



Geologo:



Opera:

CONFIGURAZIONE NELLO STATO ATTUALE E CON
RIFERIMENTO ALLE NTC 2018 DELL'OPERA DENOMINATA
"SBARRAMENTO IS CARRELIS" IN AGRO DI MOGORO (OR)

Scala:

Data:

FEBBRAIO 2023

Oggetto:

RELAZIONE GEOTECNICA

Aggiornamenti:

Rev.00 - 16.02.2023

■ ■ ■ ■ ■
■ ■ ■ ■ ■
■ ■ ■ ■ ■
■ ■ ■ ■ ■
■ ■ ■ ■ ■
■ ■ ■ ■ ■
■ ■ ■ ■ ■
■ ■ ■ ■ ■
■ ■ ■ ■ ■
■ ■ ■ ■ ■



STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA
DOTT. GEOL. SIMONE MANCONI



ORDINE DEI GEOLOGI DELLA SARDEGNA N. 513
P.I. 02760610929 - C.F. - MNCSMN74B13B354G
sede operativa: CAGLIARI, VIA PONTANO 11 - 09128
Sede legale: ASSEMINI - VIA PARIGI 9 - 09032
TEL/FAX 070497499
MOBILE: 3286513334
e-mail: geologo.manconi@gmail.com
PEC: geologo.simonemanconi@epap.sicurezza postale.it

INDICE

1.	Premessa.....	3
2.	Analisi dello stato attuale	4
3.	Analisi dello stato attuale e riferimenti normativi	22
4.	Ubicazione dell'area in esame	26
5.	L'indagine.....	26
6.	L'indagine.....	27
7.	Inquadramento Geologico.....	28
8.	Indagini geognostiche in sito.....	30
9.	Schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea – Prova Lugeon.....	51
10.	Schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea – Prova Lefranc.....	54
11.	Analisi geotecnica del sito – Analisi di laboratorio.....	54
12.	Analisi geotecnica del sito – Analisi dei parametri sismici del sito	62
13.	Analisi geotecnica del sito - Verifiche di sicurezza Diga Is Carrelis	66
14.	Analisi geotecnica del sito – Analisi di stabilità del corpo del rilevato arginale.....	85
15.	Considerazioni conclusive.....	103

1. Premessa

Nell'ambito delle analisi e verifiche per la configurazione nello stato attuale e con riferimento alle NTC 2018 dell'opera denominata "Sbarramento Is Carrelis" in agro del Comune di Mogoro (OR), è stato conferito un incarico specialistico allo scrivente Dott. Geol. Simone Manconi, iscritto al n° 513 dell'Ordine dei Geologi della Sardegna.

L'incarico è stato affidato per lo sviluppo delle attività di verifica e analisi previste dalle NTC 2018 e s.m.i. ed in particolare:

- Rilievo topografico dello stato di fatto;
- Restituzione della sezione trasversale dello sbarramento riportante tutte le misure caratteristiche tra cui: altezza dello sbarramento (def. Legge 584/94); quota di massima regolazione; quota di massimo invaso; quota del coronamento; scarico di fondo e relativa quota.
- Indagini geologico-geotecniche necessarie alla redazione delle verifiche statiche e relazioni di corredo;
- Implementazione del calcolo statico dello sbarramento ai sensi delle NTC 2018;
- Documentazione fotografica aggiornata dello sbarramento e delle opere accessorie attestante lo stato manutentivo dell'impianto

La presente relazione avrà cura di esaminare le questioni di carattere geotecnico che riguardano lo sbarramento per tutte quelle verifiche di sicurezza richieste dalla normativa.

L'analisi dei caratteri geotecnici dei terreni interessati dall'intervento verrà eseguita mediante la programmazione e l'esecuzione di una serie di indagini, sia dirette sia indirette, che verranno eseguite in corrispondenza dell'area d'intervento per ottenere elementi conoscitivi di dettaglio a supporto delle verifiche di sicurezza che andranno svolte al fine di addivenire alla richiesta di prosecuzione all'esercizio della Diga di Is Carrelis. In particolare verrà dato riscontro in merito alla ricostruzione del modello geologico e geotecnico del sito in condizione ex-ante ed ex-post, mediante l'elaborazione delle sezioni geotecniche dell'area di invaso e dello sbarramento in riferimento ai contenuti di cui al capitolo 6 del D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".

Verranno illustrati i risultati delle indagini sui terreni costituenti il corpo diga e la fondazione attraverso la loro caratterizzazione geotecnica, estesa fino a profondità idonee all'opera, utili alla definizione delle condizioni di sicurezza dell'opera nel suo insieme.

Alla presente verranno allegati inoltre i rapporti di prova eseguite sui materiali, le verifiche sulla capacità portante e i cedimenti, le verifiche di sicurezza e di quelle connesse.

Nella presente verranno esposti i calcoli e i criteri prescelti per l'esecuzione delle verifiche di sicurezza, evidenziando altresì gli accorgimenti presi relativamente all'illustrazione di alcune

circostanze che caratterizzano l'opera come ad esempio la presenza di un telo impermeabile in PVC e di specchiature in CLS che rivestono il fondo e le arginature della diga..

2. Analisi dello stato attuale

La diga di Is Carrelis è uno sbarramento di ritenuta costruito durante gli anni 90' e terminato nel 1996, utilizzato essenzialmente per scopi irrigui.

L'invaso è stato realizzato per captare le acque relative al proprio bacino imbrifero relativo al Rio Is Carrelis sia le acque prelevate dall'opera di presa ubicata nel vascone di accumulo di Morimenta sistemato in prossimità del Rio Flumini Mannu di Pabillonis e dal canale adduttore Tirso-Arborea tramite una condotta in pressione. Il corpo del rilevato che costituisce la diga è stato realizzato in materiale sciolto composto in prevalenza da blocchi e massi di roccia basaltica eterometrici, intasati da sabbie e ghiaie in abbondante matrice limo-argillosa.

Per rendere impermeabile lo sbarramento e le arginature sono state realizzate delle specchiature in CLS fino alla quota del coronamento prevista interposizione di telo in geotessile e guaina impermeabile in PVC, così come nel fondo della diga.



Fig.1: Ripresa aerofotogrammetrico dello sbarramento di Is Carrelis



Fig.2: Ripresa aerofotogrammetrico con drone APR dello sbarramento di Is Carrelis (Dicembre 2022)

Questa conformazione è rimasta tale fino al periodo attuale, come meglio rappresentato nella documentazione aerofotogrammetrica. Per un'analisi più dettagliata dello stato dell'opera è stato richiesto lo svuotamento, avvenuto in primis durante il mese di dicembre 2022 e successivamente nel mese di febbraio 2023. In questi periodi è stato possibile eseguire un rilievo plano-altimetrico di dettaglio dell'area di invaso e delle opere collegate come scarico di fondo e immissioni.

Il rilievo è stato necessario anche per una verifiche dello stato complessivo dell'opera e del grado di manutenzione della stessa.

In condizioni di massima regolazione si è potuto constatare che nel paramento di valle non sono state rilevate emergenze o sorgive, così come nel rilevato stradale a perimetro dello sbarramento, non sono stati rilevati fenomenologie riconducibili a cedimenti o abbassamenti per cause dipendenti da infiltrazioni d'acqua. In ogni caso, per una migliore comprensione di queste condizioni, sono state eseguite delle misure dirette dei potenziali spontanei abbinate ad una tomografia geoelettrica del corpo diga che verranno illustrate nei successivi paragrafi.

Sulla base della documentazione fotografica e a seguito dei rilievi puntuali di dettaglio, è stato possibile accertare che lo sbarramento si trova in un'eccellente stato di conservazione.



