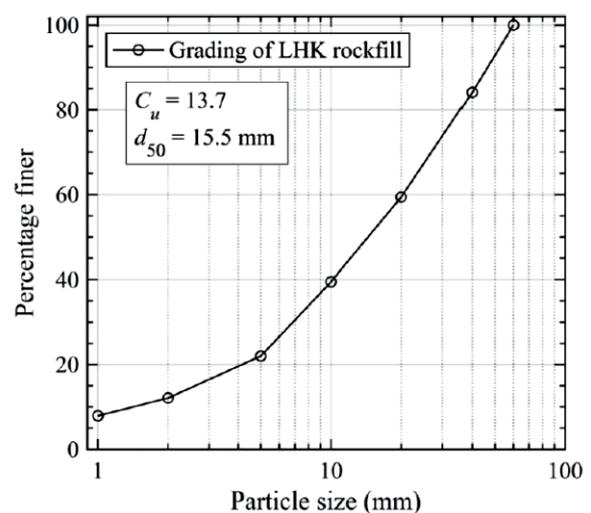


Figura 4-8 Vista del rockfill testato in [9] e sua distribuzione granulometrica

In [10] sono state effettuate prove triassiali su materiale prelevato presso il fiume Jinsha in Cina, e rapportato attraverso una relazione dimensione – percentuale passante al rockfill della diga di Tacheng. In relazione a tale analogia, sono state utilizzate pressioni medie di test nel campo {0,4 ; 1,6} MPa, in accordo all'elevata altezza della diga. Il valore di  $M_c$  ottenuto è in media superiore a 1,80 e varia in funzione dell'indice dei vuoti del rockfill (si veda Figura 4-7). Tuttavia è da notare che tali valori ben si adattano alla determinazione dell'eq. (2).

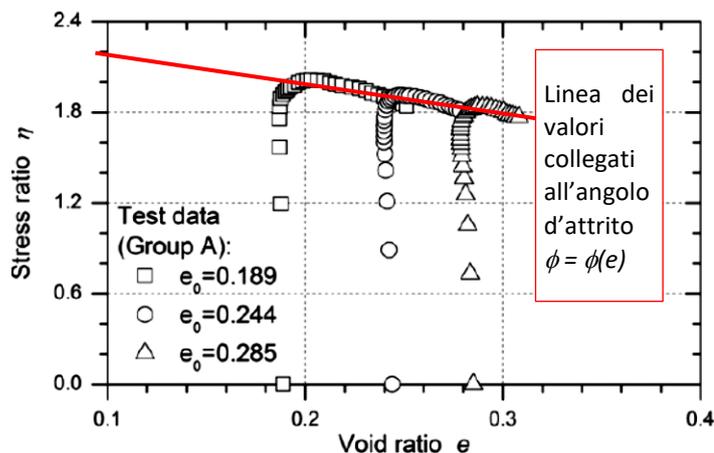


Figura 4-9 Vista dei risultati delle prove triassiali analizzate in [10]

In definitiva si può considerare che il parametro  $M_c$  sia un valore pressoché unico per rockfill con curve granulometriche simili, in condizioni di buona compattazione. Il suo valore diminuisce all'aumentare dell'indice dei vuoti e dell'influenza della tensione intermedia. Volendo considerare un effetto legato alla diminuzione apparente dell'angolo d'attrito per effetto di aumenti della tensione media, si può adottare un esponente applicato alla pressione media dell'ordine di 0,8 – 0,9 che riporta ad una formulazione più simile a quella iniziale di De Mello come è descritta in [2] e come viene usualmente introdotta nell'analisi di dighe CFRD.

In definitiva, per la verifica di materiali sciolti, si possono adottare dei criteri di rottura (legati alla destrutturazione del materiale con dilatanza dell'ammasso degli inerti), basati su due criteri che risultano simili:

$$q(\sigma) \leq M_{CSL} \cdot p(\sigma), \quad (4.a)$$

$$\tau \leq c \cdot p_a \cdot \left( \frac{\sigma}{p_a} \right)^n, \quad (4.b)$$

Ove  $M_{CSL}$  può essere assunto pari a 1,70, mentre  $c$  e  $n$  possono essere posti pari a 1,20 e 0,60. Nelle formule  $p_a$  è la pressione atmosferica di riferimento (101 kPa), e per le quantità indicate si possono fare le seguenti scelte:

- $p$  e  $q$ : si assumono pari alle tensioni idrostatica e deviatorica del tensore  $\sigma$ ,
- $\tau$  e  $\sigma$ : si assumono pari alle tensioni ottaedriche normale e tangenziale.

In entrambi i casi si ottengono valori di resistenza al taglio paragonabili all'involuppo già descritto al paragrafo precedente.

#### 4.3.4 Criteri Hoek-Brown e Mohr-Coulomb equivalenti

Il criterio di rottura curvilineo descritto nel precedente paragrafo può essere ricondotto a due involuppi di rottura al taglio noti ed adottati nei software commerciali di analisi adottati per l'esecuzione delle verifiche di sicurezza statica e sismica della diga di Cerventosa.

A. Involuppo di Hoek-Brown. Come già indicato nella relazione tecnica del progetto di fattibilità tecnico economica (Documento [D16]), gli involuppi di rottura curvilineo illustrati al precedente paragrafo possono essere ricondotti ad un criterio di rottura Hoek-Brown equivalente. Il modello di Hoek-Brown è descritto attraverso 4 parametri principali:

- $\sigma_i$  Resistenza uniassiale della roccia intatta [MPa]
- $D$  Il fattore di disturbo [ $0 \div 1$ ]
- $GSI$  *Geological Strength index* [ $0 \div 100$ ]
- $m_i$  Parametro empirico basato sulla litologia di interesse

Il fitting delle curve ha permesso di identificare per l'involuppo caratteristico i seguenti parametri:

Parametri		Valore	
		Caratteristico	M2
$\sigma_{ci}$	kPa	30000	30000
$GSI$	-	12	3.39
Fattore di disturbo -		0.69	0.72
$m_i$	-	20	43.2

Oltre ai parametri che definiscono il valore caratteristico di resistenza al taglio, sono riportati in tabella anche i parametri che riproducono il valore ridotto di resistenza al taglio da adottarsi nelle combinazioni di verifica dell'approccio 1 di tipo (A2+M2+R2). Secondo quanto previsto al paragrafo 6.2.4.1.2 delle NTC2018, per ammassi rocciosi o per terreni a struttura complessa il coefficiente parziale di riduzione M2 della resistenza al taglio è pari a  $\gamma_{TR} = 1.25$

B. Inviluppo di Mohr-Coulomb. Oltre all'inviluppo curvilineo di Hoek-Brown è stato anche ricercato un inviluppo equivalente di tipo Mohr Coulomb, da confrontare con dati ulteriori reperiti in letteratura e per consentire l'adozione di modelli costitutivi avanzati nelle analisi FEM sul corpo diga che non prevedono l'uso di inviluppi di rottura non lineari, come il modello HS-Small di Plaxis.

La trasformazione tra i modelli è stata ottenuta attraverso le relazioni proposte da Carranza e Torres (2004) in termini di tensioni principali. Nel diagramma seguente è illustrato l'andamento dell'angolo di attrito equivalente in funzione del parametro  $s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ .

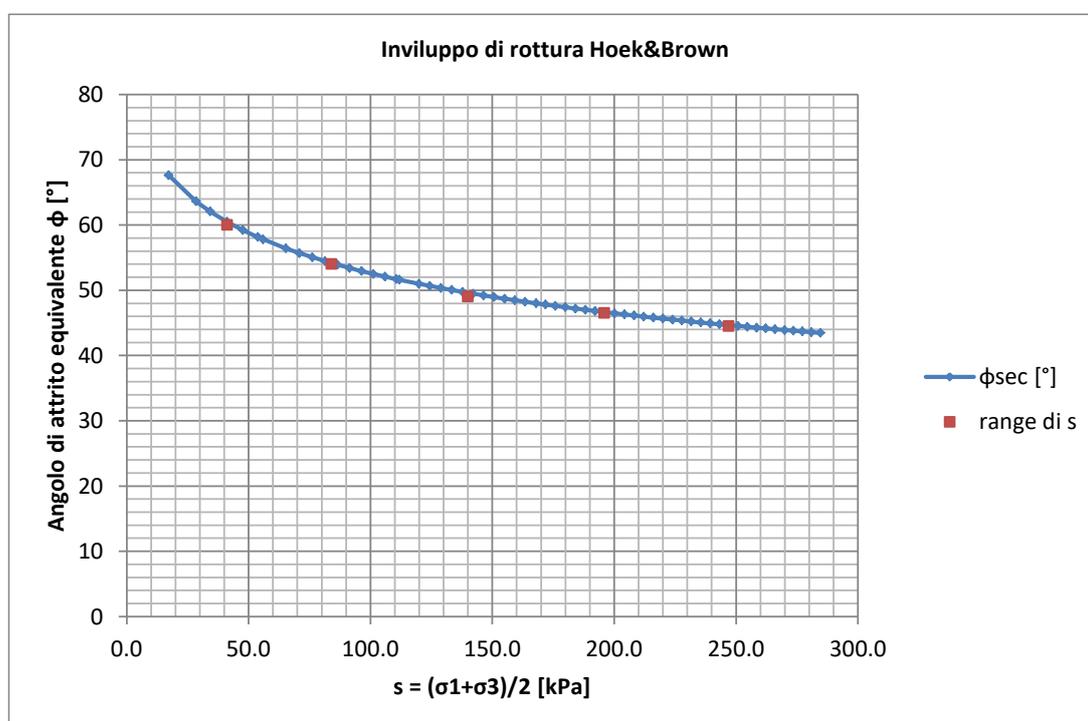


Figura 4-10 – Inviluppo di rottura alla Hoek&Brown ed angolo di attrito equivalente secondo un criterio Mohr Coulomb secante

Dall'immagine discende in modo evidente come il valore dell'angolo di attrito equivalente, in questo caso secante ovvero assumendo un valore di coesione trascurabile, diminuisca con l'aumentare della pressione di confinamento. La stessa tensione di confinamento risulta tuttavia variabile nel corpo diga, e pertanto lo stesso angolo di attrito dovrebbe variare assumendo valori elevati ( $\phi_{\text{sec}} > 60^\circ$ ) per il pietrisco superficiale e diminuendo nelle porzioni interne, sino a valori prossimi a  $\phi_{\text{sec}} = 42^\circ$  in corrispondenza dell'interfaccia con il substrato lapideo ( $s = 300$  kPa).

I valori di resistenza equivalenti considerati per l'intero corpo diga sono quindi pari a:

Parametro			Valore caratteristico	Combinazione M2

Peso di volume	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	19.0
Angolo di attrito drenato	$\phi'$	[°]	42°	35.8°
Coesione drenata	$c'$	[kPa]	5	4

Per la determinazione dei valori di angolo di attrito e coesione equivalenti si è scelto di procedere ricercando la coppia di parametri ( $\phi'$ ,  $c'$ ) che garantisca il raggiungimento del medesimo fattore di sicurezza desunto dalle analisi condotte con il criterio di HoekBrown attraverso l'impiego del modello di calcolo all'equilibrio limite approntato per la valutazione della stabilità globale del paramento di valle. La geometria del modello di calcolo, i carichi considerati e le superfici di scorrimento analizzate sono estesamente descritti all'interno della relazione strutturale R-05.1

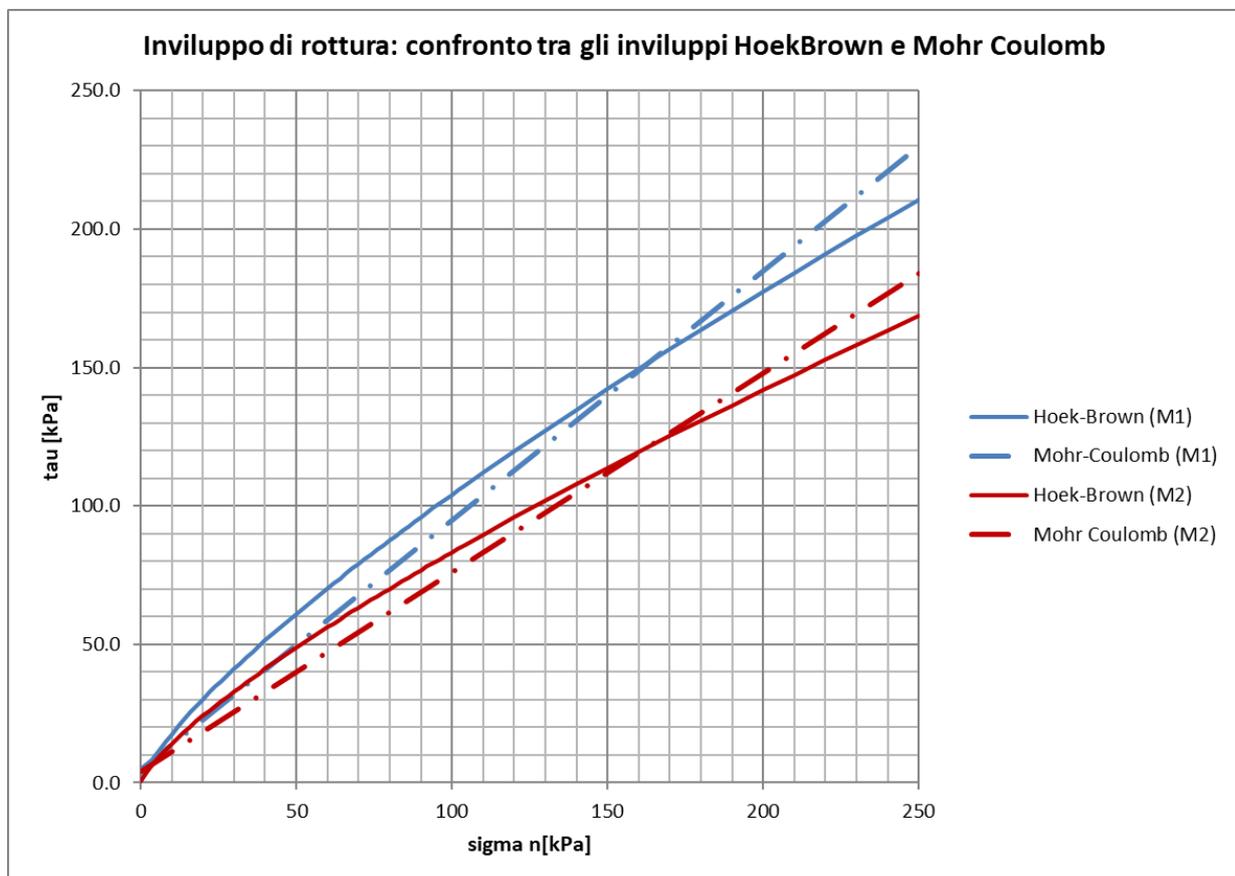


Figura 4-11 Confronto tra gli inviluppi di rottura alla Hoek-Brown e alla Mohr-Coulomb adottanti nelle analisi. Sono riportati i valori caratteristici ed i valori ridotti per la combinazione M2

#### 4.4 Materiale arido per il rinfianco di valle

Il materiale arido utilizzato per la costruzione del rinfianco di valle sarà costituito da un misto granulare stabilizzato 0/80 in frazione unica e di natura calcarea, certificato UNI 13242. Il materiale è classificato nel gruppo A1-a secondo la norma C.N.R. UNI 10006/02.

La curva granulometrica di progetto (cfr. Figura 4-12) mostra come il misto granulare sia del tutto sovrapponibile al materiale attualmente costituente il corpo diga, fatta salvo un minor contenuto di fine (passante inferiore a  $0.063\text{mm} \leq 7\%$ ) ed un diametro massimo degli aggregati pari a circa  $125\text{mm}$ .

La natura calcarea del pietrisco consente poi di soddisfare i requisiti di resistenza ai ciclo di gelo/disgelo (categoria F1) ed una considerevole resistenza alla frammentazione (Indice prova Los Angeles LA/30) riducendo la variazione del fuso verso diametri più fini durante le operazioni di messa in opera e compattazione.

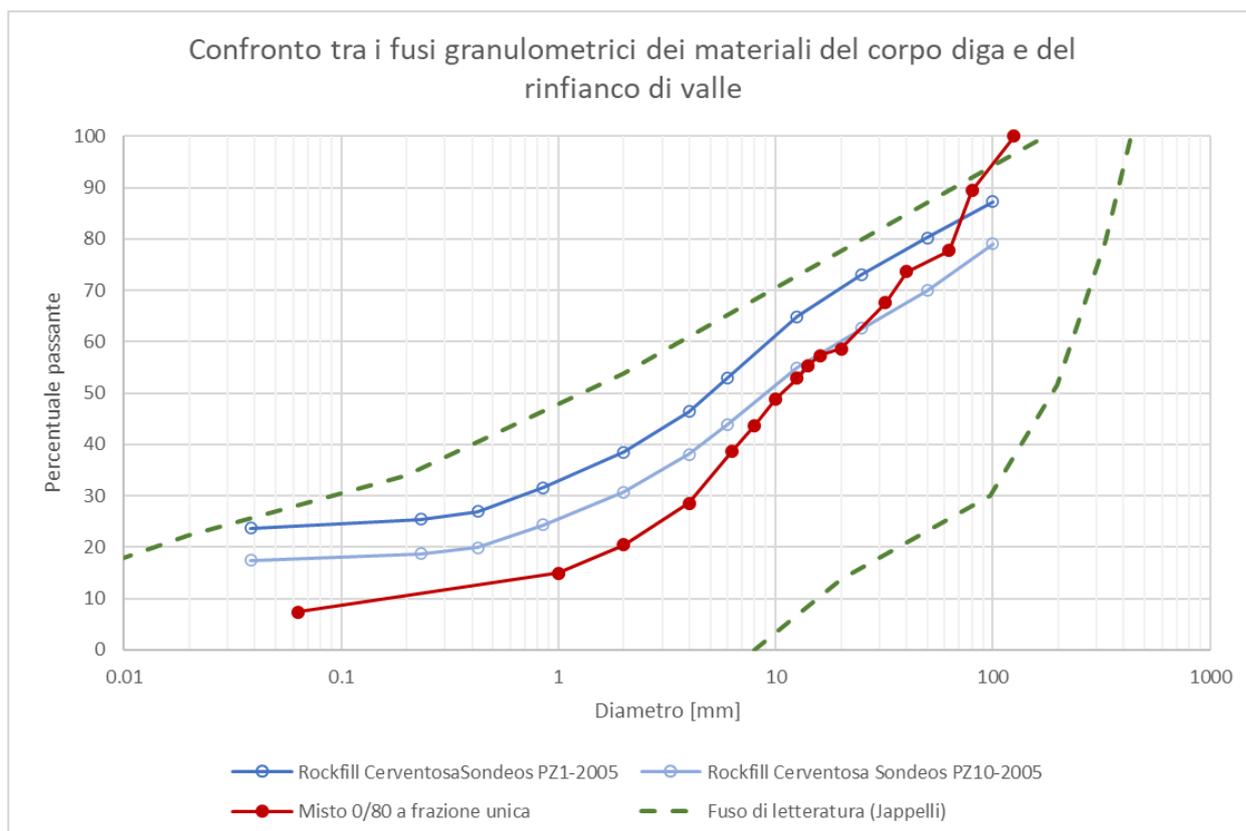


Figura 4-12 Confronto fra la curva granulometrica di progetto del misto granulometrico 0/80 a frazione unica ed il pietrisco costituente il corpo diga della Cerventosa

La resistenza a compressione uniassiale del materiale lapideo mostra valori, pari mediamente a  $\sigma_{ci} = 160 \pm 15 \text{ MPa}$ , decisamente superiori a quanto ottenuto dalle rocce sedimentarie presenti in diga.

Agendo prudenzialmente a favore di sicurezza per il misto granulare sono stati adottati i medesi parametri di resistenza al taglio assegnati al pietrisco arenaceo/marnoso di Cerventosa.

A conferma della scelta effettuata, i valori di resistenza al taglio possono essere confrontati con il criterio empirico proposto da Douglas (2003) per la stima dell'angolo di attrito secante di un pietrisco compattato.

$$\varphi'_{sec} = a + b\sigma'_n{}^c$$

Dove:

$$a = 36.43 - 0.267ANG - 0.172FINES + 0.756(Cc-2) + 0.0459(UCS - 150)$$

$$b = 69.51 + 10.27ANG + 0.549 FINES - 5.105(Cc-2) - 0.408(UCS - 150) - 0.408$$

$$c = -0.3974$$

ANG = (coeff. di angolarità - 5) con coeff. di angolarità > 5.5 altrimenti ANG=0. Il coeff. di angolarità varia tra un minimo di 0 per particelle arrotondate e 8 per inerti di cava ottenuti per schiacciamento.

FINES = percentuale passante il vaglio a 0.075mm

Cc = coefficiente di curvatura del fuso granulometrico =  $\frac{d_{30}^2}{d_{10}d_{60}}$

UCS =  $\sigma_i$  = resistenza a compressione uniassiale in MPa

Assumendo per il misto granulare in oggetto i parametri di seguito elencati si ottengono gli andamenti in figura:

Parametri per interpolazione		
Coeff. Angolarità	[-]	8
ANG	[-]	3
FINES	[%]	7
d <sub>10</sub>	[mm]	0.39
d <sub>30</sub>	[mm]	4.31
d <sub>60</sub>	[mm]	21.86
Cc	[-]	2.18
UCS	[MPa]	159

Parametri inviluppo di rottura (Douglas 2003)		
a	[°]	34.93 °
b	[-]	99.17
c	[-]	-0.3974

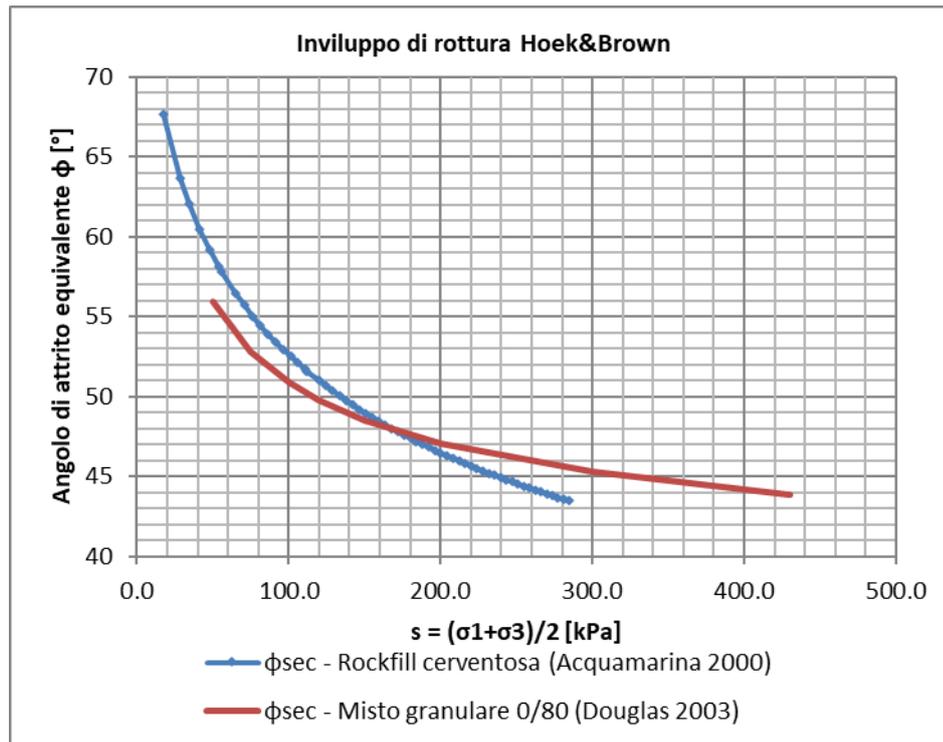


Figura 4-13 Confronto tra l'angolo di attrito secante proposto da Acquamarina (2000) per il pietrisco di Cerventosa e il valore ottenuto per il misto granulare calcareo 0/80 secondo Douglas (2003)

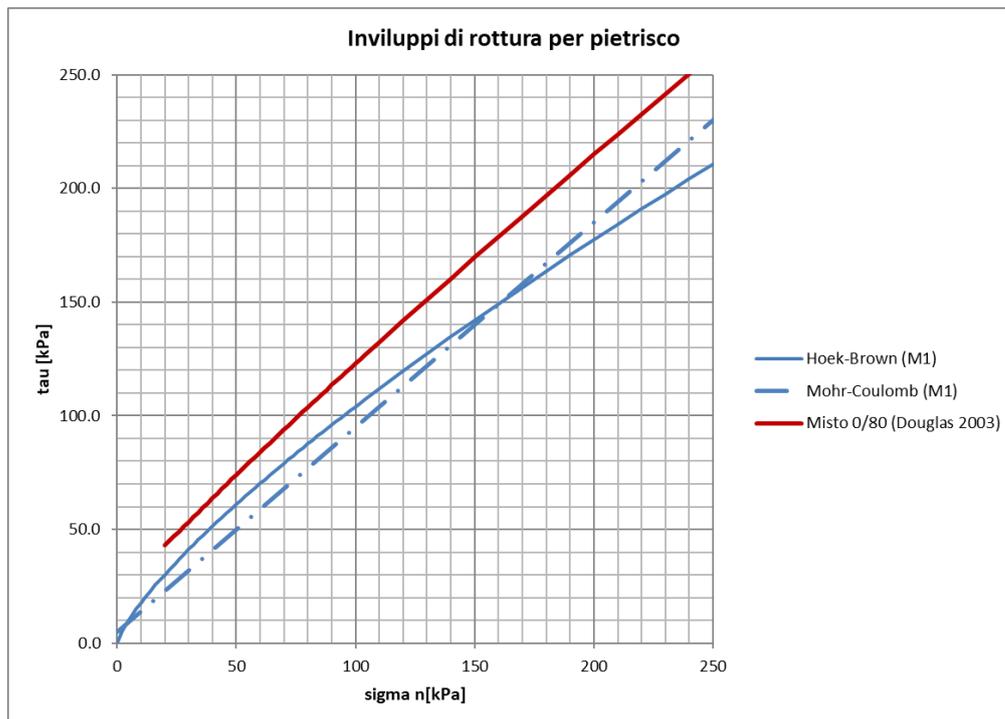


Figura 4-14 Confronto fra gli involuppi di rottura per il pietrisco di Cerventosa (Acquamarina 2000) ed il misto granulare calcareo 0/80 secondo Douglas (2003)

Lo stesso Douglas (2003) riporta l'esito delle prove da lui raccolte della variazione dell'angolo di attrito secante in funzione dello sforzo normale. Il valore di  $42^\circ$  appare compatibile con i livelli sforzo presenti nel corpo diga e pari a circa  $\sigma_1 \leq 400$  kPa al contatto con la fondazione.

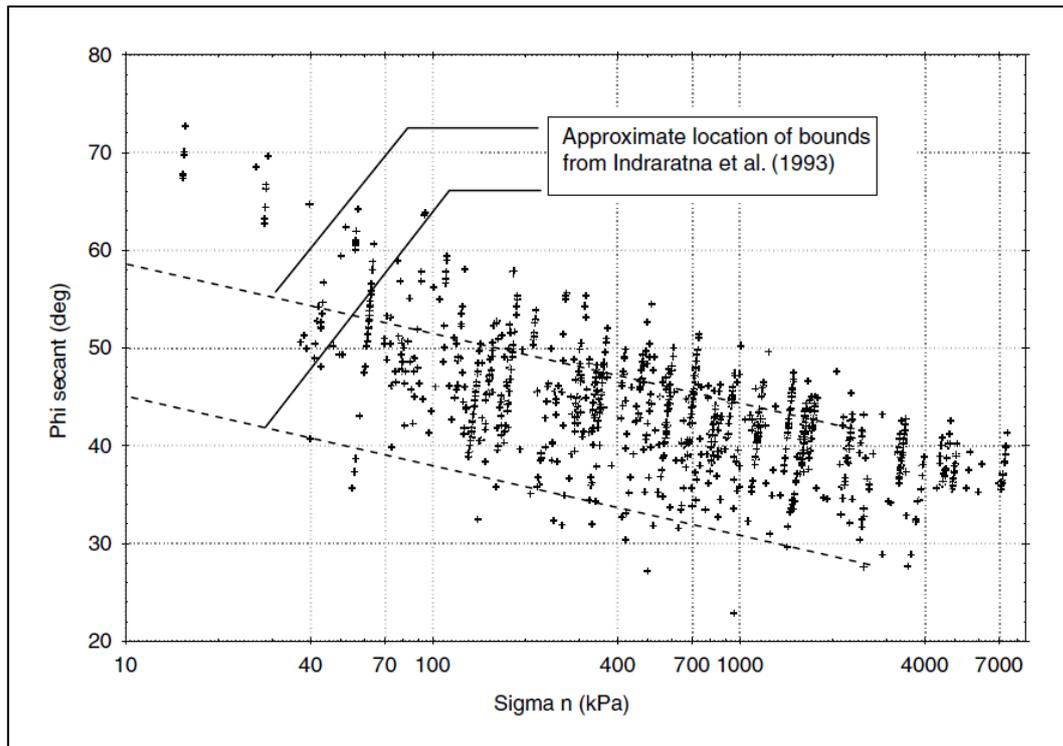


Figura 4-15 Variazione dell'angolo di attrito secante  $\phi'_{sec}$  [°] con lo sforzo normale  $\sigma_n$  (Douglas, 2003)

Dal confronto delle curve delle figure Figura 4-13 e Figura 4-14 si evince come l'involuppo proposto da acquamarina (2000) per il pietrisco di Cerventosa ed adottato nel progetto di fattibilità tecnico economica sia prudente e possa essere adottato anche per il materiale di rifianco.

## 5 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

L'azione sismica di progetto, in termini di spettri di risposta e settuple di accelerogrammi registrati, è stata individuata attraverso il confronto tra gli esiti delle campagne geognostiche riportati all'interno della relazione geologica (Relazione R-02.1 – Documento [D19]), i risultati dello studio sismotettonico redatto dal Prof. Pace (Relazione R-02.2 - Documento [D18]).

La NTD2014 difatti al paragrafo C.7.7.1 richiede per le dighe ubicate nelle aree in cui l'azione sismica di progetto per un  $T_R = 475$  anni deve essere riferita ad un valore  $a_g \geq 0.15g$  la redazione di uno specifico studio sismotettonico da cui far derivare l'azione sismica di progetto, con la condizione di ottenere effetti più gravosi di quelli corrispondenti all'azione sismica definita nelle NTC2018, relativamente ad un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Poiché per il sito di Cerventosa (Lat 43.29539, Long. 12.05486) detta accelerazione sismica è pari a:

$$a_g(T_R = 475 \text{anni}) = 0.166g$$

si è reso necessario integrare le risultanze ottenute attraverso la pericolosità sismica di base con una specifica analisi sismotettonica.

### 5.1 Pericolosità sismica di base

Nel seguito si riportano gli spettri di progetto ottenuti attraverso l'impiego dello studio di pericolosità sismica di base redatto dall'INGV ed adottato dalle NTC2018.

Lo sbarramento di Cerventosa, ai sensi delle DM 26 giugno 2014 capitolo C.7.7.2, è assimilabile alla categoria "dighe rilevanti". In quanto diga esistente il periodo di riferimento  $V_R$  per l'azione sismica è pari a

$$V_R = V_R \cdot c_u = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni} \quad \text{\S capitolo H.3.4.1 – tabella H1-H2}$$

Di conseguenza con riferimento alle prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  definite dalle vigenti NTC2018, i tempi di ritorno dell'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite sono pari a:

Stato limite	SLO	SLD	SLV	SLC
Probabilità di superamento $P_{VR}$ [%]	81	63	10	5
Tempo di ritorno $T_R$ [anni]	45	75	710	1462

Gli spettri di risposta elastici sono definiti attraverso i seguenti set di parametri:

Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	45	0.07	2.51	0.27
SLD	75	0.08	2.52	0.28
SLV	712	0.19	2.45	0.31
SLC	1462	0.23	2.47	0.31

Come riportato all'interno della relazione geologica, la categoria sismica di sottosuolo cui fare riferimento nella definizione degli spettri di progetto è la cat. A (vedi Tab. 3.2.IV NTC2018). Il che porta a far coincidere gli spettri di risposta di progetto con gli spettri elastici di seguito rappresentati.

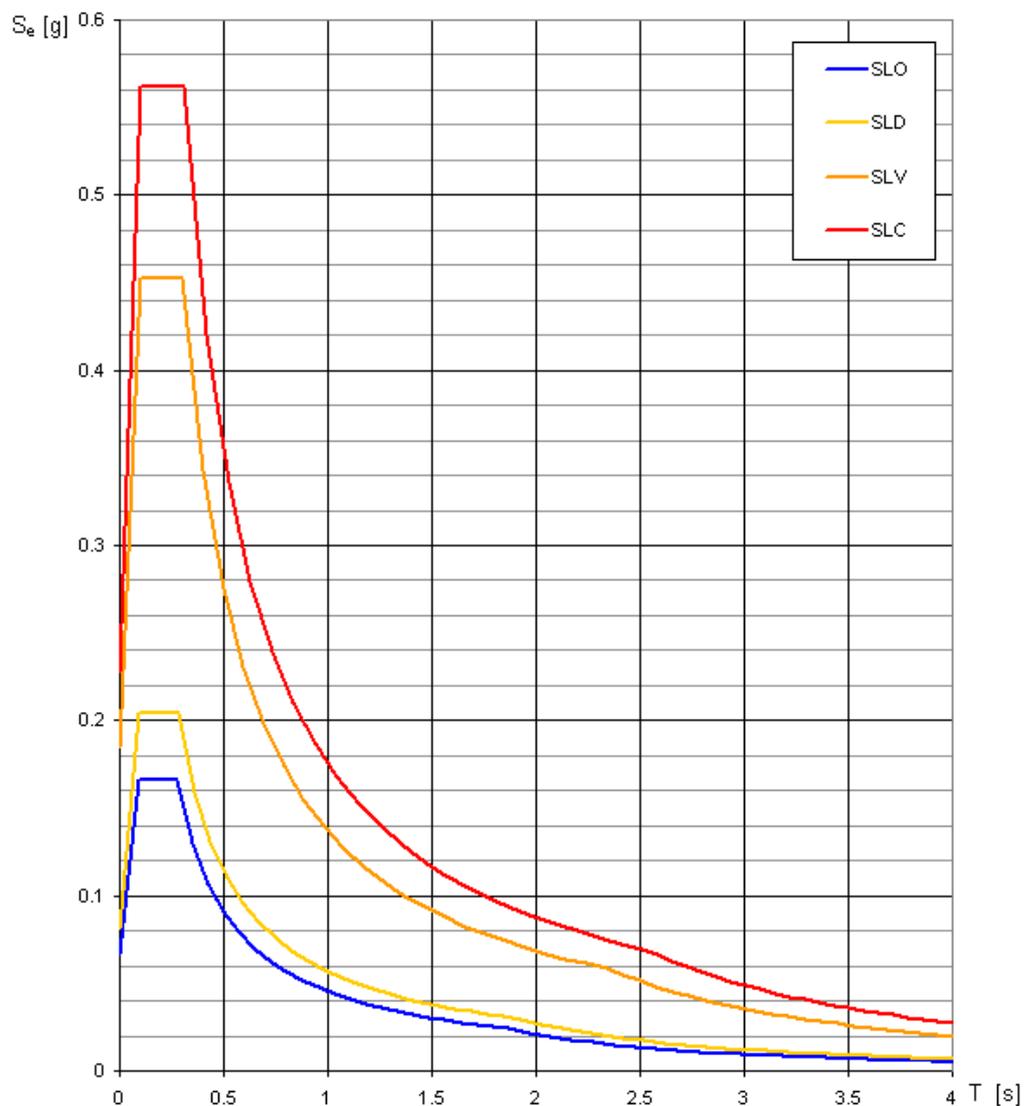


Figura 5-1 – Spettri di risposta elastici per l'azione sismica secondo NTC2018 nei diversi stati limite

## 5.2 Studio sismotettonico

Nel luglio 2021, per conto del Gestore, il Prof. Bruno Pace, coadiuvato dai Dott. Francesco Visini e Dott. Alessandro Valentini, hanno redatto un nuovo studio sismotettonico allegato come elaborato R-02.2.

Tale lavoro è stato svolto tenendo conto del documento “Linee-guida per la redazione e le istruttorie degli studi sismotettonici relativi alle grandi dighe” (Basili et al., 2017) redatto nell’ambito dell’accordo ai sensi dell’art. 15 della l. 241/90 e successive modifiche tra la Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture Idriche ed Elettriche del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti e l’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Questo documento fornisce indicazioni riguardo a metodologie e contenuti per la valutazione della pericolosità sismica in corrispondenza di uno sbarramento di ritenuta.

Gli autori hanno inoltre tenuto conto anche della Relazione Istruttoria della “Verifica della sicurezza statica e sismica” del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (settembre 2016) per quanto osservato in merito al precedente studio sismotettonico. Le suddette osservazioni richiedevano infatti approfondimenti che tenessero conto del contesto del sito della diga, della sismicità dell’area e dell’eventuale presenza di strutture sismogenetiche che possano influire sulla pericolosità sismica del sito.

A conclusione di tale analisi probabilistica di pericolosità sismica per la diga di Cerventosa sono stati individuati gli spettri di risposta a pericolosità uniforme (UHS) per diversi periodi di ritorno. In seguito, gli UHS ottenuti da questo lavoro sono stati confrontati con gli spettri elastici di progetto di normativa (NTC18), ottenuti dal modello di pericolosità sismica nazionale (MPS04). Tutti i risultati riportati in detta relazione si riferiscono a condizioni di sottosuolo di tipo A, concordemente agli esiti delle campagne geognostiche eseguite.

Gli UHS sono stati calcolati per i diversi periodi di ritorno dell’azione sismica previsti per lo sbarramento di Cerventosa, 45, 75, 712 e 1462 anni, che corrispondono rispettivamente a probabilità di eccedenza pari all’ 81%, 63% 10% e 5% in 75 anni e sono riferibili rispettivamente agli stati limite di operatività (SLO), di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di collasso (SLC) . Inoltre, è stato calcolato l’UHS per un periodo di ritorno pari a 475 anni, che corrisponde al 10% in 50 anni, una probabilità di riferimento per quanto riguarda la normativa. Il valore del periodo di ritorno di 475 anni è stato calcolato come riferimento.