Fig.3: Ripresa fotografia drone APR – Vista frontale dello sbarramento di Is Carrelis (Dicembre 2022)

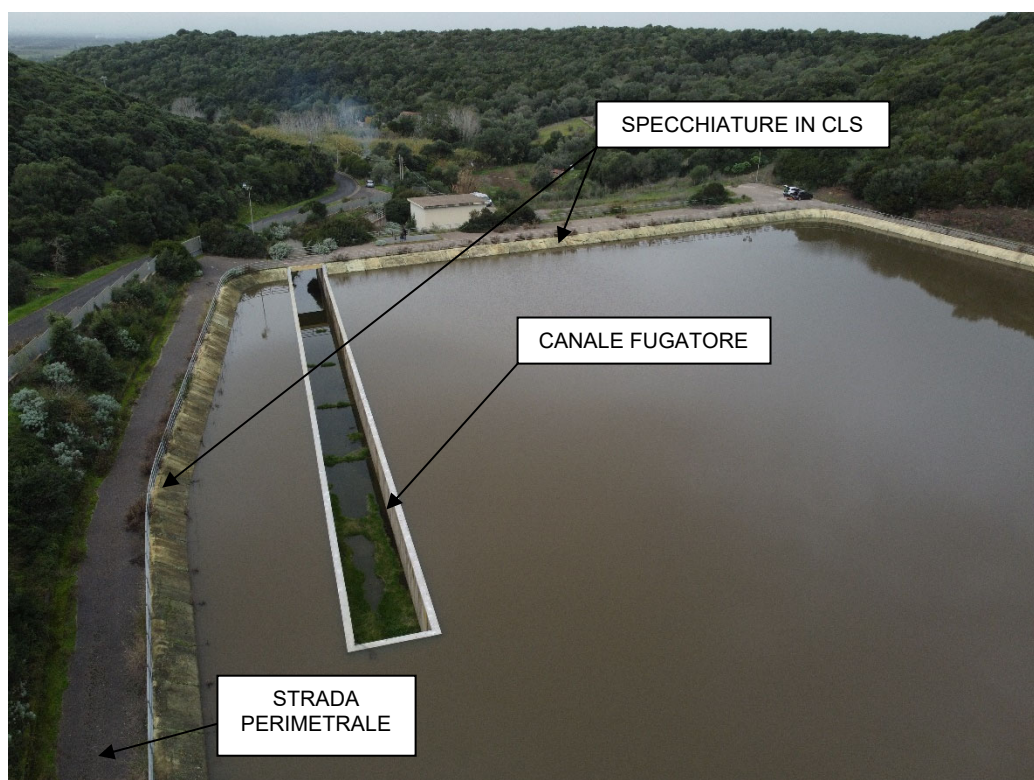


Fig.4: Ripresa fotografia drone APR – Vista posteriore dello sbarramento di Is Carrelis (Dicembre 2022)



Fig.5: Ripresa fotografia drone APR – Canale fugatore dello sbarramento di Is Carrelis (Dicembre 2022)

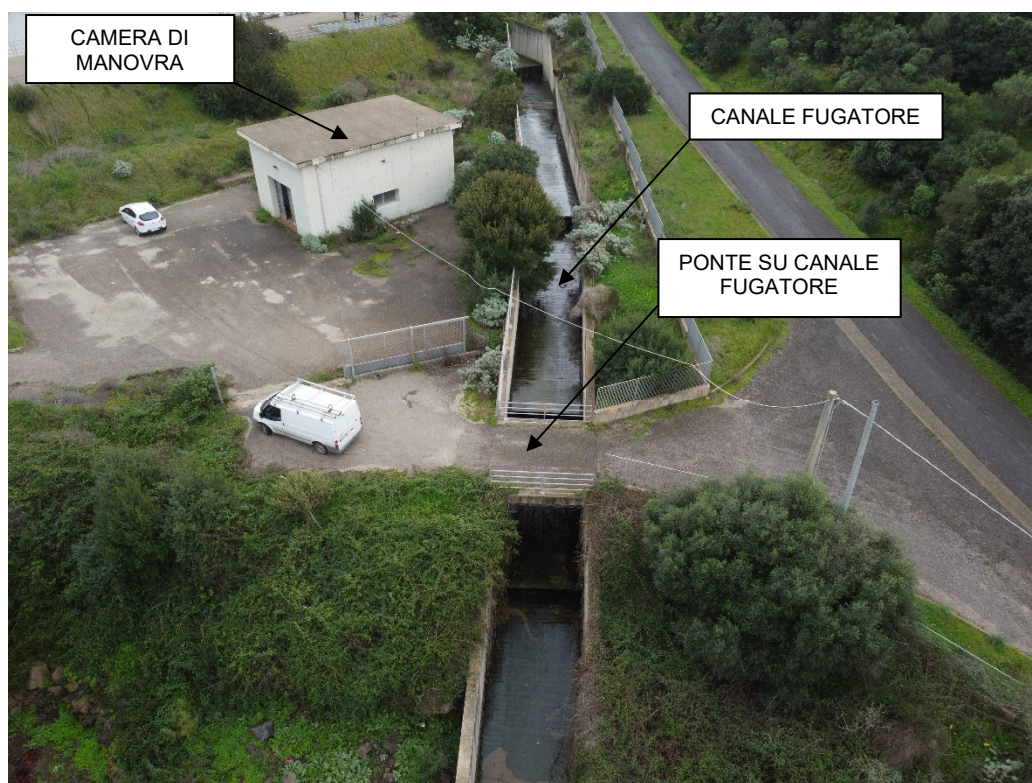


Fig.6: Ripresa fotografia drone APR – Canale fugatore dello sbarramento di Is Carrelis (Dicembre 2022)



Fig.7: Ripresa fotografia drone APR – Corpo diga dello sbarramento di Is Carrelis (Dicembre 2022)



Fig.8: Ripresa fotografia drone APR – Derivazione elemento idrico Fiume_13950 (Dicembre 2022)



Fig.9: Ripresa fotografia drone APR – Derivazione elemento idrico Fiume_13950 (Dicembre 2022)



Fig.10: Ripresa fotografia – Briglia di Derivazione elemento idrico Fiume_13950 (Dicembre 2022)



Fig.11: Ripresa fotografia drone APR – Derivazione elemento idrico Fiume_10958 (Dicembre 2022)



Fig.12: Ripresa fotografia drone APR – Derivazione elemento idrico Fiume_10958 (Dicembre 2022)



Fig.13: Ripresa fotografia – Briglia di Derivazione elemento idrico Fiume_10958 (Dicembre 2022)



Fig.14: Ripresa fotografia – Canale fuggatore diga (Dicembre 2022)



Fig.15: Ripresa fotografia – Specchiature con segni di dissesto in corrispondenza di giunti (Dicembre 2022)



Fig.16: Ripresa fotografia – Specchiature con segni di dissesto in corrispondenza di giunti (Dicembre 2022)



Fig.17: Ripresa fotografia – Rilevato stradale da perimetro alla diga (Dicembre 2022)



Fig.18: Ripresa fotografia – Condotte di immissione e di scarico diga



Fig.19: Ripresa fotografica – Condotte di immissione e di scarico diga

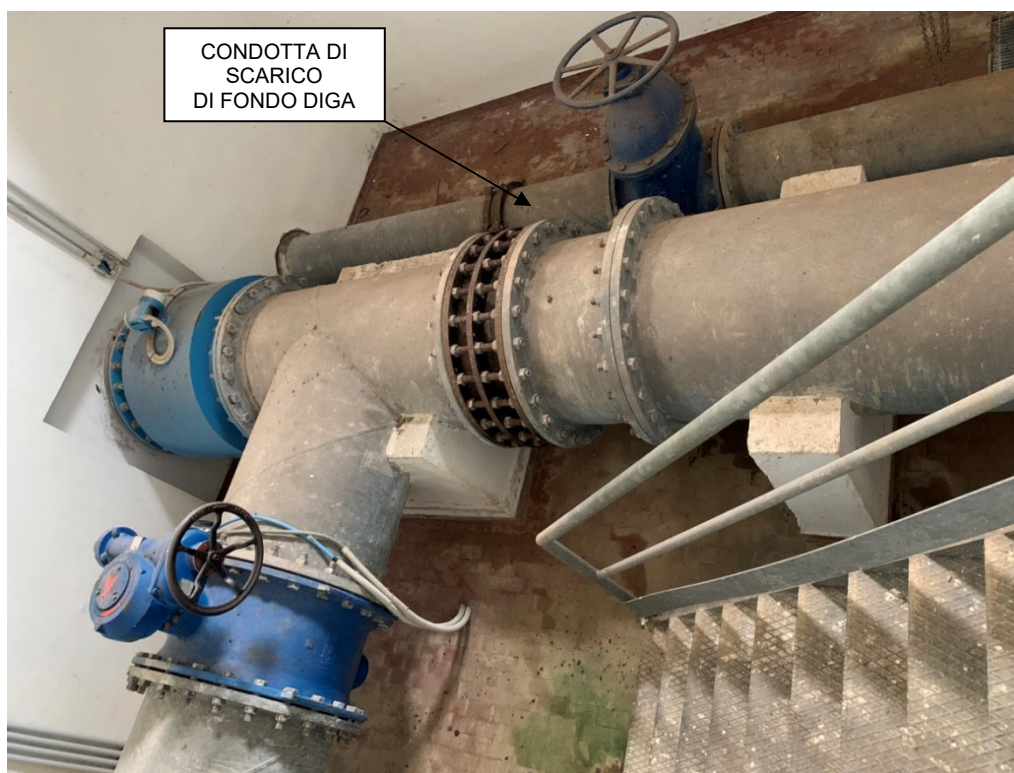


Fig.20: Ripresa fotografica – Condotte di immissione e di scarico di fondo



Fig.21: Ripresa fotografica – Canale fagatore (Ripresa fotografica verso monte)