Come si può evincere dalla Figura 5-2 gli spettri relativi agli stati limite SLD (Tr 75) e SLO (Tr 45) sono risultati inferiori ai corrispondenti spettri definiti dalla normativa (NTC 2018), mentre invece vale l'opposto per gli spettri SLV (Tr 712) e SLC (Tr 1462). Pertanto solo questi ultimi sono stati effettivamente adottati in sostituzione di quelli standard come spettro obiettivo per la selezione di accelerogrammi reali spettro-compatibili e nelle analisi dinamiche in spettro di risposta.

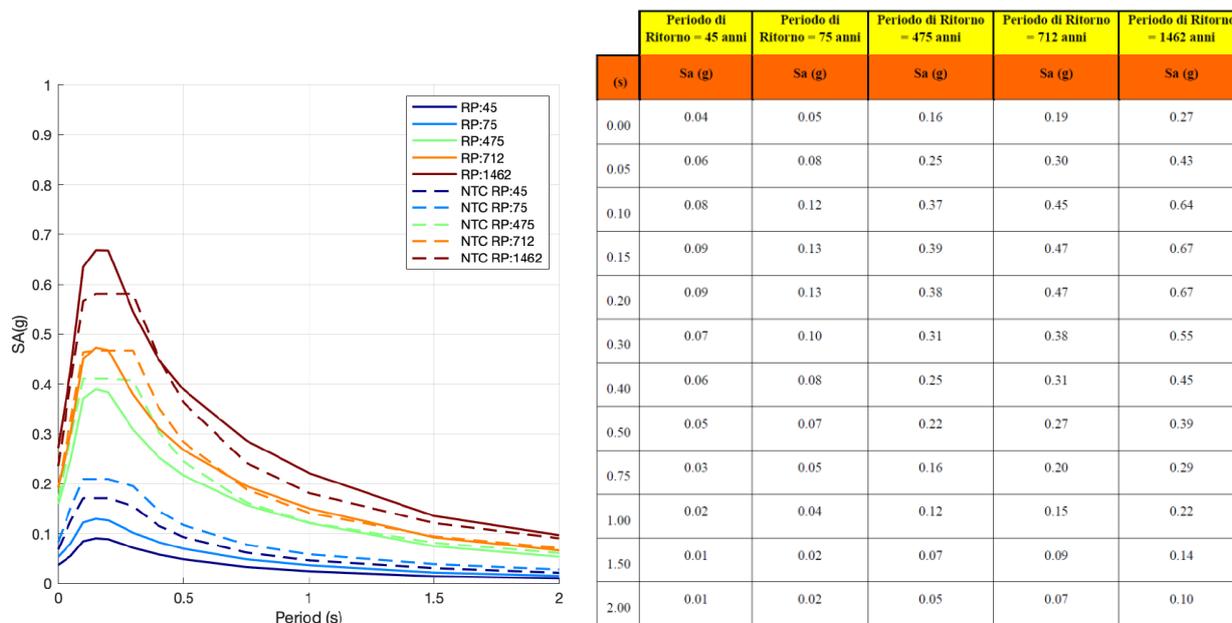


Figura 5-2: spettri a pericolosità uniforme calcolati per il sito d'indagine (linea solida) e seguendo le normative tecniche per le costruzioni (NTC18, linee tratteggiate). RP = periodo di ritorno in anni.

Al fine di giungere ad una corretta scelta degli accelerogrammi di progetto, gli autori hanno compiuto una analisi di disaggregazione finalizzata alla individuazione delle strutture sismogenetiche cui corrisponde la maggiore pericolosità e alla definizione delle coppie Magnitudo-distanza epicentrale per i tempi di ritorno relativi agli stati limite SLV ed SLC. Nella tabella seguente sono riportati gli esiti dell'analisi di disaggregazione con l'individuazione delle sorgenti MSTiberina e Città di Castello.

<i>R minima (epicentrale in chilometri)</i>	<i>R massima (epicentrale in chilometri)</i>	<i>Mw minima</i>	<i>Mw massima</i>	<i>Sorgente</i>
10	20	5.7	6.3	MSTiberina
20	30	5.9	6.7	Città di Castello

Ne deriva una distanza epicentrale compresa nell'intervallo 10-30km ed una magnitudo dell'evento nell'intervallo 5.75 – 6.75.

In tutti i casi, per ogni eventuale ulteriore approfondimento nel merito si rinvia al citato elaborato R-02.2 nonché alle relazioni strutturali R-05.1, R-05.2 e R-05.3.

### 5.3 Selezione degli accelerogrammi di progetto

Al fine di poter eseguire analisi dinamiche avanzate, sono state individuate 4 settuple di accelerogrammi orizzontali di progetto e, in ottemperanza alle richieste avanzate dalla D. G. Dighe in sede relazione istruttoria al progetto di fattibilità tecnico economica (Documento [D17]), 4 corrispondenti settuple di accelerogrammi verticali, due per ciascun stato limite. Come specificato nei paragrafi precedenti, per gli stati limite di collasso (SLC) e salvaguardia della vita (SLV) la definizione degli spettri target e la selezione degli accelerogrammi è avvenuta conformemente alle indicazioni contenute nella relazione sismotettonica allegata al presente progetto (Documento R-2.02). Per gli stati limite di danno (SLD) ed operatività (SLO) .

La selezione degli accelerogrammi verticali è stata condotta nel rispetto delle indicazioni fornite ai paragrafi III.2.16-III.2.19 delle *“Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.06.2014 (NTD14) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18)”*.

Come si evince dalle tabelle seguenti, le componenti verticali dell'azione sismica sono state tratte dalle registrazioni del medesimo evento sismico; la scalatura degli accelerogrammi verticali è avvenuta separatamente.

Nelle tabelle seguenti sono riportate le settuple di accelerogrammi definite per ciascuno stato limite. Per gli stati limite SLC ed SLV sono indicati la stazione di registrazione, il nome dell'evento, la data, la magnitudo, la distanza epicentrale, la direzione della componente orizzontale utilizzata, le PGA orizzontale e verticale dell'accelerogramma non scalate ed i relativi fattori di scala adottati.

Per gli stati limite SLD ed SLO, in luogo della stazione di registrazione e della data di registrazione sono riportati gli identificativi utilizzati dal software Rexel.

#### a) Stato limite di collasso – SLC (TR = 1462 anni)

Stazione	Earthquake Name	Date	Mw	Epic. Dist. [km]	Hor. Dir	PGA H [cm/s <sup>2</sup> ]	H.Scale [HSF]	PGA V [cm/s <sup>2</sup> ]	V.Scale [VSF]
ACC	Central Italy	30/10/2016	6.5	18.6	E/O	425.86	0.62	546.89	0.34
ASS	Umbria Marche 2nd shock	26/09/1997	6.0	21.6	E/O	184.35	1.44	75.05	2.48
ATN	Lazio abruzzo	07/05/1994	5.9	10.1	N/S	98.25	2.70	61.88	3.00
BSC	Irpinia	23/11/1980	6.9	28.3	N/S	-93.58	2.83	52.66	3.53
MNF	Central Italy	26/10/2016	5.9	17.4	N/S	-83.53	3.17	86.31	2.15
T1212	Central Italy	26/10/2016	5.9	18.8	E/O	66.65	3.97	44.47	4.18

T1213	Central Italy	30/10/2016	6.5	12.0	E/O	779.27	0.34	868.88	0.21
-------	---------------	------------	-----	------	-----	--------	------	--------	------

b) Stato limite di salvaguardia della vita – SLV (TR = 712 anni)

Stazione	Earthquake Name	Date	Mw	Epic. Dist. [km]	Hor. Dir	PGA H [cm/s <sup>2</sup> ]	H.Scale [HSF]	PGA V [cm/s <sup>2</sup> ]	V.Scale [VSF]
ACC	Central Italy	30/10/2016	6.5	18.6	E/O	425.86	0.44	546.47	0.20
ACC	Central Italy	26/10/2016	6.0	21.6	N/S	88.32	3.78	38.63	2.84
ASS	Umbria Marche 2nd shock	26/09/1997	6.0	21.6	E/O	184.35	1.01	75.05	1.46
ATN	Lazio Abruzzo	07/05/1984	5.9	10.1	N/S	98.25	1.90	61.88	1.77
MNF	Central Italy	26/10/2016	5.9	17.4	N/S	-83.53	2.23	86.31	1.27
T1212	Central Italy	26/10/2016	5.9	18.8	N/E	66.65	2.80	44.47	2.47
T1218	Central Italy	26/10/2016	5.9	26.5	N/E	57.72	3.23	26.04	4.21

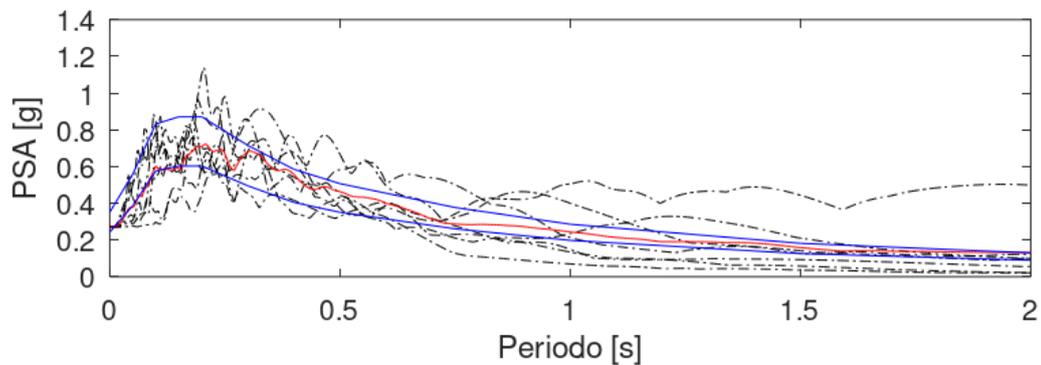
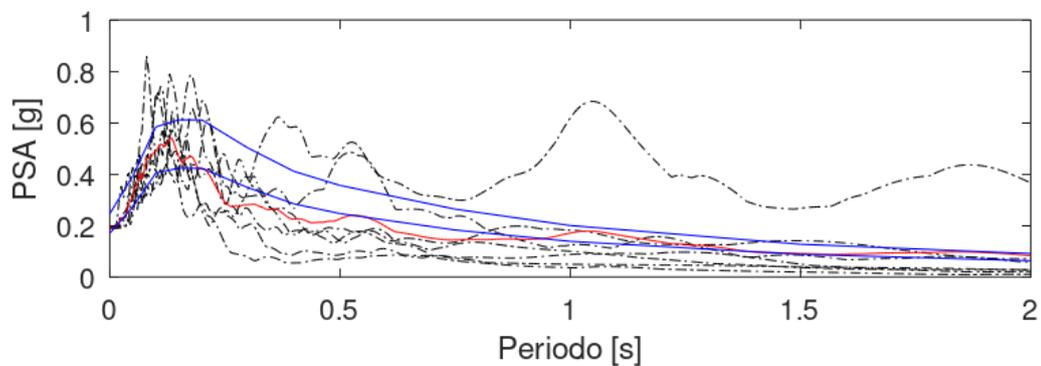
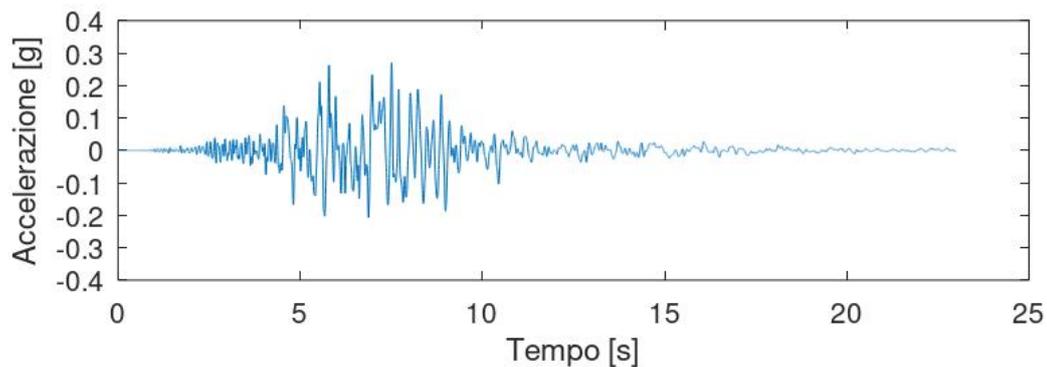
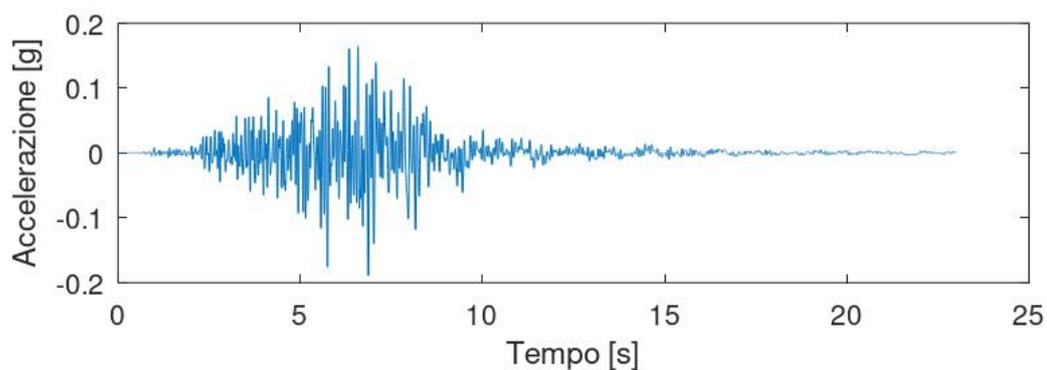
c) Stato limite di danno – SLD (TR = 75 anni)

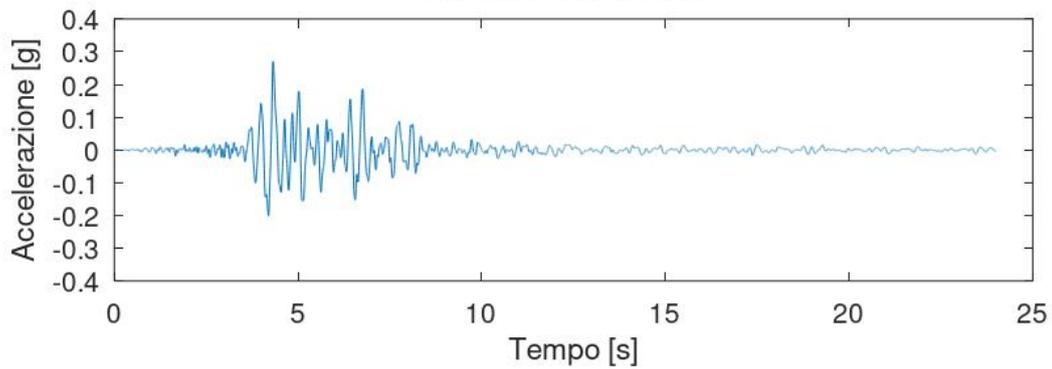
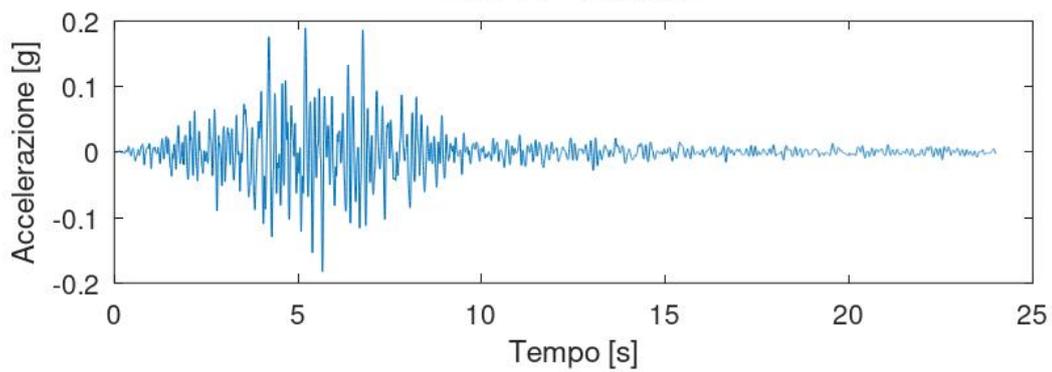
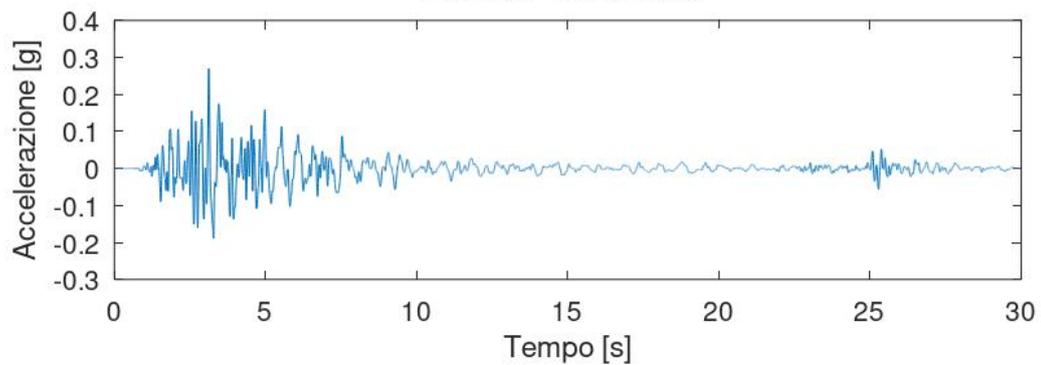
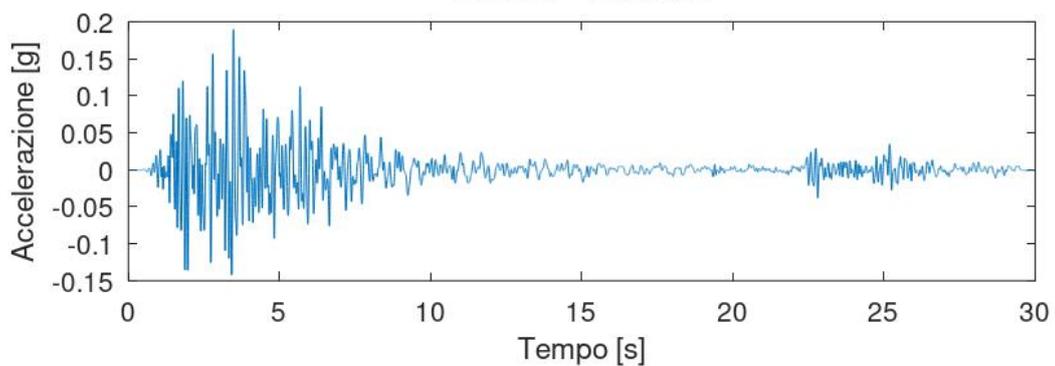
Waveform ID	Earthq. ID	Earthquake Name	Mw	Epic. Dist. [km]	PGA H [cm/s <sup>2</sup> ]	H. Scale [SF]	PGA V [cm/s <sup>2</sup> ]	V.Scale [VSF]
270ya	70	val comino earthquake	5.9	27.0005	66.28	1.20	25.57	1.19
103ya	28	friuli earthquake 4th shock	5.9	16.4207	244.89	0.32	84.19	0.36
141ya	36	val nerina	5.8	39.4547	37.99	2.09	8.66	3.51
809xa	178	l'aquila mainshock	6.3	22.6311	29.40	2.70	18.43	1.65
270xa	70	val comino earthquake	5.9	27.0005	63.33	1.25	25.57	1.19
090xa	25	friuli earthquake 3rd shock	5.9	16.8908	58.73	1.35	56.47	0.54
137xa	36	val nerina	5.8	21.0469	54.65	1.45	46.09	0.66