Fig.22: Ripresa fotografica – Canale fagatore (Ripresa fotografica verso valle)



Fig.23: Ripresa fotografica – Invaso svuotato



Fig.24: Ripresa fotografica – Invaso svuotato



Fig.25: Ripresa fotografica – Invaso svuotato (in lontananza punti di presa e scarico)



Fig.26: Ripresa fotografica – Invaso svuotato



Fig.27: Ripresa fotografica – Invaso svuotato – Rilevamento quota scarico

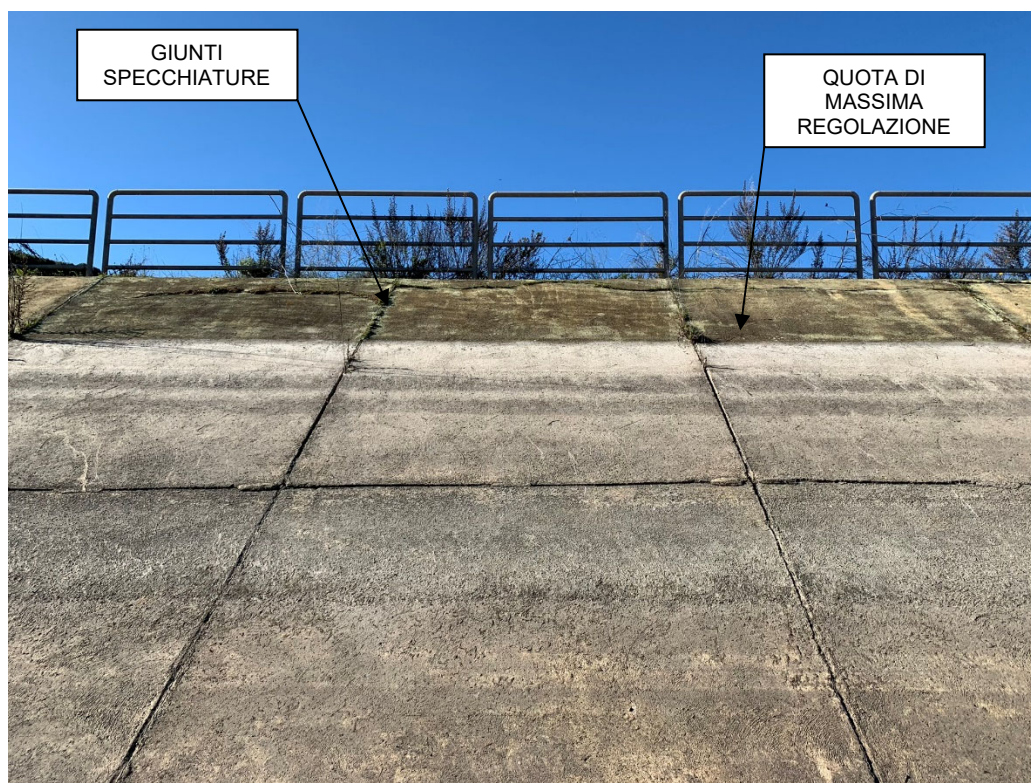


Fig.28: Ripresa fotografica – Particolare dei giunti delle specchiature e livello di massimo invas



Fig.29: Ripresa fotografica – Invaso svuotato – Misura diametro opere di presa e scarico (800 mm)



Fig.30: Ripresa fotografica – Invaso svuotato – Giunti specchiature con segni di sviluppo vegetativo



Fig.31: Ripresa aerofotogrammetrica – Invaso svuotato – si noti la presenza dello scarico di fondo



Fig.32: Ripresa aerofotogrammetrica – particolare condotta di presa irrigua D= 800 mm



Fig.33: Ripresa fotografica – particolare condotta di presa irrigua D= 800 mm e dello scarico di fondo D=400 mm



Fig.34: Ripresa fotografica – particolare condotta di immissione da Morimenta D= 800 mm

3. Analisi dello stato attuale e riferimenti normativi

Gli argini in terra sono opere costituite da rilevati strutturali che in genere presentano altezze considerevoli rispetto alla quota iniziale del terreno (piano di campagna), con la funzione di «tenuta» idraulica dell'acqua.

La realizzazione degli argini pone molteplici problemi di carattere generale, legati per lo più alla altezza delle opere, quindi al loro peso alle dimensioni trasversali con relativi vincoli geometrici, alla reperibilità di materiale per la costruzione dell'opera stessa, non sempre compatibili, oltre che agli aspetti idraulici.

Gli argini in terra tra cui ricadono anche le dighe in materiali sciolti, sono generalmente realizzati con un rilevato in terra omogenea. Il materiale è di solito terra a granulometria fine classificata A6 o A4 nel sistema di classificazione CNR UNI 10006.

La permeabilità che si attende nella costruzione dell'argine con le terre dianzi indicate è non superiore a $10^{-6} \div 10^{-8}$ m/s per contenere i fenomeni di filtrazione ed un elevato peso di volume per assicurare la stabilità al franamento. Queste condizioni possono essere tuttavia superate qualora vengano utilizzati dei sistemi di tenuta idraulica artificiali come ad esempio i teli in PVC o HDPE.

Appare evidente che eventuali problemi idraulici e strutturali del corpo del rilevato devono essere esaminati con particolare scrupolo, al fine di intervenire, se necessario, con le adeguate contromisure per la risoluzione di queste tematiche.

In linea di principio, la buona norma costruttiva ha sempre suggerito che la forma della sezione trasversale dell'argine con la pendenza più dolce verso campagna è dettata dalla necessità di mantenere la linea di filtrazione ma anche di contenere il pericolo di sifonamento oltre a garantire la stabilità dell'opera rispetto alla possibilità di franamento verso campagna.

In particolare, per la realizzazione delle arginature è sempre stata indicata una pendenza di 1:2 verso il paramento di valle e di 1: 1.5 ÷ 1.2 verso il lato bagnato (paramento di monte).

Per quanto concerne la realizzazione del terrapieno, particolare attenzione viene data soprattutto allo sviluppo della linea piezometrica o di saturazione, la cui risultante deve sempre corrispondere al livello posto al di sotto del rilevato arginale, in modo da evitare fenomeni di sifonamento e contestuali rotture arginali.

In effetti, la linea di saturazione deve essere sempre calcolata in modo tale da tenerla lontana dal paramento di valle, tant'è che esso viene realizzato generalmente con pendenze complessive minori per allungare i percorsi idrici.

Generalmente la classica regola empirica stabilisce che la linea di saturazione debba avere pendenze dell'ordine di $1/5 \div 1/7$. In merito a quelle che sono state le analisi topografiche di dettaglio e le modellazioni eseguite in condizione ex-post è stato proposto il seguente modello che rappresenta le condizioni dello sbarramento in condizioni ex-ante ed ex-post.

Nella condizione *attuale* le caratteristiche dello sbarramento di Is Carrelis possono essere così rappresentate:

- quota del coronamento:	97.45 m slm
- quota sfioratore:	96.30 m slm
- quota di massima regolazione:	96.30 m slm
- quota di minima regolazione:	88.24 m slm
- quota piede di valle/fondo lago:	89.88 m slm
- altezza diga:	9.21 m
- quota iniziale del canale fugatore:	96.30 m slm

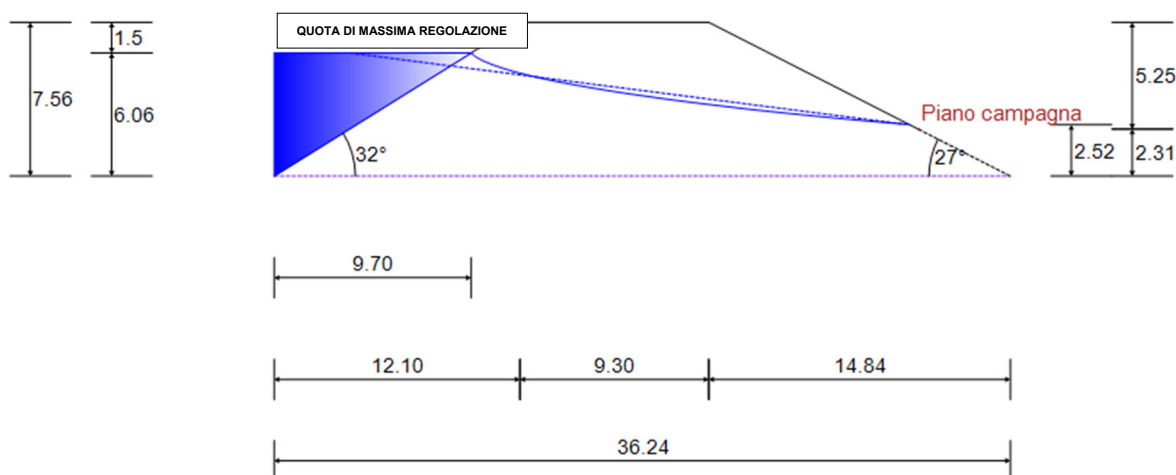


Fig.35: Rappresentazione schematica della linea di saturazione per la Diga di Is Carrelis

Relativamente alla tipologia di intervento, risulta necessario rifarsi alle Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).

Nello specifico, considerato che trattasi di una diga esistente, ci si riferirà alla parte H delle NTC, il cui ambito di applicazione è relativo a interventi di riparazione, lavori di miglioramento e adeguamento, nonché in tutti i casi in cui le disposizioni di legge o di regolamento prevedano verifiche di sicurezza delle dighe esistenti salvo quanto disposto dal comma 3 delle NTC.

Secondo quanto disposto dal quadro H delle NTC sulle Dighe, è definita diga esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, la struttura completamente realizzata.

Nel caso di interventi non strutturali dovrà essere valutata la loro possibile influenza sugli SLU e gli SLE della diga o di parti di essa.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle dighe esistenti devono essere conformi ai criteri generali stabiliti dalle vigenti NTC ed in particolare devono essere basate sulle informazioni, le indagini e le misure acquisite nel corso della costruzione e dell'esercizio della diga e su quelle acquisite a seguito di specifiche indagini per identificare le condizioni attuali dell'opera.

Le dighe esistenti dovranno essere sottoposte a valutazione della sicurezza dell'intera struttura o di parti di essa quando ricorrono le condizioni generali stabilite dalle NTC o dal Regolamento per la disciplina del procedimento di approvazione dei progetti e del controllo sulla costruzione e l'esercizio degli sbarramenti di ritenuta.

La valutazione della sicurezza di uno sbarramento può riguardare la stabilità legata al comportamento del corpo diga, tenuto conto delle condizioni geologiche ed idrologiche, nei suoi aspetti strutturali, geotecnici, inclusa la risposta alle azioni sismiche, ed idraulici.

La valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qual volta si eseguano gli interventi strutturali e si dovrà determinare il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento.

Tra le tipologie di intervento previste dalle NTC, sono state individuate le seguenti categorie:

1. interventi di ristrutturazione mediante lavori e opere di trasformazione anche parziale
 - di adeguamento, atti a conseguire i livelli di sicurezza e funzionalità previsti dalle presenti norme per le nuove realizzazioni;
 - di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza preesistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti per le nuove realizzazioni; l'incremento della sicurezza da conseguire deve essere adeguatamente dimostrato in progetto;
 - di riparazione o interventi locali che interessino elementi isolati e che, comunque, comportino miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti;
 - di declassamento, con riduzione dell'altezza della diga e/o del volume di invaso del serbatoio;
2. interventi di dismissione per privare lo sbarramento della funzione di ritenuta idraulica, garantendo la sicurezza del sito e dei territori di valle.

Nell'ambito degli interventi di adeguamento è fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, ad interventi di adeguamento in caso di:

- a) sopraelevazione della diga e/o significativi incrementi delle quote idriche di progetto;
- b) variazioni di classe d'uso e/o variazioni di utilizzo della risorsa che comportino significativi incrementi dei carichi di progetto di cui al precedente cap. C;
- c) interventi strutturali per trasformare la diga mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un'opera dal comportamento strutturale diverso dal precedente.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intero sbarramento di ritenuta.

In linea di principio, come rilevato in precedenza, l'attività consiste nelle verifiche geologiche geotecniche e sismiche del corpo diga secondo quanto disciplinato dalle norme attuali.

Pertanto, come ad esempio nei casi di riparazione o ripristino delle condizioni di permeabilità, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi dello sbarramento e interesseranno porzioni limitate della diga.

Quindi, appare evidente che il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, per documentare che, rispetto alla configurazione precedente al degrado o alla variante, esse comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Considerato che il corpo diga è costituito da materiali sciolti, le norme tecniche specificano chiaramente che si dovranno accertare, mediante prove in sito ed in laboratorio su campioni prelevati dal corpo diga, le caratteristiche dei materiali componenti e la loro variabilità nell'ambito del corpo diga stesso, ricostruendo la situazione di fatto. Dovranno essere altresì identificati i fenomeni di filtrazione attraverso il corpo diga e in fondazione.

Per le dighe esistenti progettate e realizzate nel rispetto di previgenti norme tecniche, a completamento del quadro conoscitivo, dovranno essere accertate ed esaminate le difformità costruttive rispetto alle prescrizioni od obblighi imposti dalle presenti norme per le dighe di nuova costruzione.

L'esame dovrà evidenziare gli elementi di vulnerabilità per la sicurezza dello sbarramento. Fermo restando quanto di seguito stabilito per il franco idraulico, difformità rispetto a prescrizioni costruttive potranno ammettersi ove giustificate sulla base di un quadro conoscitivo globale sufficientemente approfondito e sulla base di specifici piani di controllo e manutenzione periodici.

In particolare, eventuali condotte attraversanti dighe di materiali sciolti o di muratura di pietrame potranno essere ammessi solo se le relative condizioni di manutenzione / tenuta / funzionalità siano periodicamente accertate mediante specifici controlli.

In riferimento a quanto stabilito dalle metodologie d'analisi sismica da condurre per le dighe in materiali sciolti, la norma stabilisce espressamente che le analisi della risposta meccanica di queste dighe per effetto dell'azione sismica devono comprendere la valutazione degli spostamenti, in particolare dei cedimenti del coronamento, per rendere possibile le verifiche di sicurezza nei confronti della tracimazione.

In particolare la presenza di materiali scarsamente addensati e saturi, nel corpo diga o nel terreno di fondazione, richiede anche una verifica nei confronti della liquefazione.

Nel caso di dighe strategiche è sempre richiesta un'analisi dinamica. La scelta dello specifico tipo di analisi dinamica dipende sia dal tempo di ritorno dell'azione sismica considerata, sia dalle caratteristiche geotecniche dei materiali presenti.

4. Ubicazione dell'area in esame

L'area interessata dall'intervento ricade in territorio della Provincia di Oristano e precisamente nel Comune di Milis.