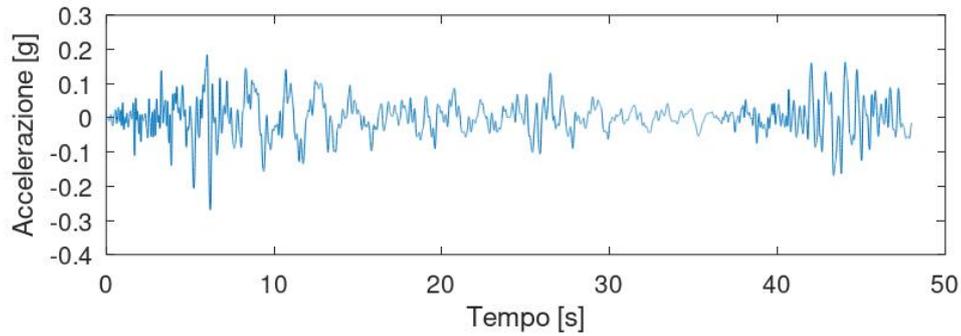
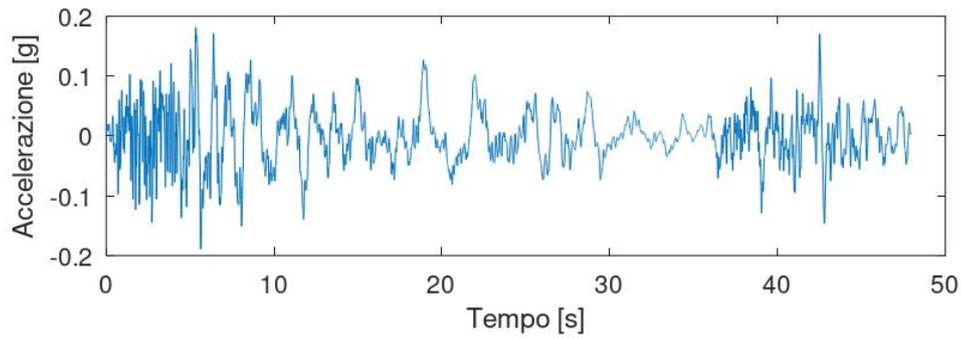
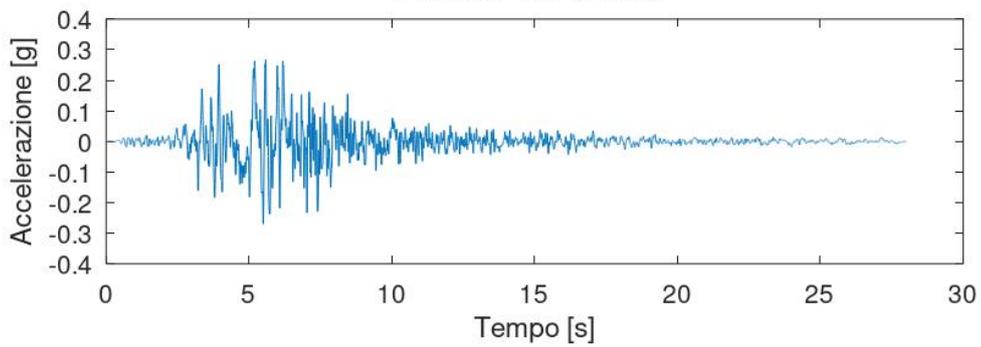
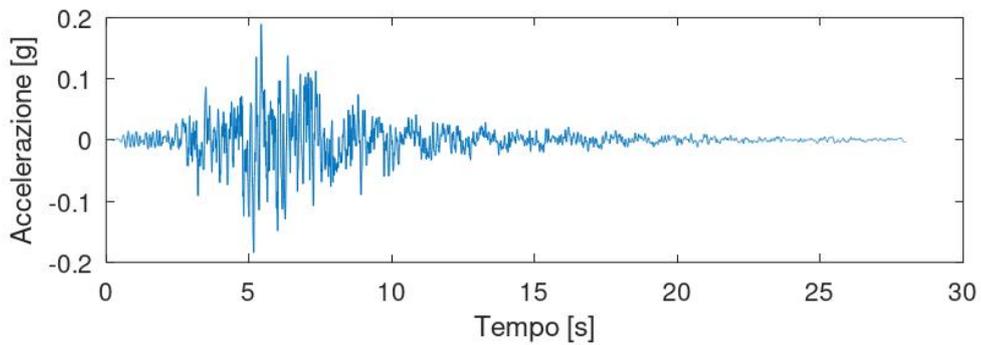
d) Stato limite di operatività – SLO (TR = 45 anni)

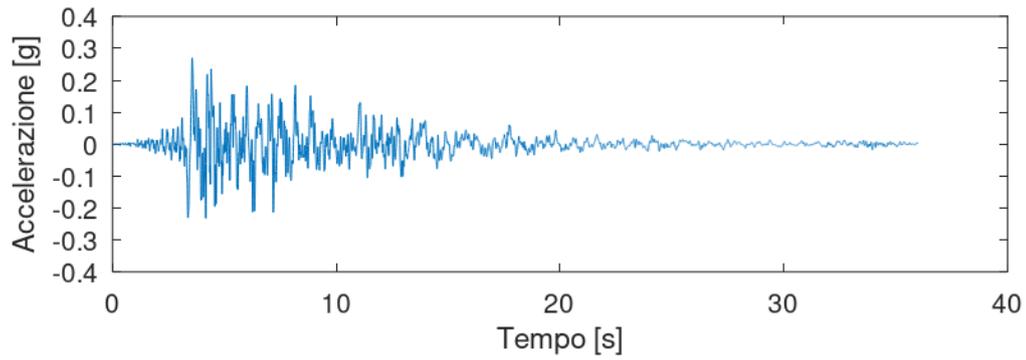
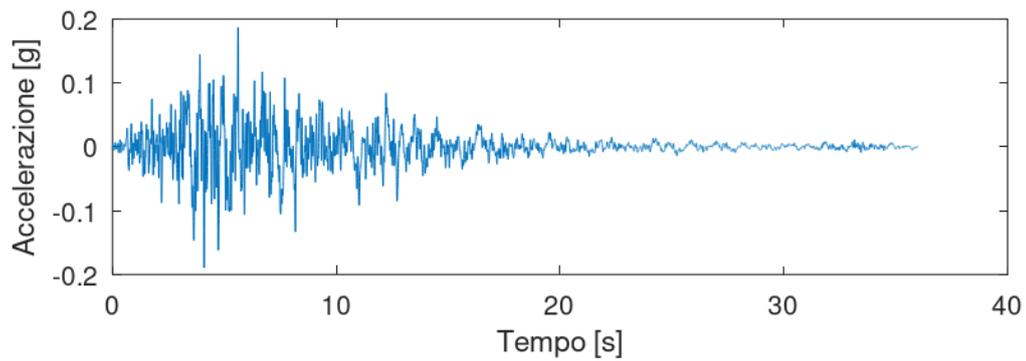
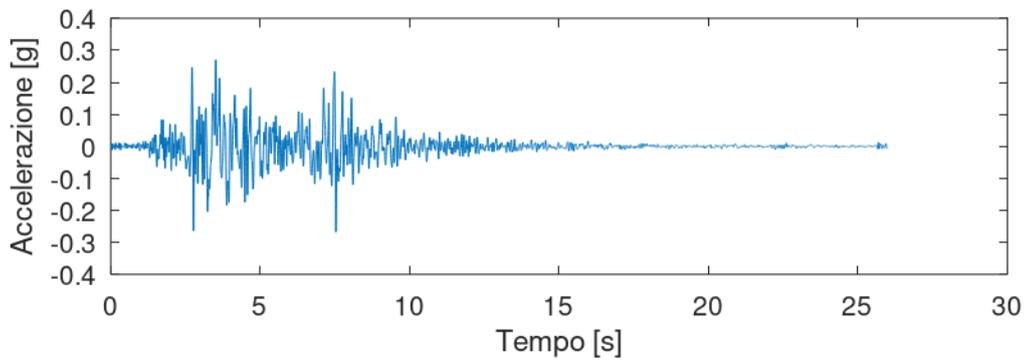
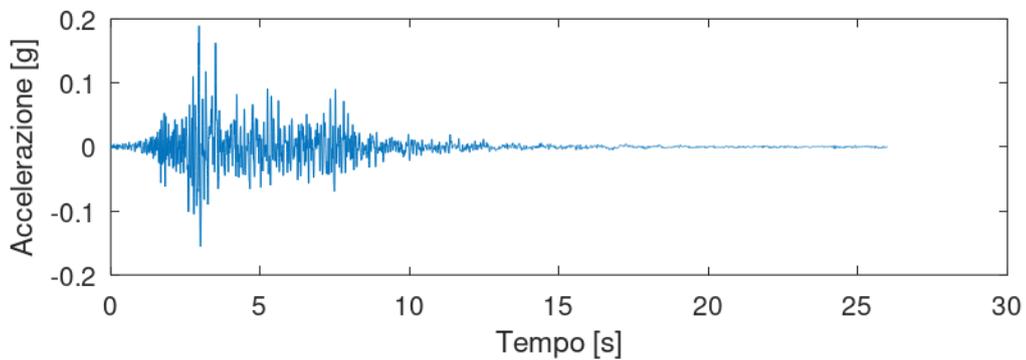
Waveform ID	Earthq. ID	Earthquake Name	Mw	Epic. Dist. [km]	PGA H [cm/s <sup>2</sup> ]	H. Scale [SF]	PGA V [cm/s <sup>2</sup> ]	V.Scale [VSF]
270ya	70	val comino earthquake	5.9	27.0005	66.29	0.98	25.57	0.88
103ya	28	friuli earthquake 4th shock	5.9	16.4207	244.90	0.26	84.19	0.27
141ya	36	val nerina	5.8	39.4547	37.99	1.70	8.66	2.60
809xa	178	l'aquila mainshock	6.3	22.6311	29.40	2.20	18.43	1.22
105ya	28	friuli earthquake 4th shock	5.9	50.1405	21.24	3.05	9.84	2.29
260xa	70	val comino earthquake	5.9	10.2931	98.39	0.66	61.99	0.36
164xa	47	irpinia earthquake	6.9	23.7807	54.87	1.18	33.81	0.67

Nelle immagini seguenti sono riportati, per ciascun stato limite, gli pseudo-spettri di accelerazione afflitti dal relativo fattore di scala riportato nelle tabelle precedenti (SF), lo spettro medio e lo spettro di riferimento da normativa con le relative fasce di accettabilità:

Stato limite di collasso - SLC**Accelerogrammi SLC orizzontali - Confronto degli spettri e spettro medio****Accelerogrammi SLC verticali - Confronto degli spettri e spettro medio****SLC1 H - orizzontale****SLC1 V - Verticale**

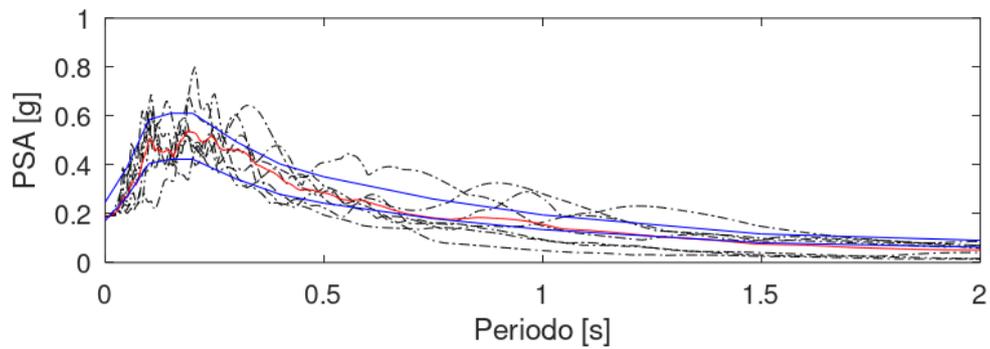
**SLC2 H - orizzontale****SLC2 V - Verticale****SLC3 H - orizzontale****SLC3 V - Verticale**

**SLC4 H - orizzontale****SLC4 V - Verticale****SLC5 H - orizzontale****SLC5 V - Verticale**

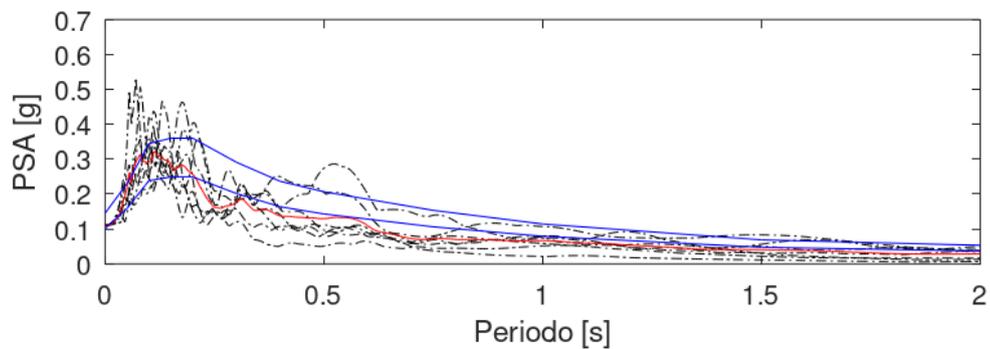
**SLC6 H - orizzontale****SLC6 V - Verticale****SLC7 H - orizzontale****SLC7 V - Verticale**

### Stato limite di salvaguardia della vita – SLV

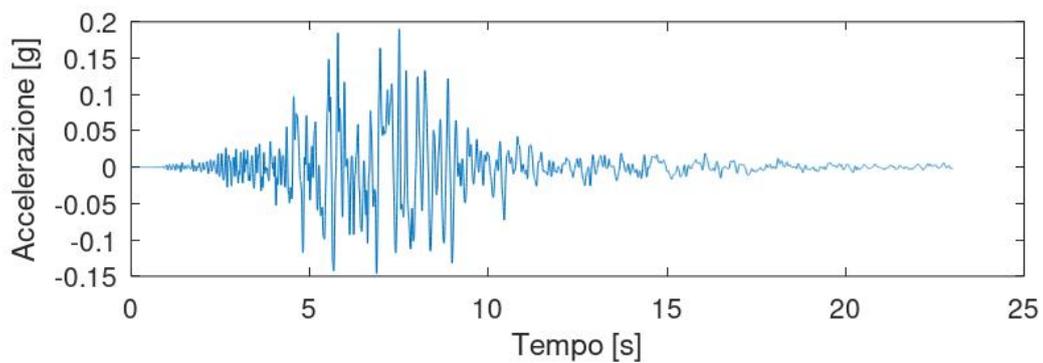
#### Accelerogrammi SLV orizzontali - Confronto degli spettri e spettro medio



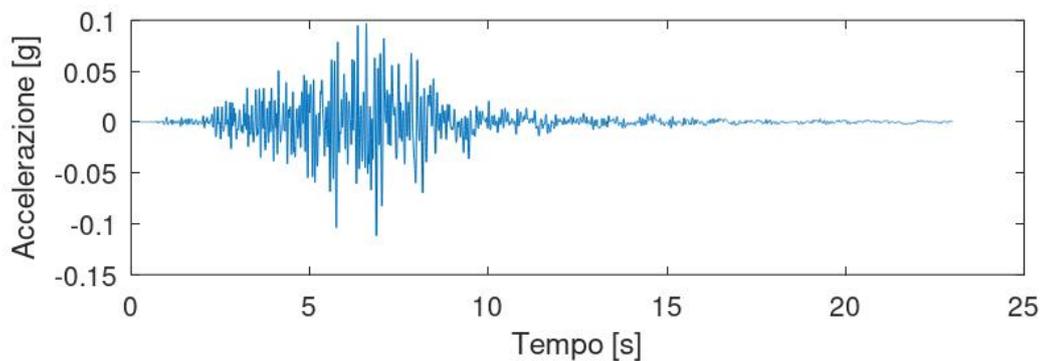
#### Accelerogrammi SLV verticali - Confronto degli spettri e spettro medio

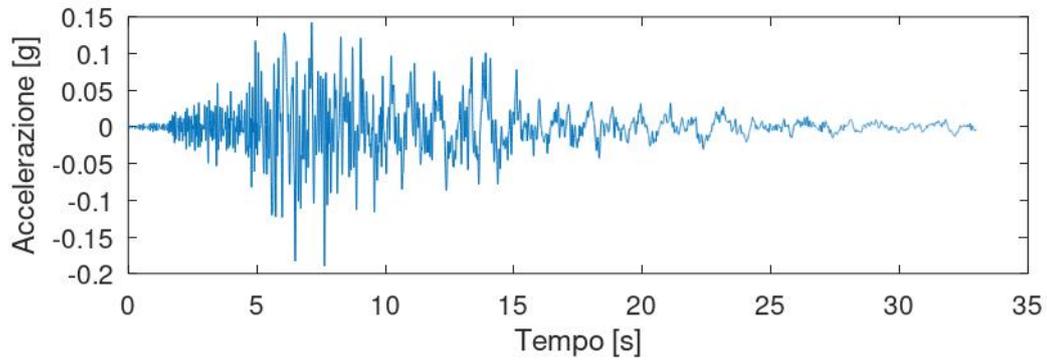
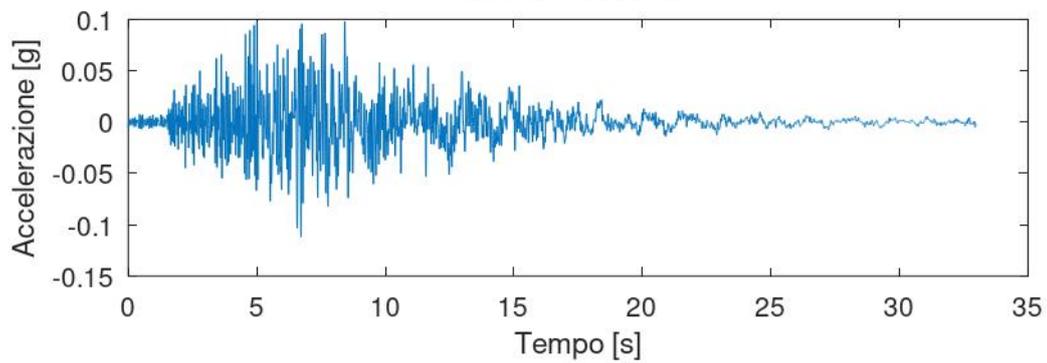
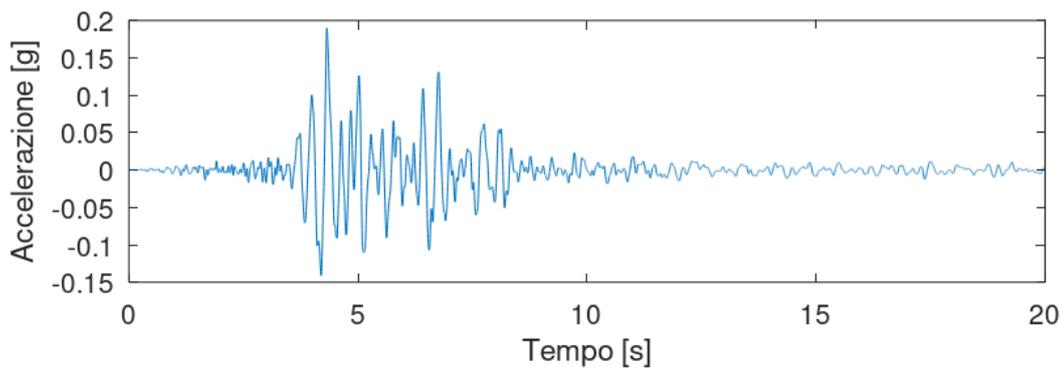
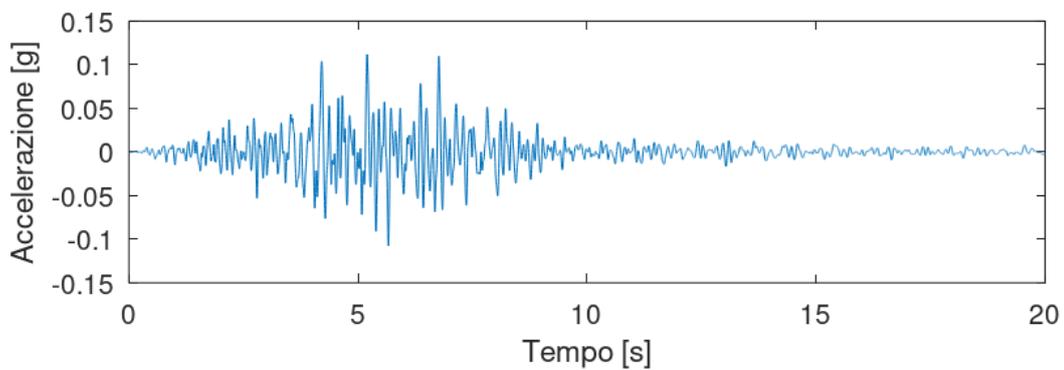