Nell'eseguire i lavori relativi all'ubicazione, alla caratterizzazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica, si è fatto riferimento alla seguente cartografia:

- Foglio n. 539 "Mogoro", dell'I.G.M.I. (scala 1:50.000);
- Foglio n. 539, sez. III "Mogoro, dell'I.G.M.I. (scala 1:25.000);
- Foglio n. 539, sez. 090 "Uras Sud", CTR (scala 1:10.000);
- Foglio n. 539, sez. 100 "Mogoro", CTR (scala 1:10.000);
- Cartografia catastale comunale (1:2.000);
- Ortofoto Digitali Georeferenziate (1:10.000);
- Piano Urbanistico Comunale (P.U.C.) Comune di Mogoro;
- Piano Paesaggistico Regionale (P.P.R.);
- Piano Regionale Attività estrattive (P.R.A.E.);
- Piano Forestale della Sardegna (P.F.R.S.);
- Piano di Assetto Idrogeologico (P.A.I.);
- Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (P.S.F.F.);
- Art. 30 ter N.A. PAI;
- Reticolo idrografico RAS;
- Carta Uso del Suolo Regione Sardegna (2008);
- Parco Geominerario Storico ed Ambientale Regione Sardegna;
- Carte Perimetrazioni Aree S.I.C.;
- Carte Perimetrazioni Aree Z.P.S.;
- Carta Geologica della Sardegna;
- D.T.M. 10 m Regione Sardegna;
- D.T.M. 1 m Regione Sardegna;
- Elaborati Progettuali

5. L'indagine

6. L'indagine

L'indagine ha avuto l'obiettivo di analizzare nel dettaglio le caratteristiche geologiche, geotecniche e idrogeologiche del corpo diga nelle condizioni attuali.

In particolare verrà dato riscontro in merito alla ricostruzione del modello geologico e geotecnico del sito in riferimento ai contenuti di cui al capitolo 6 del D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".

A tal fine verranno illustrati i risultati delle indagini geognostiche eseguite in corrispondenza del corpo diga e a valle dello stesso. Alla presente verranno inoltre allegati i rapporti di prova delle indagini di laboratorio eseguite sui materiali costituenti il rilevato arginale.

Come richiesto dal servizio opere idrauliche e idrogeologiche della Regione Sardegna, verrà dato risalto alle verifiche di sicurezza delle opere di sbarramento e di quelle connesse, con particolare riferimento all'intervento di impermeabilizzazione mediante iniezioni.

Come previsto dal D.M. 17.01.2018, le scelte di progetto, i calcoli e le verifiche verranno impostati sulla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo ottenuta per mezzo di rilievi, sondaggi, indagini e prove.

In riferimento a quanto previsto dall'art. 24 e 26 del D.P.R. 207/2010 – comma 1 lettera A-D, l'analisi geologico-tecnica è articolata secondo i seguenti punti:

La relazione geologica comprende, sulla base di specifiche indagini geologiche, la identificazione delle formazioni presenti nel sito, lo studio dei tipi litologici, della struttura e dei caratteri fisici del sottosuolo, definisce il modello geologico del sottosuolo, illustra e caratterizza gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché il conseguente livello di pericolosità geologica;

La relazione geotecnica definisce, sulla base del modello geologico ed alla luce di specifiche indagini, scelte in funzione del tipo di opera e delle modalità costruttive, il modello geotecnico del volume del terreno influenzato, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che a sua volta influenzerà il comportamento del manufatto stesso.

Illustra inoltre i procedimenti impiegati per le verifiche geotecniche, per tutti gli stati limite previsti dalla normativa tecnica vigente, che si riferiscono al rapporto del manufatto con il terreno, e i relativi della risposta sismica locale.

La relazione geotecnica deve inoltre comprendere l'illustrazione delle indagini effettuate, e a tal fine, dei procedimenti adottati e dei risultati ottenuti.

Nel complesso, il lavoro si è sviluppato secondo i seguenti punti:

- Inquadramento Geologico
- Inquadramento Geomorfologico
- Inquadramento Geopedologico
- Inquadramento Idrogeologico superficiale

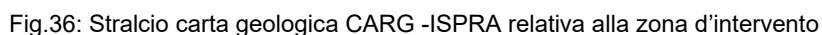
- Inquadramento Idrogeologico sotterraneo
- Modello geologico del sottosuolo
- Modello geotecnico del sottosuolo
- Classificazione sismica dell'area d'intervento
- Verifica di sicurezza del rilevato arginale secondo NTC 2018
- Verifica di stabilità del rilevato arginale secondo NTC 2018

7. Inquadramento Geologico

Il settore oggetto di intervento, è localizzato a valle dell'altopiano basaltico di Sa Struvina laddove si rinvencono in prevalenza rocce vulcaniche plio-quadernarie del distretto vulcanico del Monte Arci, che hanno colmato durante il pliocene delle originarie paleo-valli che nel corso del tempo si sono erose lasciando affiorante il substrato vulcanico (più resistente all'erosione), dando luogo ad una così detta inversione del rilievo.

Conferma di quanto soprariporato si evince proprio lungo la strada provinciale che dalla SS 131 porta a Mogoro dove, in corrispondenza dei tornanti affiorano le successioni mioceniche calcarenitiche e micro-conglomeratiche che si trovano al di sotto delle successioni basaltiche plio-quadernarie.

Queste litologie, estremamente alterate e dislocate, risultano ricoperte a loro volta da depositi eluvio-detritici comprendenti anche un livello di alterazione del substrato basaltico avente spessore decimetrico, talora metrico.



Come meglio evidenziato nello stralcio della carta geologica si rilevano alla base i sedimenti marini miocenici della Formazione della Marmilla, costituiti da marne siltose alternate a livelli arenacei da mediamente grossolani a fini, talvolta con materiale vulcanico rimaneggiato riconducibili al Miocene inferiore (Aquitaniense – Burdigaliano).

In merito alle caratteristiche geologiche e geotecniche dell'area è stata eseguita una campagna di indagini dirette e indirette per la valutazione delle caratteristiche stratigrafiche del corpo del rilevato e del piano di sedime della diga.

8. Indagini geognostiche in sito

La campagna di indagini è stata programmata per definire compiutamente l'assetto strutturale della diga. Le indagini si sono sviluppate secondo uno schema ragionato, dando priorità alle indagini indirette che si sono eseguite prima dell'esecuzione dei sondaggi geognostici.

In particolare, attraverso le indagini indirette si è cercato di identificare l'assetto strutturale del corpo del rilevato e contestualmente definire le potenziali zone di filtrazione all'interno del corpo del rilevato.

Per quanto concerne le indagini geofisiche indirette, sono state eseguite complessivamente due prospezioni geofisiche: la prima è una tomografia geoelettrica con misura dei potenziali spontanei, la seconda è una tomografia sismica necessaria alla valutazione dello stato di addensamento del corpo del rilevato.

I risultati delle indagini verranno illustrate nella presente relazione e nei rispettivi allegati.

Nella prospezione geoelettrica il parametro fisico che si determina è la resistività elettrica delle formazioni che costituiscono il sottosuolo. La geoelettrica si basa sul principio che le rocce sono conduttrici di elettricità, e tale capacità di condurre corrente varia a seconda del tipo di roccia, delle sue condizioni (alterazione, fessurazione, porosità, ecc.), del suo contenuto d'acqua, del contenuto di minerali come solfuri e ossidi, dal grado di salinità dell'acqua contenuta nei pori.

Perché l'indagine geoelettrica permette di ricostruire un modello interpretativo del sottosuolo, si può avere attraverso un utilizzo mirato della stessa una stima della stratigrafia a piccola, media e grande profondità e per la ricerca di accumuli idrici sotterranei.

Nell'ambito delle metodologie geofisiche correntemente utilizzate per l'esplorazione del sottosuolo, un notevole contributo è dato dalle prospezioni di tipo geoelettrico le quali consistono nella determinazione sperimentale del parametro della resistività apparente, attraverso misure congiunte di intensità di corrente elettrica inviata nel sottosuolo mediante una coppia di elettrodi infissi nel terreno, e di tensione ai capi di una seconda coppia di elettrodi, anch'essi in contatto diretto col suolo.

L'analisi del comportamento della resistività apparente, al mutare della dimensione e posizione del dispositivo elettrodico di misura, permette di evidenziare efficacemente i contrasti di resistività esistenti nel sottosuolo, nell'ambito dei volumi investigati, fornendo così informazioni sulla presenza di discontinuità strutturali (faglie, superfici di scorrimento, etc.), sulla presenza ed andamento nel sottosuolo delle falde acquifere e sull'individuazione di fenomeni di inquinamento delle falde e dei suoli.

Allo scopo di definire la più appropriata metodologia d'intervento è di fondamentale importanza la definizione dell'assetto stratigrafico di dettaglio, l'individuazione di eventuali acque d'infiltrazione sub superficiali o di acquiferi a media profondità.

È noto come l'acqua sia un elemento particolarmente destabilizzante e spesso costituisce la causa innescante dei movimenti franosi oltreché spesso dei cedimenti strutturali.

In questo lavoro si presenta una tipologia d'approccio utilizzata per l'analisi dei dati ottenuti con il metodo geoelettrico. Di fatto esso rappresenta una metodologia di ricognizione capace di individuare la distribuzione più probabile di anomalie di resistività, visualizzando la geometria dei corpi sepolti all'interno del volume del sottosuolo esplorato.

Tale approccio si differenzia da quelli adottati nei metodi classici d'inversione, i quali, basandosi sul procedimento della deconvoluzione dei minimi quadrati, operano un confronto tra il modello del sottosuolo ottenuto sperimentalmente ed un modello teorico, attraverso test di bontà del confronto. Ciò implica, però, l'assegnazione a priori di alcuni parametri da parte dello sperimentatore, per interpretare il problema geofisico. Il metodo d'inversione tomografica qui utilizzato si svincola da questa procedura, utilizzando un algoritmo che è completamente indipendente dai parametri introdotti a priori.



Fig.37: planimetria ubicazione stendimento sismico (giallo) e stendimento geoelettrico (rosso)



Acquisizione delle misure geoelettriche



Vista stendimento cavi



Collegamento elettrodo-cavo



Vista stendimento cavi

Fig.38: planimetria ubicazione stendimento sismico (giallo) e stendimento geoelettrico (rosso)

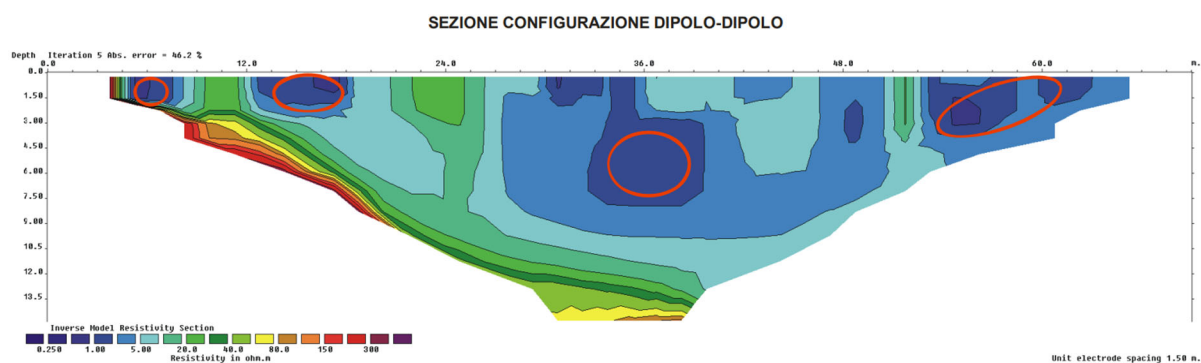


Fig.39: Schema configurazione dipolo-dipolo

**CONFIGURAZIONE NELLO STATO ATTUALE E CON RIFERIMENTO ALLE NTC 2018 DELL'OPERA DENOMINATA
"SBARRAMENTO IS CARRELIS" IN AGRO DI MOGORO (OR)**

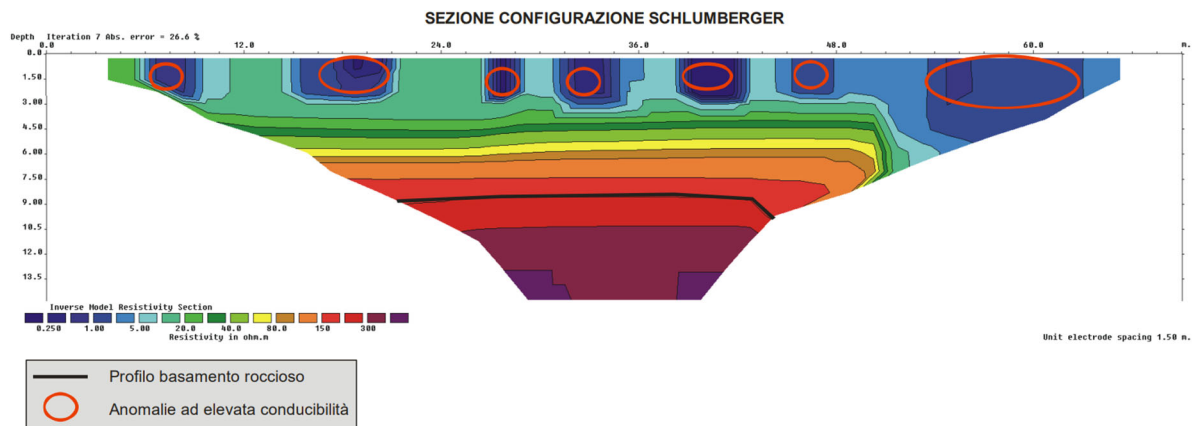


Fig.40: Schema configurazione Shlumberger

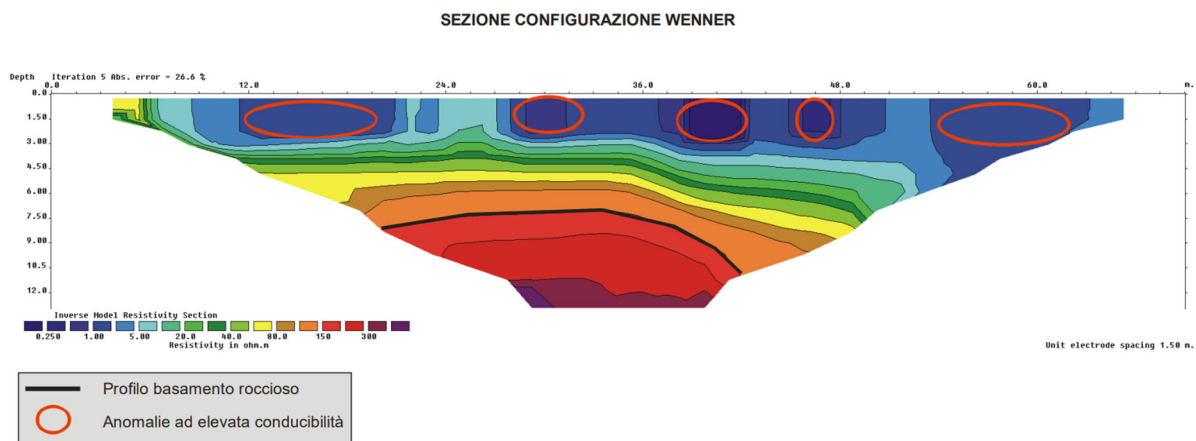


Fig.41: Schema configurazione Shlumberger

Sono state sviluppate complessivamente tre tipologie di schemi geoelettrici:

- 1) Schema configurazione dipolo-dipolo
- 2) Schema configurazione di Shlumberger
- 3) Schema configurazione Wennwe

Nel complesso, come meglio specificato nella relazione a corredo delle indagini, viene evidenziata una difformità tra la risultante dello schema dipolo-dipolo e gli altri due schemi (Wenner e Shlumberger). In particolare, nello schema dipolo-dipolo vengono evidenziate due anomalie di conducibilità all'interno del corpo del rilevato che farebbero pensare a delle perdite idriche. Tuttavia, da una attenta analisi dei sottoservizi della diga, la parte centrale dell'anomali corrisponde esattamente alla tubazione dello scarico di fondo (DIN 400 mm in acciaio) e della tubazione di scarico irriguo (DIN

800 mm in acciaio). Mentre la parte a destra corrisponderebbe in parte alla camera di manovra sistemata sul corpo del rilevato.

In effetti, come meglio identificato nelle sezioni longitudinali e trasversali del corpo diga, la quota dello scarico di fondo risulta essere sistemata ad una quota di circa 9.17 metri, corrispondente al punto di sistemazione delle due condotte. Inoltre, considerato che il materiale della tubazione è in acciaio e quindi un materiale altamente conducibile, si ritiene più plausibile un'interpretazione di questo tipo piuttosto che un'anomalia del segnale.