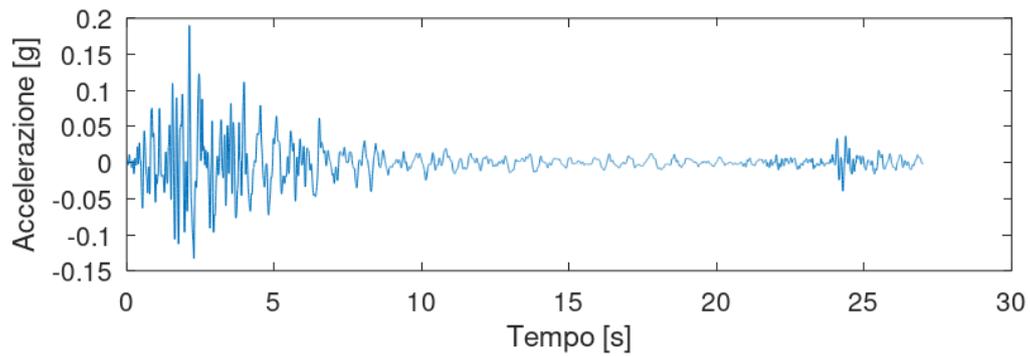
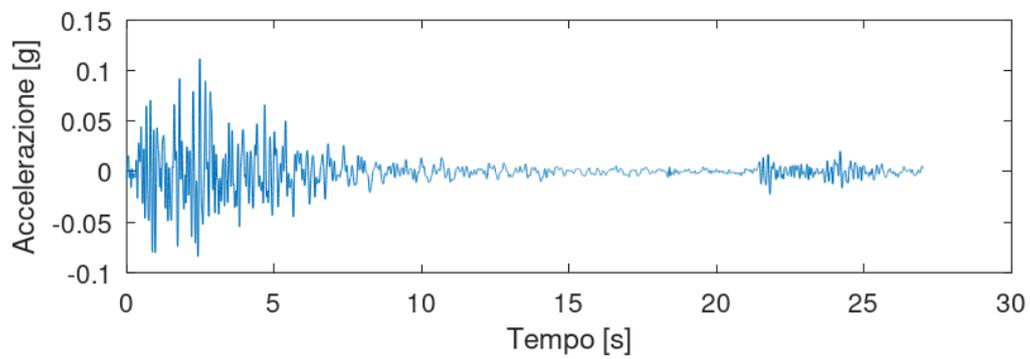
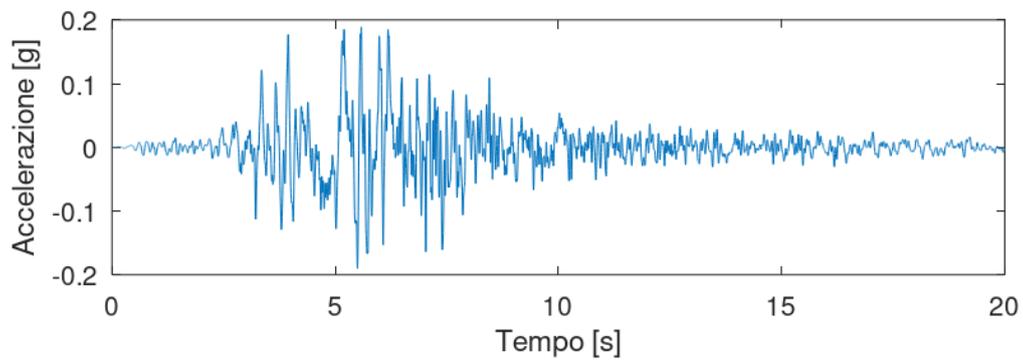
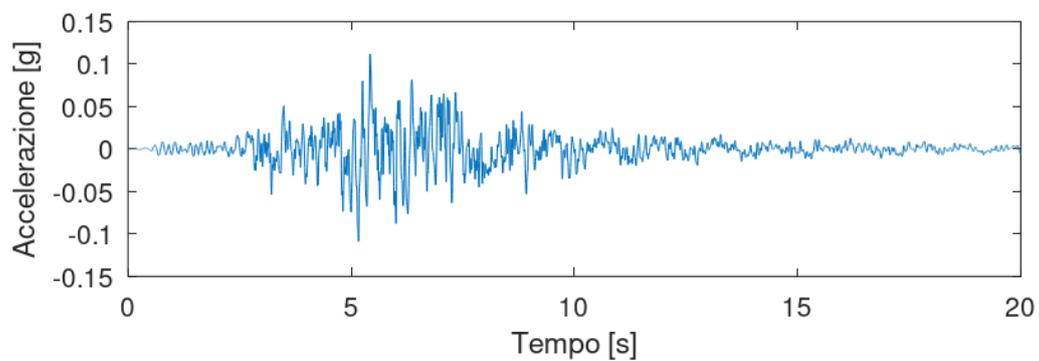
#### SLV1 H - orizzontale

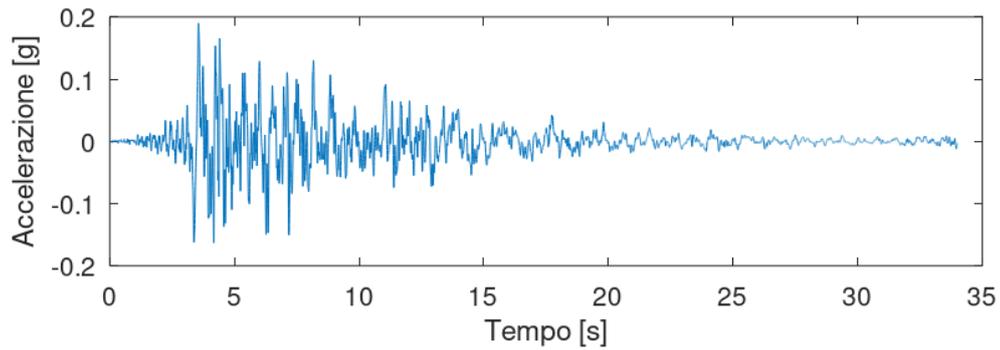
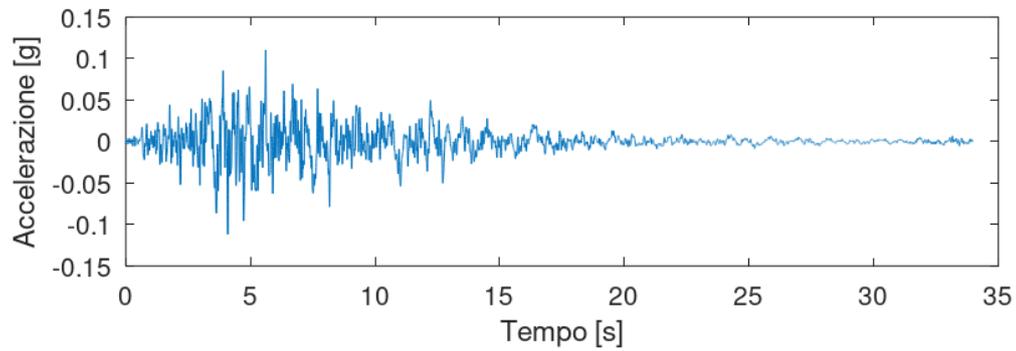
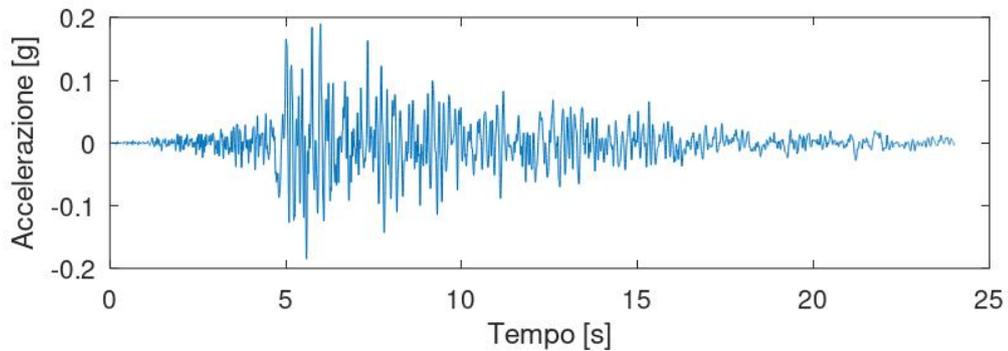
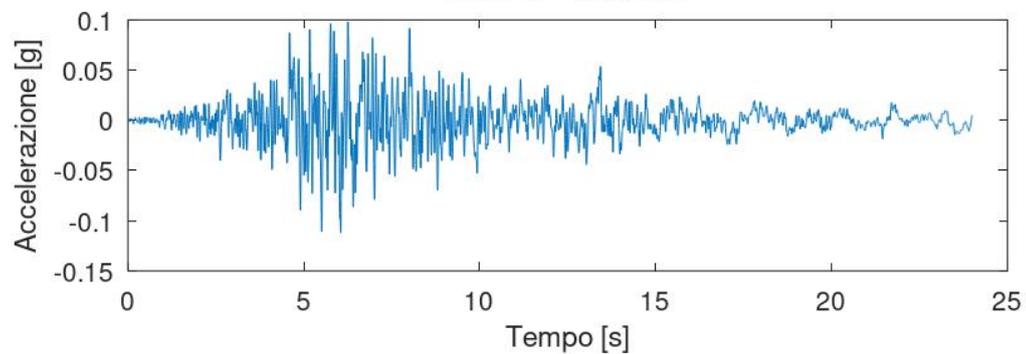


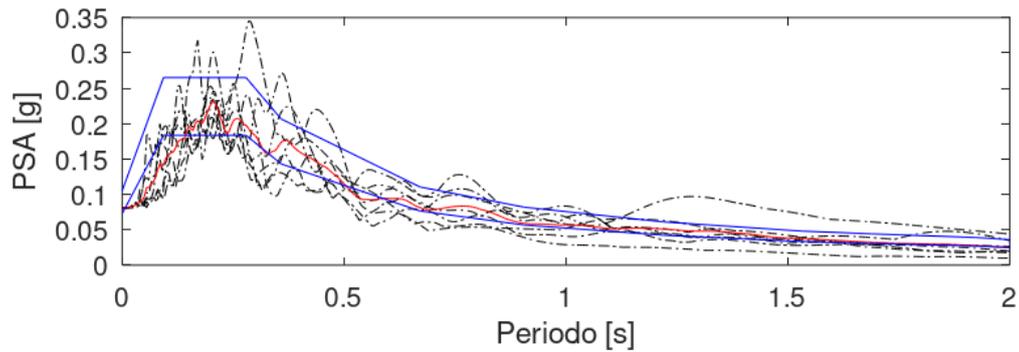
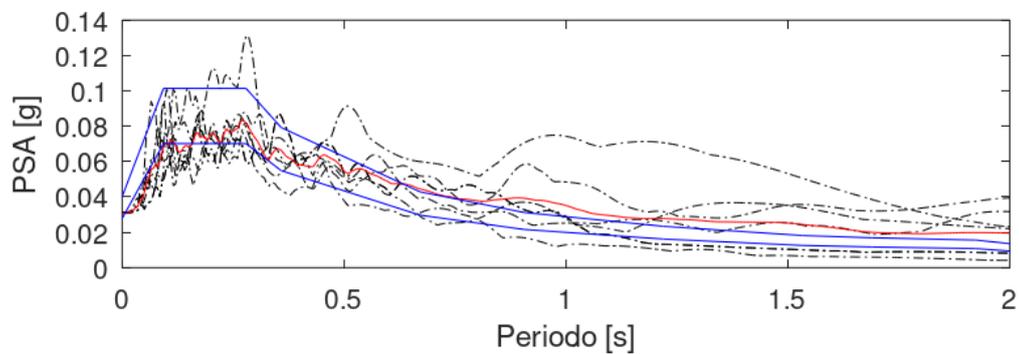
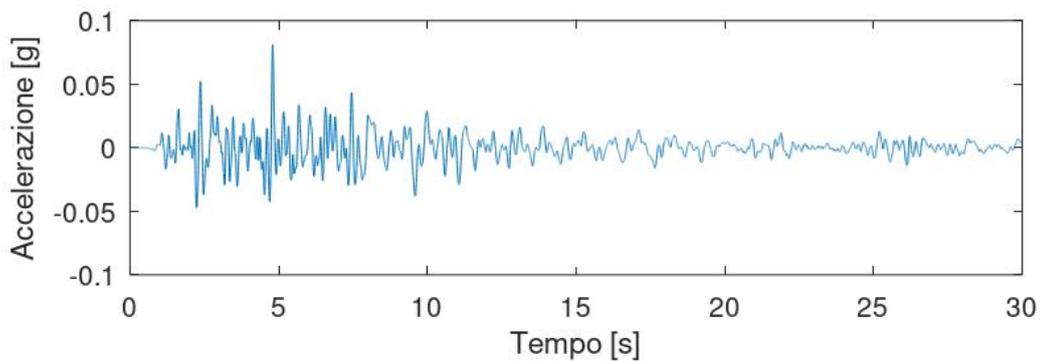
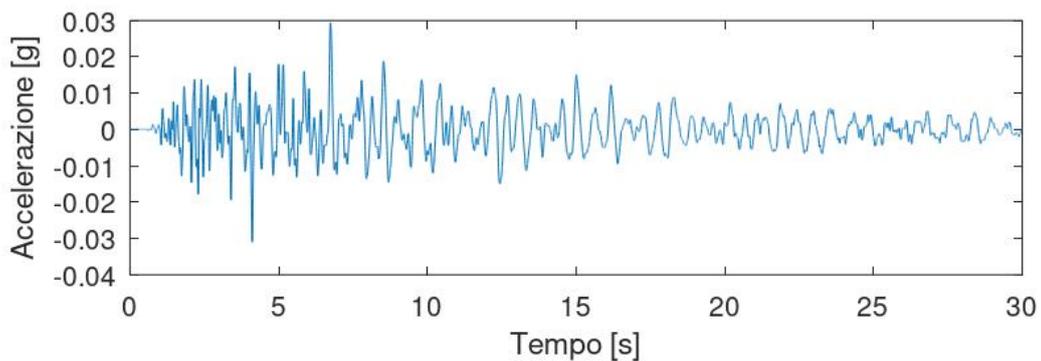
#### SLV1 V - Verticale

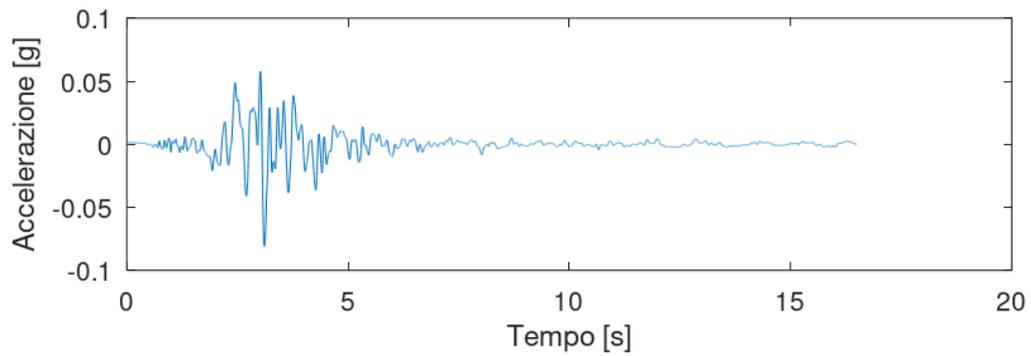
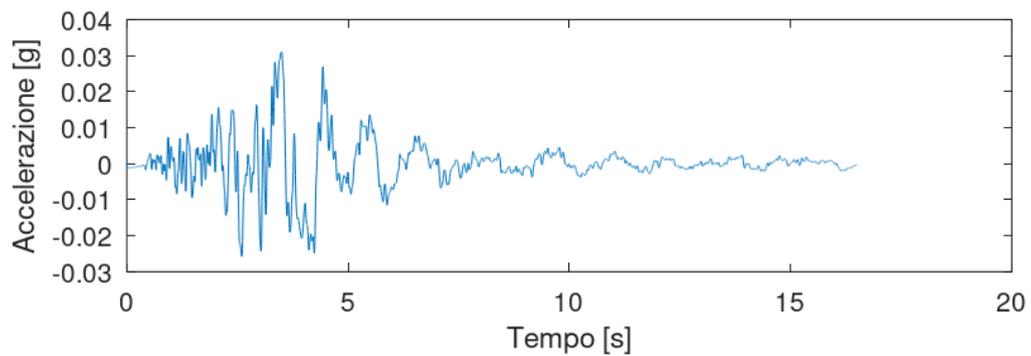
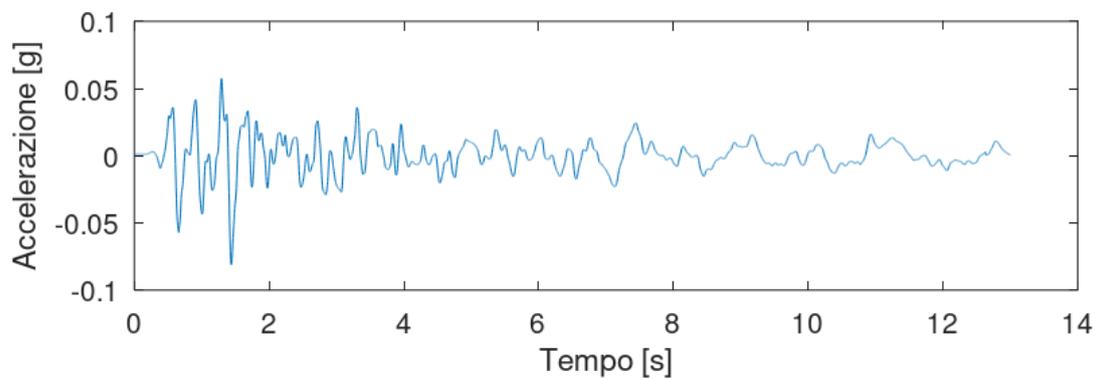
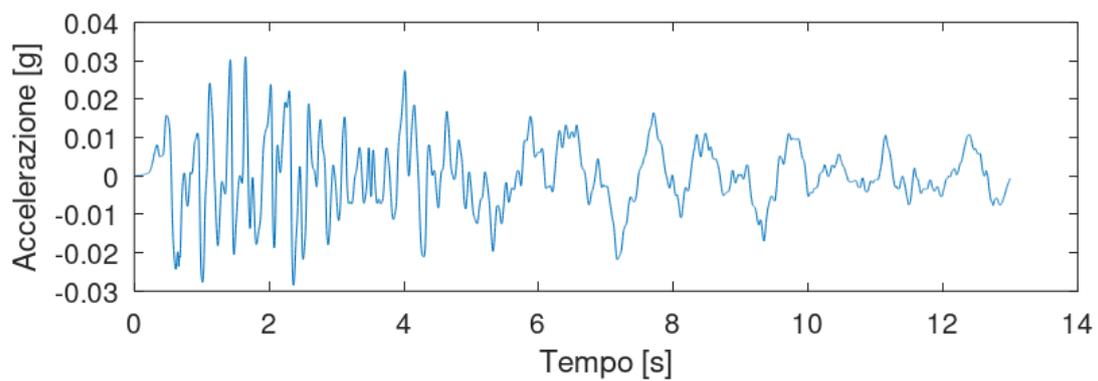


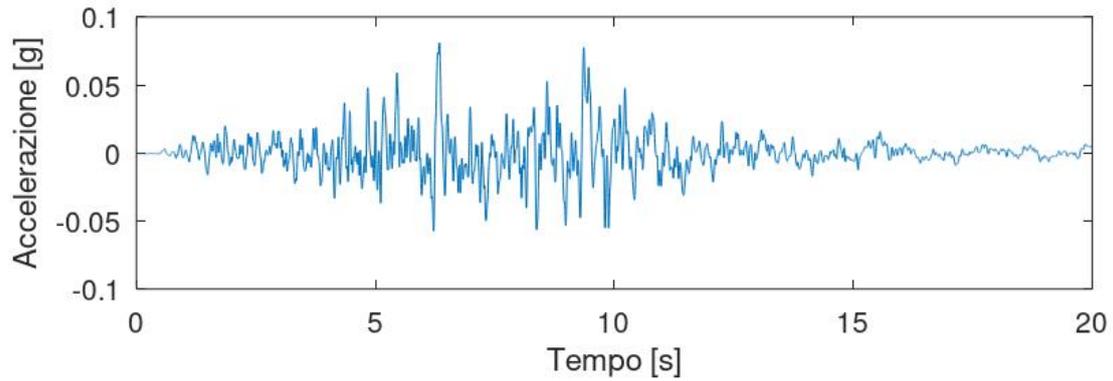
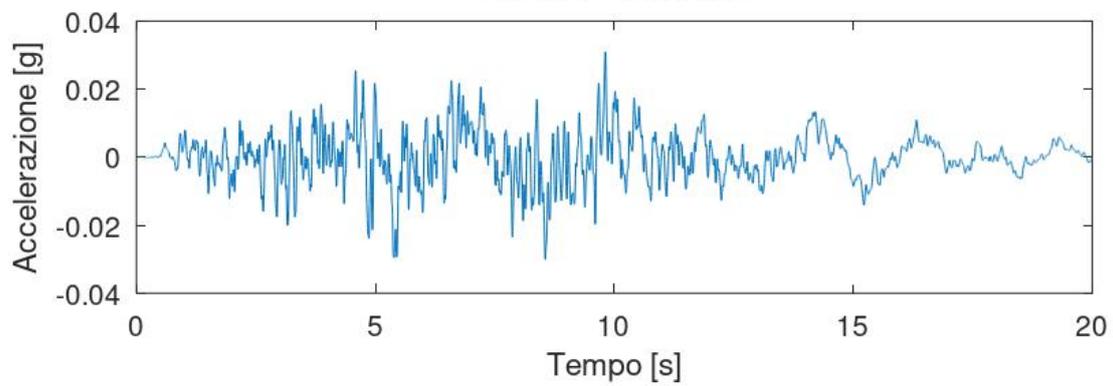
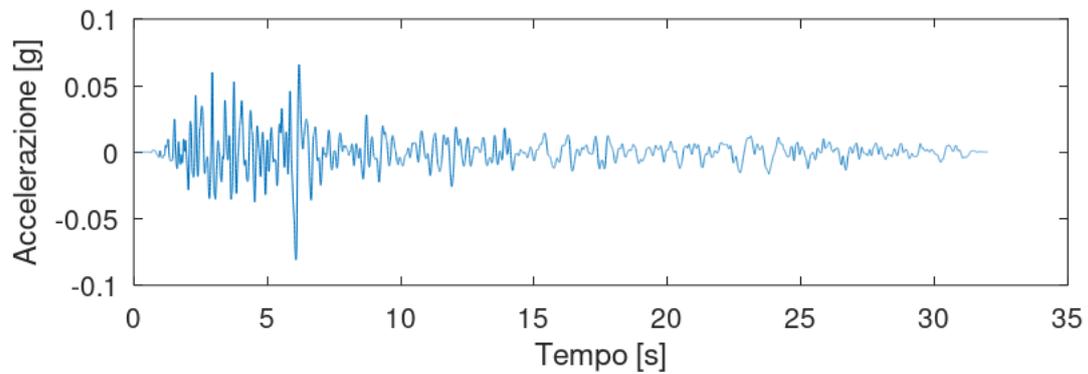
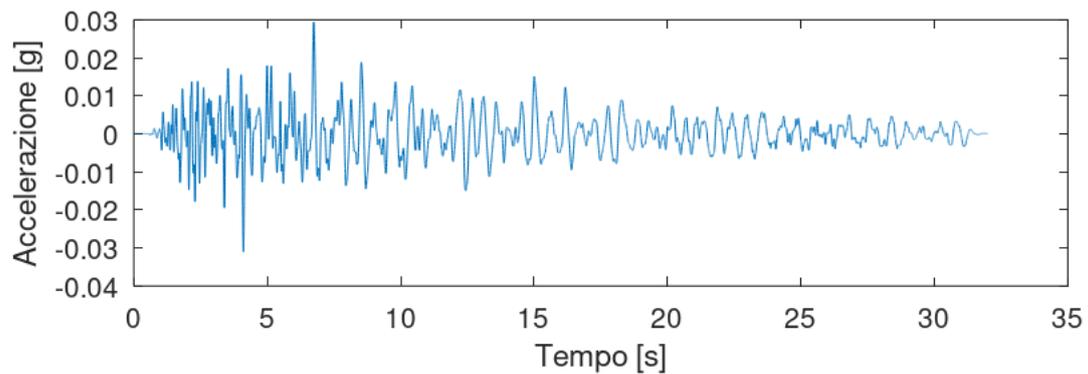
**SLV2 H - orizzontale****SLV2 V - Verticale****SLV3 H - orizzontale****SLV3 V - Verticale**

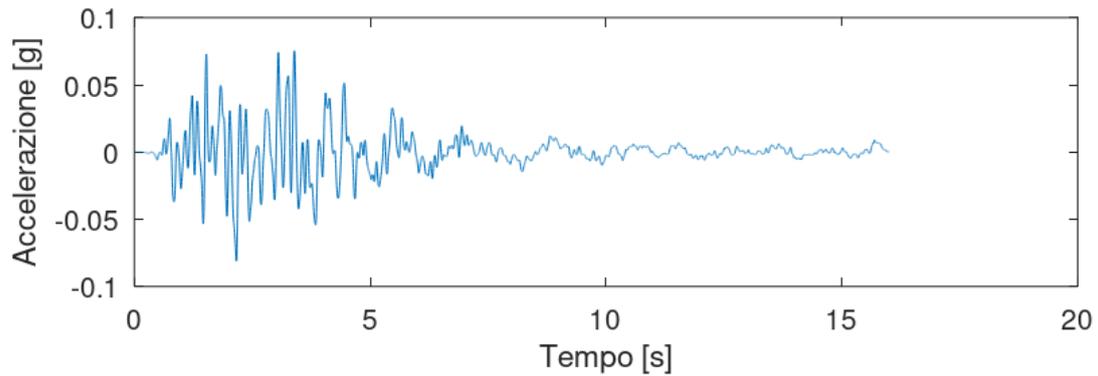
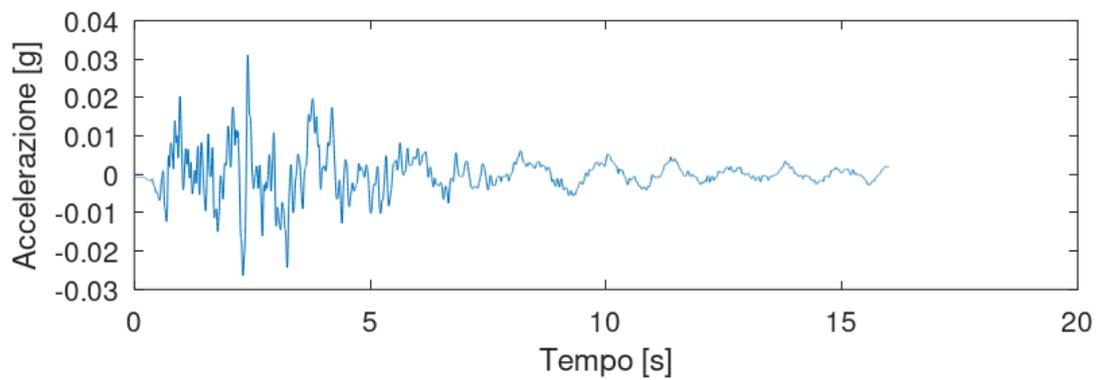
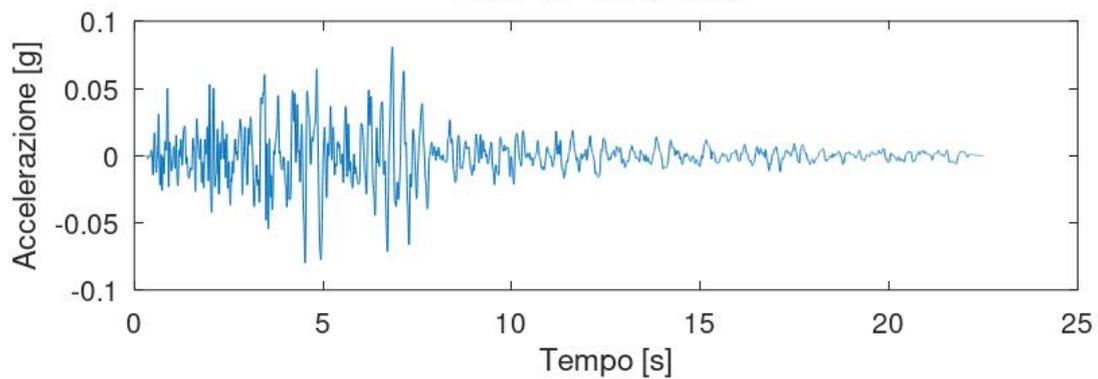
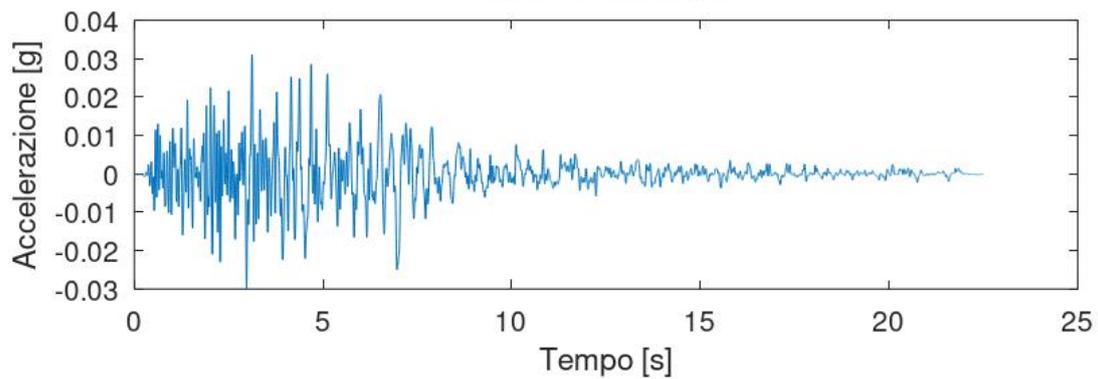
**SLV4 H - orizzontale****SLV4 V - Verticale****SLV5 H - orizzontale****SLV5 V - Verticale**

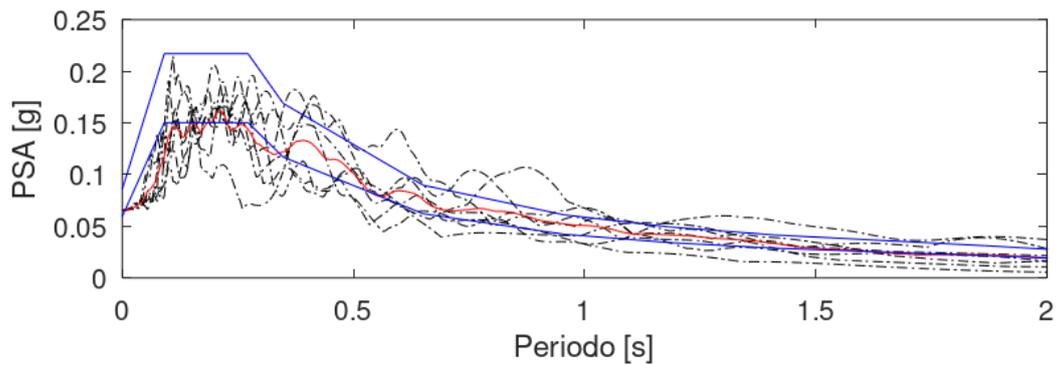
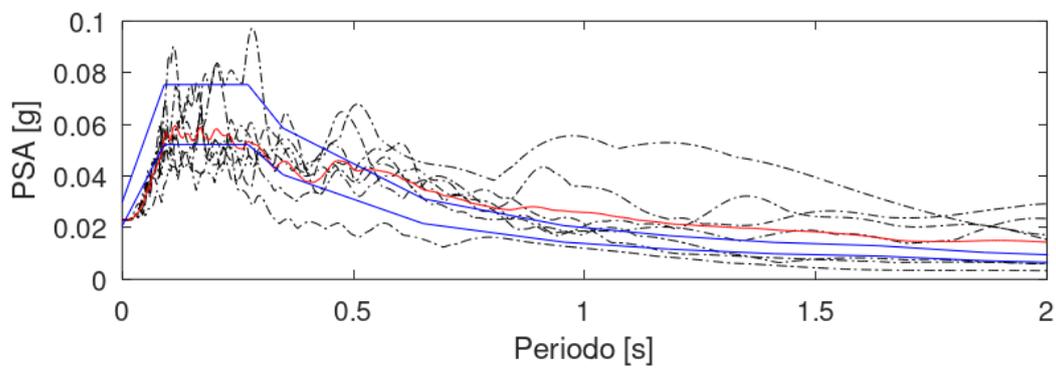
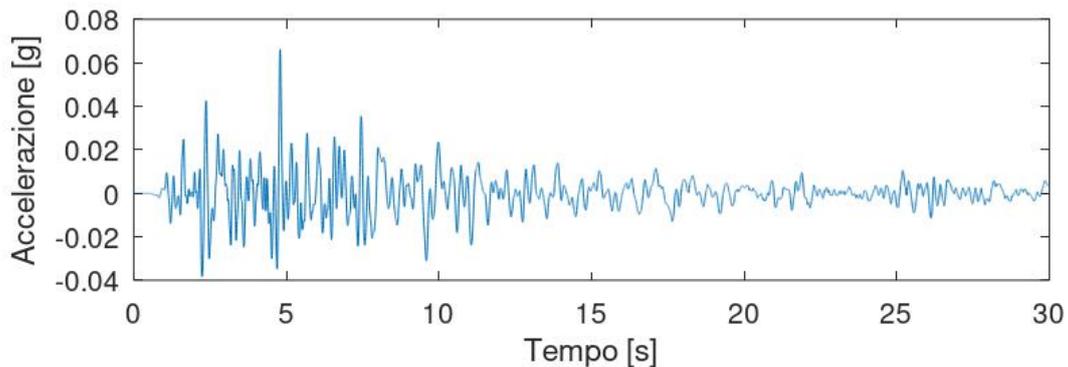
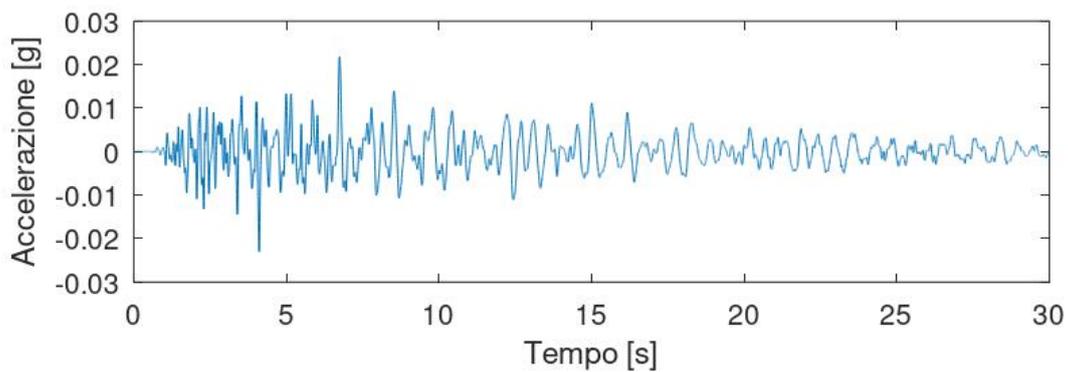
**SLV6 H - orizzontale****SLV6 V - Verticale****SLV7 H - orizzontale****SLV7 V - Verticale**