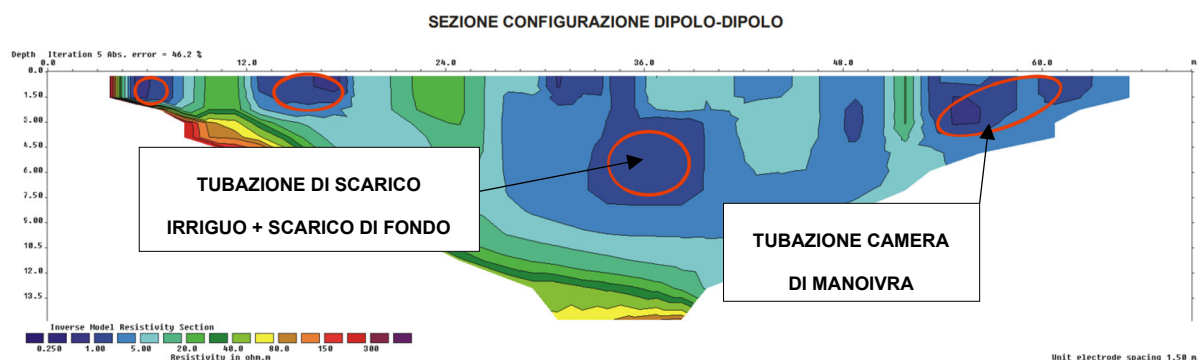


Fig.42: Schema configurazione dipolo-dipolo

Le sezioni evidenziano un andamento elettrostratigrafico caratterizzato dalla presenza di una copertura superficiale irregolare costituita da settori caratterizzati da resistività bassa ($0.5 \Omega m < \rho < 2 \Omega m$) attribuibile alla parte più superficiale del corpo della diga, formato da terreni molto umidi, anche per via della vegetazione arbustiva presente;

infatti, l'abbondante humus presente nel terreno, contribuisce ad abbattere notevolmente i valori di resistività. Oltre i 3-4 m di profondità i valori di resistività crescono repentinamente individuando la parte più interna del corpo della diga, caratterizzata da valori di resistività medi ($20 \Omega m < \rho < 100 \Omega m$) compatibili con materiali a tenori di umidità normale.

Oltre i 7-8 m di profondità i valori di resistività salgono raggiungendo l'ordine delle centinaia di Ohm-metro, compatibili con un substrato litoide.

Tutti in punti di anomalia di conducibilità individuati nello schema di Wenner e di Schlumberger sono sub superficiali, pertanto si attribuiscono a valori puntuali di bassa resistività legati alla combinazione della presenza di humus con elevati tenori di umidità in terreno argilloso. Pertanto non si ritiene che possano interessare il corpo profondo della diga.

Oltre ai metodi classici illustrati (Dipolo-dipolo, Schema di Wenner e schema di Schlumberger) è stata eseguita un'indagine geoelettrica con il metodo della polarizzazione indotta, che rappresenta un metodo ancora oggi largamente utilizzato nell'esplorazione mineraria e nello studio di livelli argillosi in sistemi alluvionali.

Con questo metodo, le misure di caricabilità abbinate a quelle di resistività permettono spesso di risolvere le ambiguità in corrispondenza di bassi valori di resistività, i quali caratterizzano sia livelli saturi sia strati argillosi ma si differenziano per diversi tempi di scarica del potenziale elettrico.

Il fenomeno fisico può essere spiegato modellando il terreno come una distribuzione di condensatori che si caricano e si scaricano attraverso delle resistenze. Il tempo richiesto per ripristinare le condizioni di equilibrio è funzione del grado di polarizzabilità del terreno.

I principali fattori che determinano la PI sono:

- la composizione mineralogica,
- la tessitura,
- la percentuale d'acqua (umidità naturale),
- la composizione chimica dell'acqua interstiziale (elettrolita)

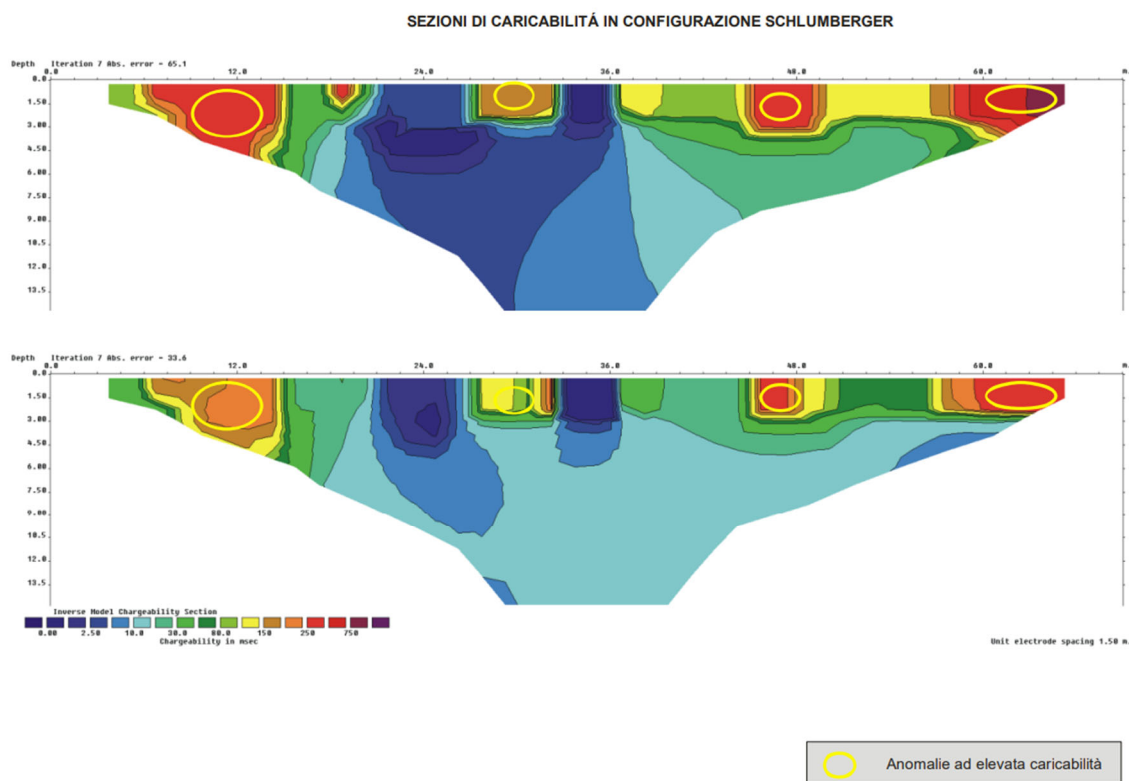


Fig.43: Schema sezioni polarizzazione indotta

Le misure di polarizzazione indotta o caricabilità sono state condotte nella configurazione di Schlumberger, questa presenta infatti il vantaggio di avere un miglior rapporto segnale-disturbo rispetto alla configurazione dipolo-dipolo, fattore fondamentale vista la delicatezza della misura.

effettuata poiché in questi casi si hanno in genere dei valori di caricabilità piuttosto bassi e pertanto particolarmente soggetti a disturbi.

L'indagine ha individuato diversi settori puntuali caratterizzati da caricabilità anomala rispetto al corpo incassante costituito dal rilevato in terra della diga, distribuiti nel settore superficiale della sezione geoelettrica e ubicati in adiacenza ai settori altamente conduttivi.

Anche in questo caso si ritiene la caricabilità misurata sia dovuta alla presenza di acqua in una matrice limoso-sabbiosa superficiale con abbondante presenza di sostanza organica (humus), quindi non riconducibili a possibili infiltrazioni di acqua all'interno del corpo della diga, anche per l'aumento repentino dei valori di resistività all'interno del corpo del rilevato.

Le indagini geoelettriche sono state completate dalle indagini sismiche sul corpo del rilevato arginale, al fine di una sua parametrizzazione geomeccanica sulla base delle caratteristiche fisiche.

Si tratta di uno dei metodi attualmente più utilizzati per l'esplorazione in profondità del sottosuolo e consiste nel creare delle onde sismiche artificiali nel terreno (energizzazione) battendo una piastra poggiata a terra con una mazza. Le indagini geognostiche che utilizzano le metodologie sismiche sfruttano le proprietà dei terreni di farsi attraversare dalle onde sismiche a diversa velocità; questa dipende da molti fattori, quali la natura mineralogica della roccia, il grado di cementazione e di fatturazione, la porosità, il contenuto in acqua o in gas, ecc.