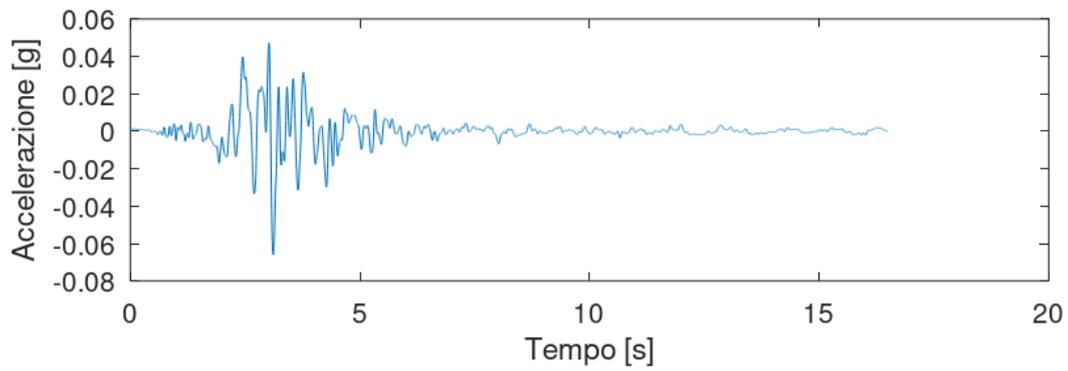
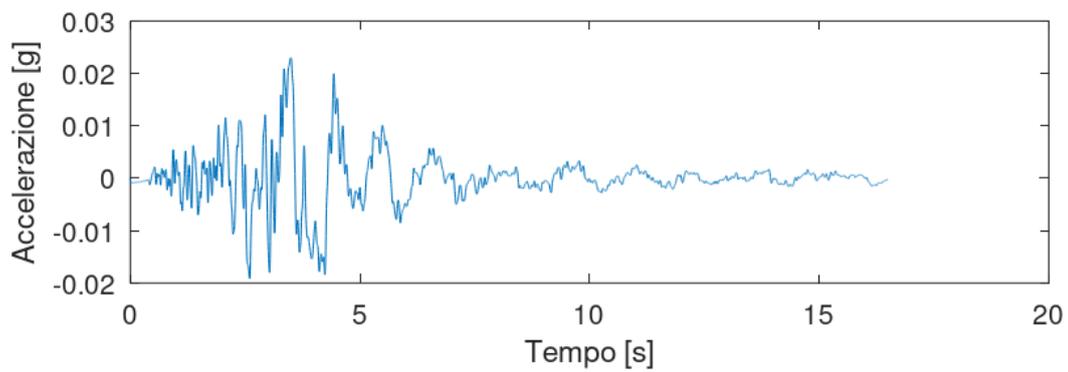
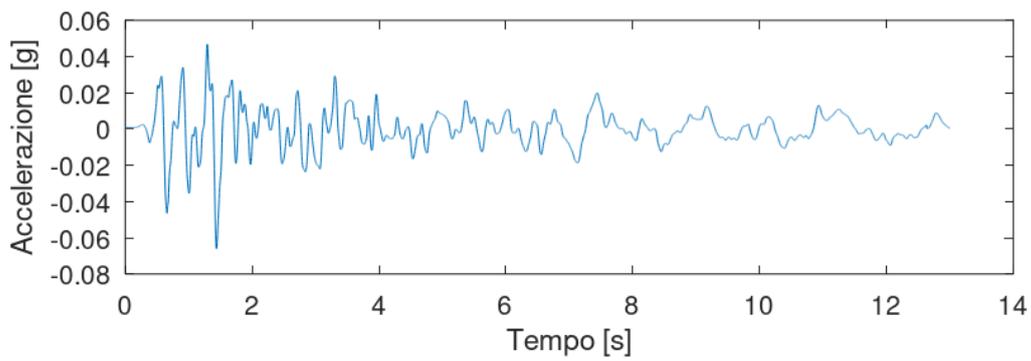
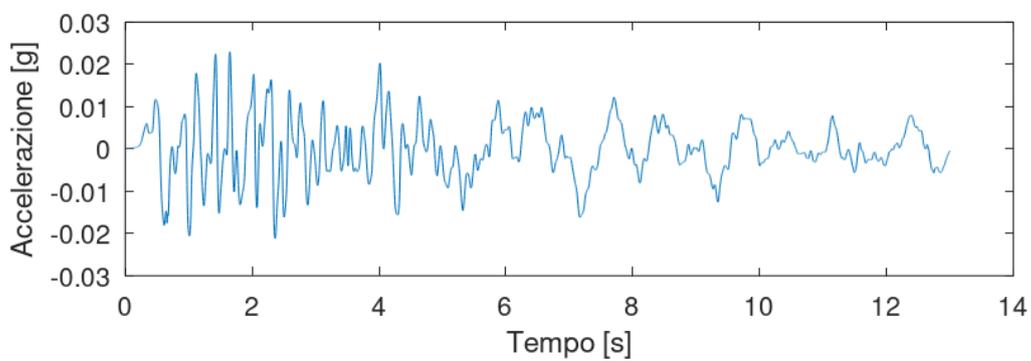
Stato limite di danno – SLD**Accelerogrammi SLD orizzontali - Confronto degli spettri e spettro medio****Accelerogrammi SLD verticali - Confronto degli spettri e spettro medio****SLD1 H - orizzontale****SLD1 V - Verticale**

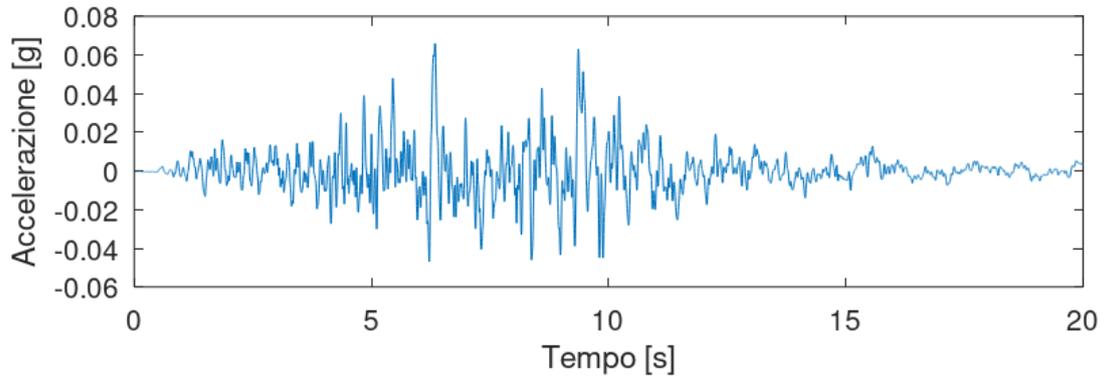
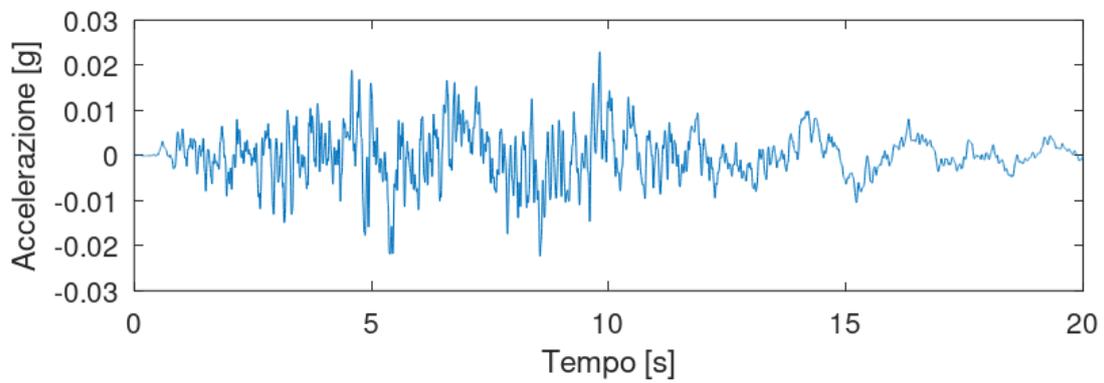
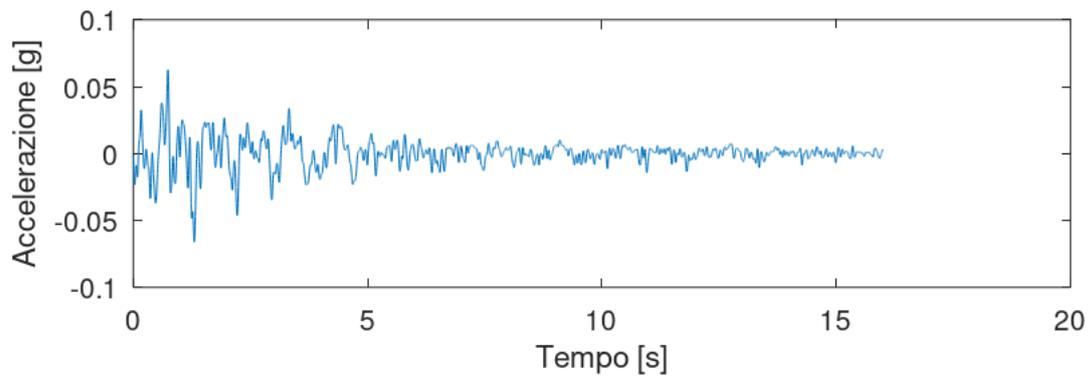
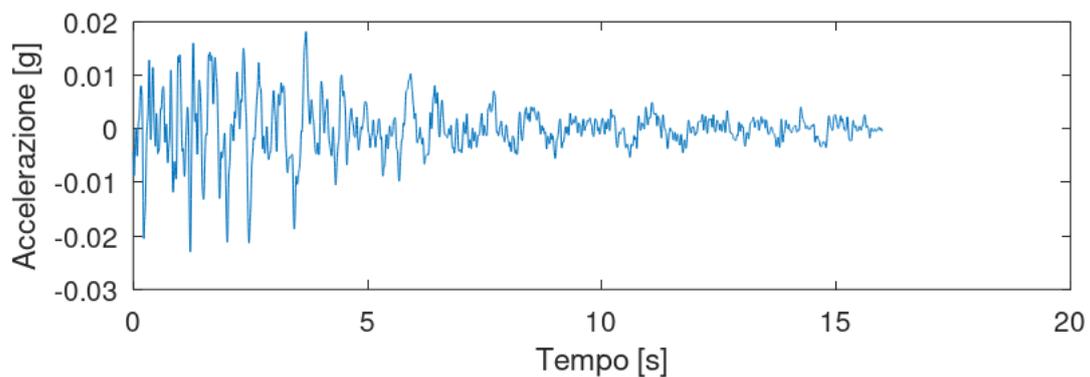
**SLD2 H - orizzontale****SLD2 V - Verticale****SLD3 H - orizzontale****SLD3 V - Verticale**

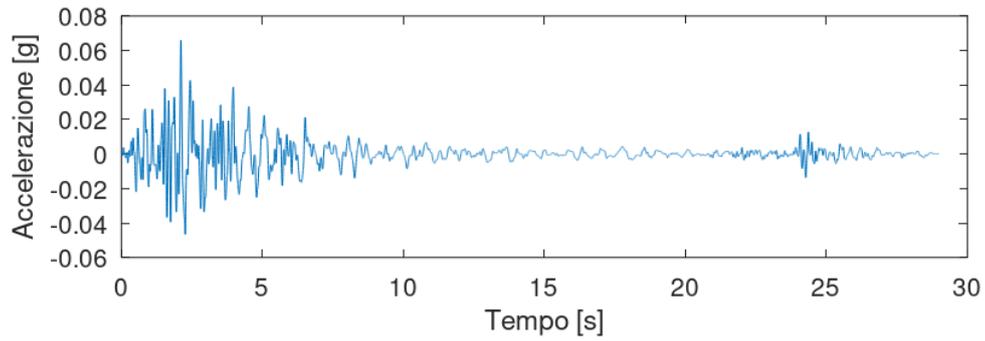
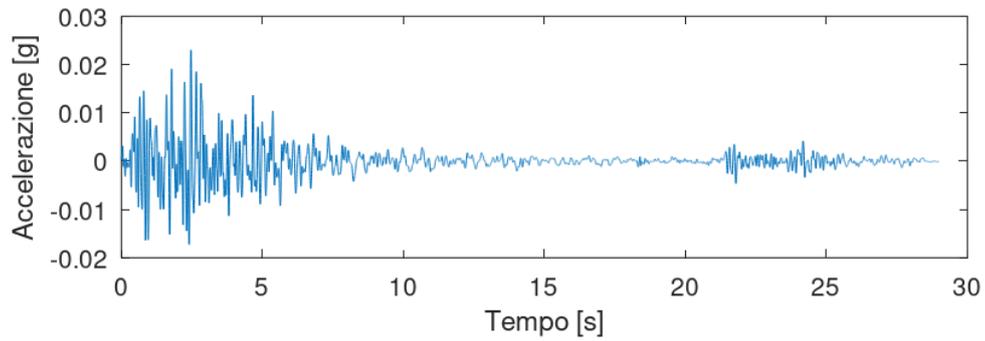
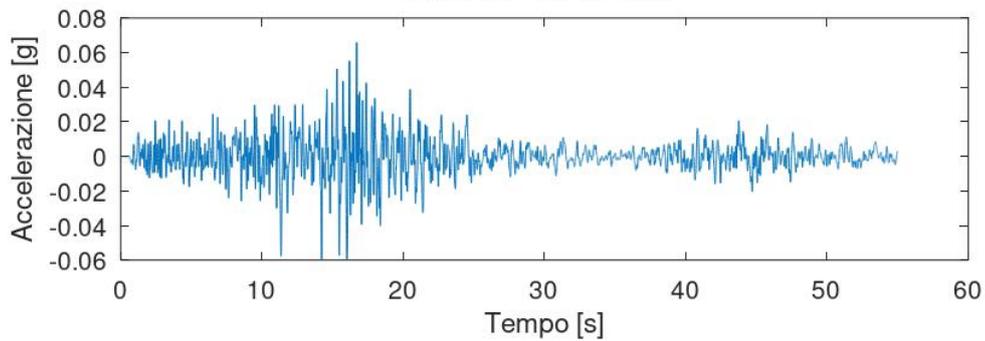
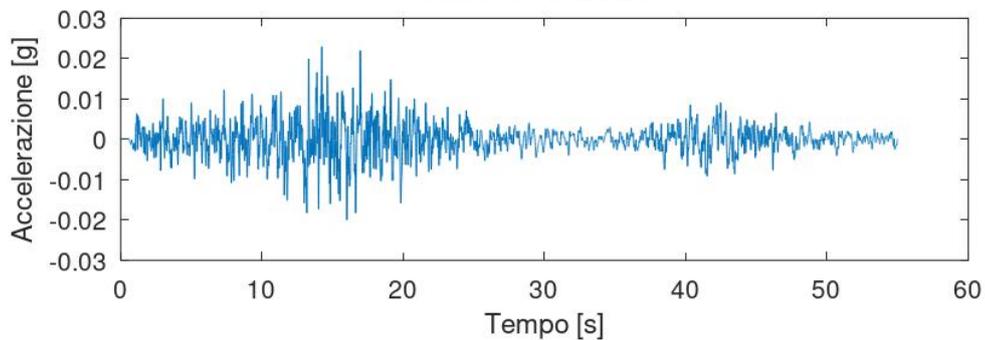
**SLD4 H - orizzontale****SLD4 V - Verticale****SLD5 H - orizzontale****SLD5 V - Verticale**

**SLD6 H - orizzontale****SLD6 V - Verticale****SLD7 H - orizzontale****SLD7 V - Verticale**

Stato limite di operatività - SLO**Accelerogrammi SLO orizzontali - Confronto degli spettri e spettro medio****Accelerogrammi SLO verticali - Confronto degli spettri e spettro medio****SLO1 H - orizzontale****SLO1 V - Verticale**

**SLO2 H - orizzontale****SLO2 V - Verticale****SLO3 H - orizzontale****SLO3 V - Verticale**

**SLO4 H - orizzontale****SLO4 V - Verticale****SLO5 H - orizzontale****SLO5 V - Verticale**

**SLO6 H - orizzontale****SLO6 V - Verticale****SLO7 H - orizzontale****SLO7 V - Verticale**

## 6 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE DELLA SPALLA SINISTRA A MONTE DELLA DIGA

### 6.1 Descrizione dell'intervento

La spalla in sinistra idrografica, corrispondente al versante Est della valle presenta una pendenza locale del terreno in posto inferiore a quanto riscontrato in spalla destra, in virtù di un assetto stratigrafico che mostra emergere strati con giacitura a franapoggio. Inoltre, a ridosso dell'attuale schermo di monte in muratura, è presente un placcaggio in c.a. (vedi seguente Figura 6-1) che dovrà essere rimosso durante l'esecuzione dei lavori per consentire l'esecuzione degli scavi propedeutici all'ammorsamento del nuovo manto di tenuta.



Figura 6-1 Stato attuale della spalla in sinistra idrografica

Al fine di garantire la stabilità globale del pendio e quella locale degli scavi sarà quindi realizzata in a tergo della sommità del muro attuale una paratia di micropali dotata di cordolo di testa e tiranti passivi oltre al rivestimento permanente mediante calcestruzzo proiettato (*“shotcrete”*) ancorato anch'esso al terreno mediante chiodature. L'intervento è descritto, comprese le sue fasi realizzative, all'interno della tavola T-PM03

“Consolidamento e parziale rifacimento del muro spondale di sostegno in sponda sx - Pianta, prospetto e sezioni carpenterie e armature” di cui nella seguente Figura 6-2 si mostra un estratto, rimandando al disegno per maggiori informazioni.

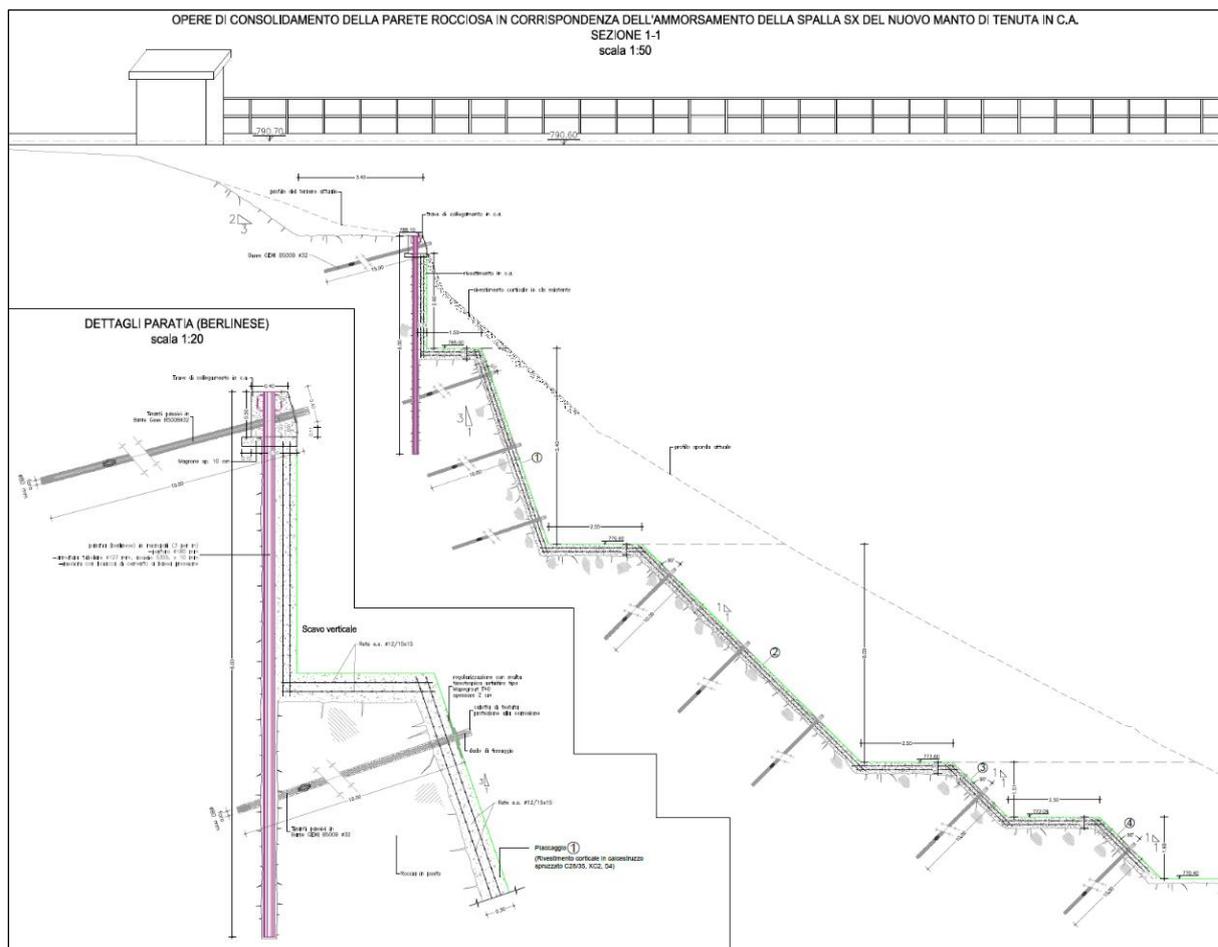


Figura 6-2 Intervento di rifacimento del muro spondale nella spalla in sinistra idraulica

La paratia sarà realizzata mediante infissione di 18 micropali costituiti da profili tubolari in acciaio S355, di diametro  $\phi 127\text{mm}$ , spessore 10mm e lunghezza pari a 6m, disposti a passo circa 33cm (3 micropali al metro) all'interno di perforazioni di diametro  $\phi 180\text{mm}$ , riempite con boiaccia di cemento dotata di resistenza a compressione assimilabile ad un calcestruzzo C20/25. In corrispondenza della sommità della paratia sarà inserito un cordolo ripartitore in c.a. di classe C32/40, di sezione trapezia avente altezza costante pari a 50cm, base inferiore 50cm e base superiore pari a 40cm. Sul cordolo saranno realizzati 6 tiranti passivi costituiti da barre piene tipo Gewi B500B  $\phi 32\text{mm}$  di lunghezza 15m posti in perforazioni di diametro 8cm e ancorati anch'essi mediante boiaccia di cemento. Come sopra menzionato, al termine delle operazioni di realizzazione della paratia, tutta la fascia di pendio interessata, sarà rivestita da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato dotato di doppia rete elettrosaldata ed ancorato

mediante chiodature ortogonali alla parete e di lunghezza pari a 10m, realizzate ancora con barre Gewi B500B  $\phi 32\text{mm}$ .

## 6.2 Verifica di stabilità della paratia di micropali

Si provvede di seguito ad illustrare le verifiche geotecniche, strutturali e di stabilità globale della paratia di micropali tirantati.

La verifica è stata eseguita attraverso il software ad elementi finiti PAC 16 di Aztec Informatica, che prevede la modellazione della paratia come una trave elastica-perfettamente plastica poggiante su un letto di vincoli anch'essi elastici-perfettamente plastici.

Il modello consente di valutare i cunei di spinta attiva e passiva, mediante l'algoritmo del cuneo di tentativo di Culmann, anche in condizioni sismiche, oltre allo stato deformativo atteso per la palificata. Inoltre, l'intervento è verificato anche nei confronti della stabilità globale.

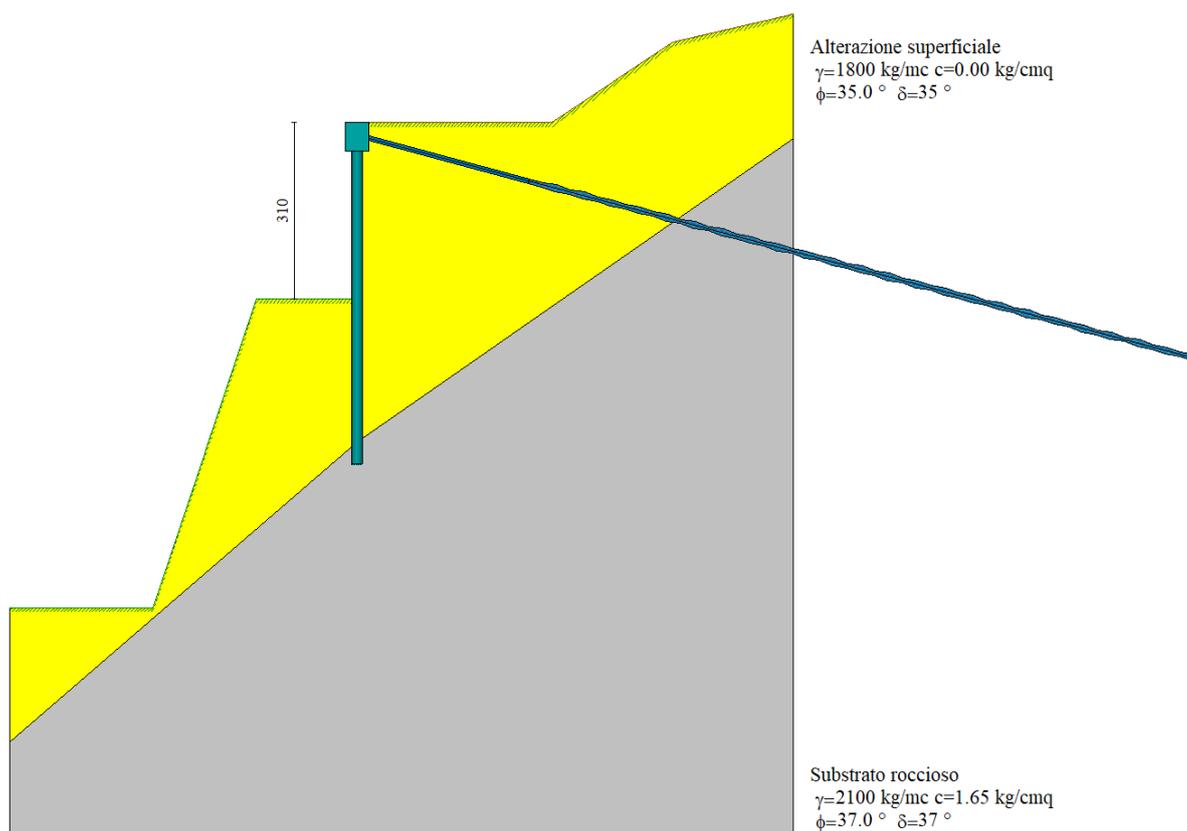


Figura 6-3 Modello di calcolo della paratia di micropali con PAC16

Le verifiche di normativa per la paratia sono quindi realizzate ai sensi dei paragrafi §6.5.3.1.2 e §6.6 delle NTC2018 in condizioni statiche e §7.11.6 in condizioni sismiche.

Maggiori informazioni circa le combinazioni di calcolo, i coefficienti parziali di combinazione, le resistenze dei materiali e dei sistemi di ancoraggio oltre al dettaglio

delle verifiche eseguite sono riportate all'interno dell'allegato A alla presente relazione.

Di seguito sono riassunti i principali risultati:

### a) Verifiche geotecniche

#### *Simbologia adottata*

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
P <sub>p,med</sub> , P <sub>p,min</sub>	Portanza di punta media e minima, espressa in [kg]
P <sub>L,med</sub> , P <sub>L,min</sub>	Portanza laterale media e minima, espressa in [kg]
P <sub>d</sub>	Portanza di progetto, espressa in [kg]
N	Sforzo normale alla base del palo, espressa in [kg]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto Pd/N)

n°	Tipo	P <sub>p,med</sub> [kg]	P <sub>L,med</sub> [kg]	P <sub>p,min</sub> [kg]	P <sub>L,min</sub> [kg]	P <sub>d</sub> [kg]	N [kg]	FS
1	SLU - STR	36969	0	26392	0	11500	636	18.092

### b) Stabilità globale

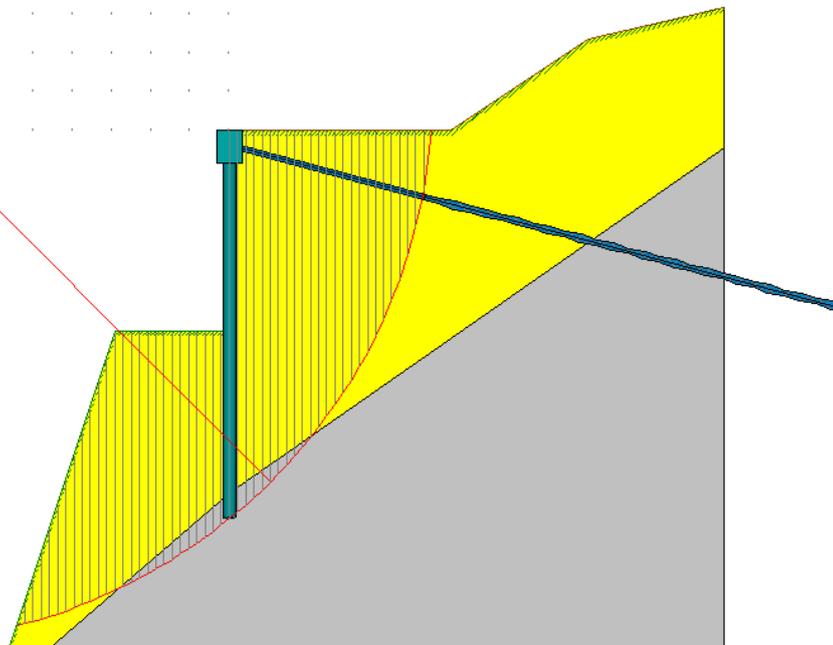
#### *Simbologia adottata*

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
(X <sub>c</sub> ; Y <sub>c</sub> )	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X <sub>v</sub> ; Y <sub>v</sub> )	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X <sub>m</sub> ; Y <sub>m</sub> )	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza
R	Coefficiente di sicurezza richiesto

Numero di cerchi analizzati 100

n°	Tipo	X <sub>c</sub> , Y <sub>c</sub> [m]	R [m]	X <sub>v</sub> , Y <sub>v</sub> [m]	X <sub>m</sub> , Y <sub>m</sub> [m]	FS	R
2	SLU - GEO	-5.40; 0.60	8.53	-3.27; -7.66	3.11; 0.00	2.798	1.100
3	SLV - GEO	-5.40; 0.60	8.53	-3.27; -7.66	3.11; 0.00	3.223	1.200
4	SLV - GEO	-5.40; 0.60	8.53	-3.27; -7.66	3.11; 0.00	3.382	1.200

F<sub>s</sub> = 2.80  
R = 8.53m  
X = -5.40 Y = 0.60



c) Verifiche di corpo rigido*Simbologia adottata*

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
S	Spinta attiva da monte (risultante diagramma delle pressioni attive da monte) espressa in [kg]
R	Resistenza passiva da valle (risultante diagramma delle pressioni passive da valle) espresso in [kg]
W	Spinta netta falda (positiva da monte verso valle), espresso in [kg]
T	Reazione tiranti espresso in [kg]
P	Reazione puntoni espresso in [kg]
V	Reazione vincoli espresso in [kg]
C	Risultante carichi applicati sulla paratia (positiva da monte verso valle) espresso in [kg]
Y	Punto di applicazione, espresso in [m]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kgm]
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kgm]
FS <sub>RIB</sub>	Fattore di sicurezza a ribaltamento
FS <sub>SCO</sub>	Fattore di sicurezza a scorrimento

I punti di applicazione delle azioni sono riferiti alla testa della paratia.

La verifica a ribaltamento viene eseguita rispetto al centro di rotazione posto alla base del palo.

n°	Tipo	S Y [kg]	R Y [kg]	W Y [kg]	T Y [kg]	P Y [kg]	V Y [kg]	C Y [kg]	Mr [kgm]	Ms [kgm]	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>SCO</sub>
3	SLV - GEO	11306.31 3.81	13500.63 5.82	0.00 0.00	4008.83 0.25	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	24778.76	25464.07	1.028	1.549

d) Risultati tiranti*Simbologia adottata*

N	sforzo su ogni tirante della fila espresso in [kg]
A <sub>r</sub>	area di armatura in ogni tirante espressa in [cmq]
L	lunghezza totale di progetto del tirante espressa in [m]
L <sub>f</sub>	lunghezza di fondazione di progetto del tirante espressa in [m]
σ <sub>r</sub>	tensione di trazione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cmq]
u	spostamento orizzontale del tirante della fila, positivo verso valle, espresso in [cm]
R1, R2, R3	resistenza nei tre meccanismi considerati (filamento della fondazione, aderenza malta-armatura, resistenza malta) espressa in [kg]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto min(R1, R2, R3)/N)

n°	N [kg]	A <sub>r</sub> [cmq]	L <sub>f</sub> [m]	L [m]	σ <sub>r</sub> [kg/cmq]	u [cm]	R1 [kg]	R2 [kg]	R3 [kg]	FS	cmb
1	4254	8.04	12.00	15.00	528.94	0.07934	8402	204819	512047	1.975	3

e) Valutazione spostamento*Simbologia adottata*

n°	Indice combinazione/Fase
Tipo	Tipo combinazione/Fase
U <sub>lim</sub>	spostamento orizzontale limite, espresso in [cm]
U	spostamento orizzontale calcolato, espresso in [cm] (positivo verso valle)

n°	Tipo	U <sub>lim</sub> [cm]	U [cm]
1	SLU - STR	3.0000	1.4172
2	SLU - GEO	3.0000	1.5151
3	SLV - GEO	3.0000	2.1237
4	SLV - GEO	3.0000	1.9967
5	SLE - Rara	3.0000	1.0902
6	SLE - Frequente	3.0000	1.0902
7	SLE - Quasi permanente	3.0000	1.0902

f) Impegno statico delle armature dei pali

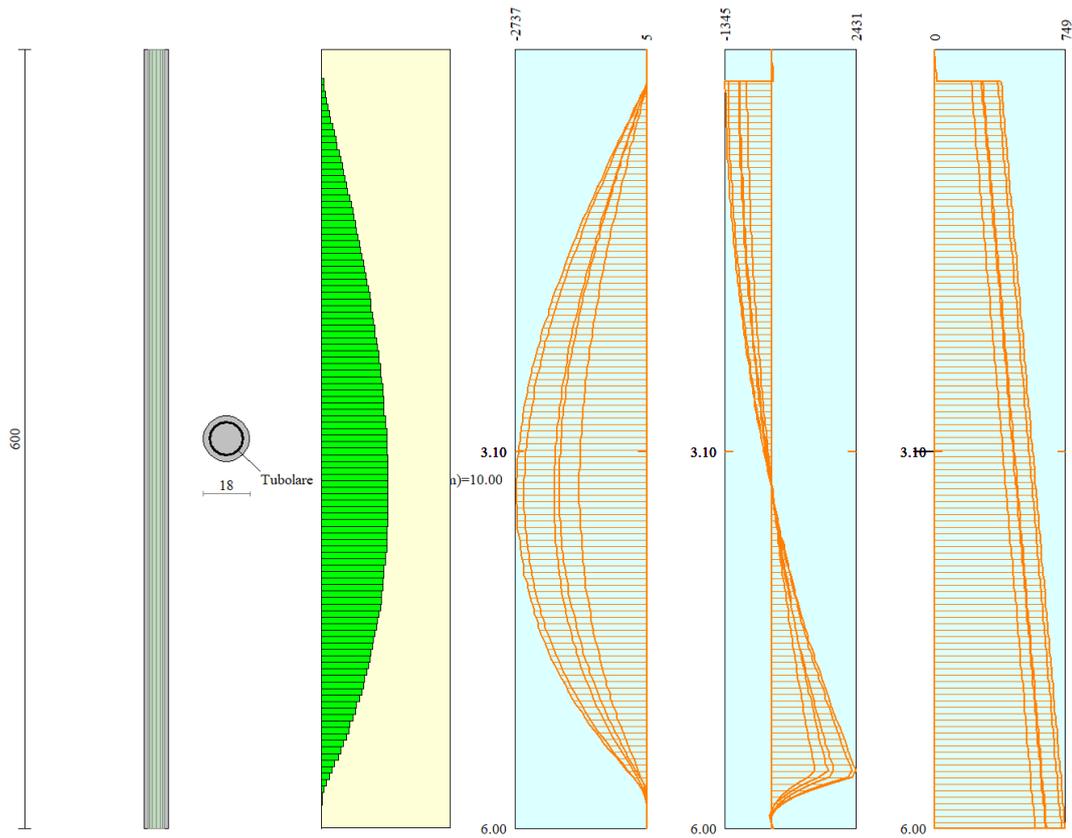


Figura 6-4 Impegno statico della sezione dei micropali. Diagrammi del momento involuppi del momento flettente [kgm], del taglio [kg] e dell'azione assiale [kg]

Tutte le verifiche sono soddisfatte e la paratia può essere considerata stabile.

## 7 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] XIAO Yang, LIU Han Long, ZHU Jun Gao & SHI Wei Cheng (2012). Modelling and behaviours of rockfill materials in three-dimensional stress space. *Science China Technol. Sci.* **55**: 2877–2892. <https://doi.org/10.1007/s11431-012-4979-2>
- [2] N.R. Barton and Associates, (2008). Shear Strength of Rockfill, Interfaces and Rock Joints, and their Points of Contact in Rock Dump Design. In: *Rock Dumps 2008, A. Fourie (ed), Keynote Address*. Australian Centre for Geomechanics, Perth, ISBN 978-0-9804185-3-8
- [3] Guo, WL., Cai, ZY., Wu, YL. et al. (2019). Estimations of Three Characteristic Stress Ratios for Rockfill Material Considering Particle Breakage. *Acta Mech. Solida Sin.* **32**: 215–229. <https://doi.org/10.1007/s10338-019-00074-x>
- [4] Sui Wang, Zuliang Zhong, Bin Chen, Xinrong Liu and Bo Wu, (2022). Developing a Three Dimensional (3D) Elastoplastic Constitutive Model for Soils Based on Unified Nonlinear Strength (UNS) Criterion. *Frontiers in Earth Science*, **10**. <https://doi.org/10.3389/feart.2022.853962>
- [5] Gui Yang, Yang Jiang, Sanjay Nimbalkar, Yifei Sun, and Nenghui Li (2019). Influence of Particle Size Distribution on the Critical State of Rockfill. *Advances in Civil Engineering*, **2019**: 8963971. <https://doi.org/10.1155/2019/8963971>
- [6] Shihai Bian, Bo Wu and Yongzheng Ma (2019). Modelling Static Behaviour of Rockfill Materials Based on Generalized Plasticity Model. *Advances in Civil Engineering*, **2019**: 2371709. <https://doi.org/10.1155/2019/2371709>
- [7] Si-hong Liu, Yi Sun, Chao-min Shen, Zhen-Yu Yin, (2020). Practical nonlinear constitutive model for rockfill materials with application to rockfill dam, *Computers and Geotechnics*, **119**: 103383. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103383>
- [8] Yang Xiao, Hanlong Liu, Yumin Chen, and Jian Chu, (2014). Influence of Intermediate Principal Stress on the Strength and Dilatancy Behavior of Rockfill Material. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **140**(11): 04014064. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001178](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001178)
- [9] Jingshan Jiang, and Yifei Sun, (2021). Experimental Evaluation and Stress–Fractional Modelling of the State-Dependent Behaviour of Rockfill. *Int. J. Geomech.*, **21**(7): 04021109. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0002070](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002070)
- [10] Yang Xiao, Hanlong Liu, Yumin Chen, Jingshan Jiang and Wengang Zhang, (2015). State-Dependent Constitutive Model for Rockfill Materials. *Int. J. Geomech.*, **15**(5): 04014075. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000421](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000421).
- [11] Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E. (2010). REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8:339-362, 2010. DOI 10.1007/s10518-009-9146-1