La prospezione sismica a rifrazione consiste nella misura del tempo impiegato dalla perturbazione elastica indotta nel terreno, a percorrere la distanza tra sorgente e geofoni. La velocità di propagazione dell'onda longitudinale rifratta dipende dalle caratteristiche elastiche e dalla conformazione dei terreni attraversati. Ne risulta che la relazione velocità dell'onda e distanza sorgente – geofono (dromocrona) consente, applicando degli algoritmi, di risalire agli spessori degli strati del sottosuolo con caratteristiche elastiche differenti e crescenti con l'aumentare della profondità.

Le procedure di inversione rientranti nella famiglia delle tomografie sono volte a fornire un'immagine dettagliata della distribuzione all'interno della terra di un parametro fisico riconducibile alle misure effettuate.

Nel caso della tomografia sismica si otterrà un'immagine relativa alla velocità delle onde sismiche.

L'esecuzione della prova sismica è simile alla metodologia impiegata per la sismica a rifrazione. La differenza è nel numero di battute necessarie; infatti, per risolvere i complicati calcoli iterativi che sono nascosti dietro il metodo tomografico è necessario compiere almeno una battuta ogni 6 geofoni, a differenza della sismica a rifrazione che al limite consente addirittura l'interpretazione con una sola battuta.

È comunque un'indagine indiretta non invasiva e veloce da eseguire, per cui è adatta per le prime fasi di progettazione per definire le caratteristiche del problema geotecnico.

La tomografia sismica consente di ottenere un'immagine dettagliata del sottosuolo superando in parte i limiti della sismica a rifrazione tradizionale. Quest'ultima tecnica, infatti, non consente di

individuare forti variazioni laterali di velocità, risente in modo catastrofico delle inversioni di velocità, la presenza di gradini viene male interpretata. La tomografia sismica, al contrario, consente di superare questi problemi.

Il profilo sismico è stato eseguito utilizzando 24 geofoni con interdistanza di 3 m, i punti di energizzazione sono stati 6, di cui due esterni, distribuiti simmetricamente rispetto al centro dello stendimento. La sezione di campagna investigata con la sismica a rifrazione viene rappresentata mediante "sismostrati" sulla base delle velocità della V_p registrate.

I risultati vengono graficamente rappresentati con una sezione in cui le diverse scale cromatiche indicano le diverse velocità delle onde V_p misurate, con una certa soluzione di continuità, diversamente dalla rappresentazione con il metodo GRM, dove gli stacchi tra un sismostrato e l'altro sono bruschi e repentini.

Per poter meglio visualizzare la stratigrafia ottenuta viene utilizzata una scala cromatica, con colori che passando dall'azzurro scuro, al verde fino al giallo-rosso, rappresentano velocità delle V_p (in m/s), via via sempre più elevate.

L'indagine sismica ha individuato un primo livello piuttosto spesso e omogeneo costituito da terre mediamente a molto addensate con $500 \text{ m/s} < V_p < 1000 \text{ m/s}$, che individua il corpo della diga vero e proprio.

Oltre gli 8 m di profondità la velocità della V_p cresce repentinamente, passando in pochi metri da circa 1200 m/s a circa 2000 m/s oltre i 12 m di profondità. Le V_p con velocità comprese tra 1000 m/s e circa 2000 m/s individuano un substrato lapideo piuttosto alterato e fratturato. Mentre a partire dai 16 m di profondità si rilevano delle $V_p > 3000 \text{ m/s}$, che individuano un substrato roccioso piuttosto massivo, arrivando a misurare V_p massime di circa 4800 m/s.

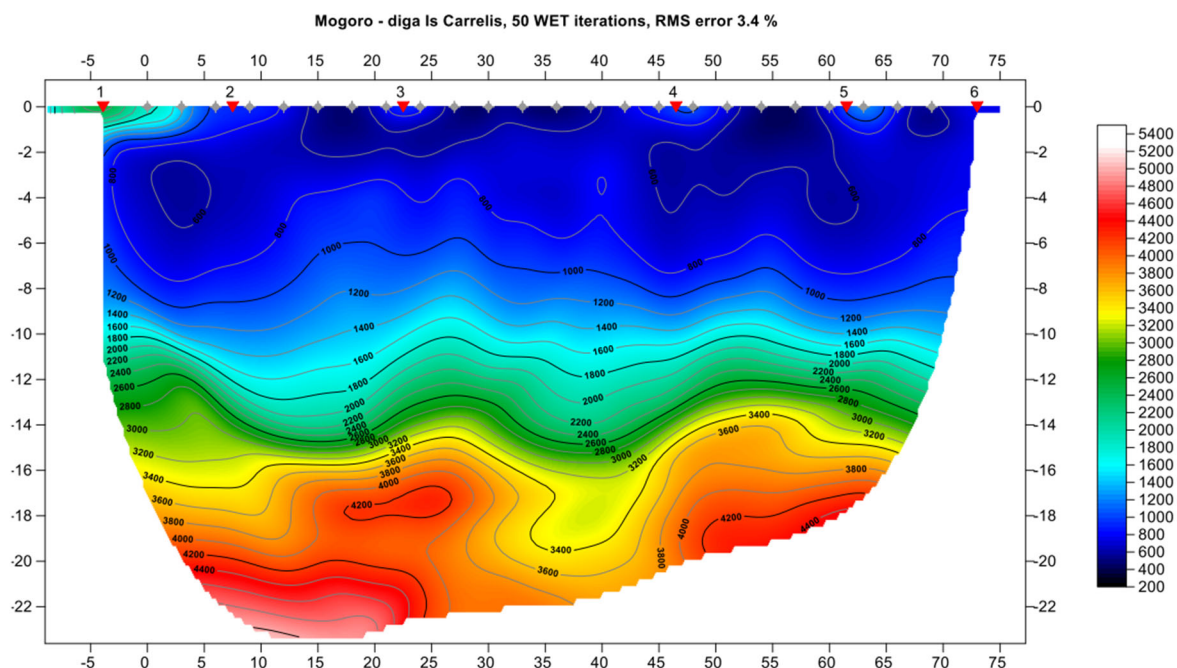


Fig.44: Tomografia sismica – si evidenzia l'omogeneità del corpo del rilevato $V_p = 800$ m/s

A completamento delle indagini indirette è stata eseguita inoltre una misura della categoria del sottosuolo secondo quanto richiesto dalle NTC 2018 e s.m.i.

Per la definizione della categoria del sottosuolo è stata eseguita un'indagine con la tecnica MASW, la quale consente di misurare la velocità delle onde di taglio V_s sfruttando il carattere dispersivo delle onde di Rayleigh quando queste si propagano in un mezzo stratificato.

La dispersione consiste nella variazione della velocità di fase a diverse frequenze, con l'aumento della lunghezza d'onda (abbassamento di frequenza) la profondità coinvolta dalla propagazione dell'onda è via via maggiore.

È quindi possibile, impiegando onde di un certo intervallo di frequenza, caratterizzare le proprietà acustiche dei terreni sino ad una certa profondità. Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali.

Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga.

Questa proprietà si chiama dispersione. Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici.

L'intero processo comprende tre passi successivi: L'acquisizione delle onde superficiali (ground roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s .

Il metodo si sviluppa attraverso la determinazione delle proprietà dispersive del mezzo individuabili dall'analisi dello spettro di velocità dei dati. Il range di frequenza si sviluppa comunemente tra i 5 Hz e i 70Hz, fornendo informazioni sino a profondità di circa 30 m a seconda della rigidità del suolo: la profondità massima di penetrazione è determinata dalla relazione fra velocità di propagazione dell'onda e più bassa frequenza identificabile.

Questa tipologia di prospezione si realizza con uno stendimento sismico costituito da 12/24 o più geofoni allineati a distanza intergeofonica variabile tipicamente fra 1 e 5 m (la lunghezza dello stendimento incide sulla focalizzazione

del segnale nello spettro di velocità) che registrano le onde sismiche generate in corrispondenza di X punti di energizzazione effettuati tipicamente ad una distanza compresa fra 2 m e 20 m dal primo geofono.

L'obiettivo della registrazione è quindi l'individuazione del treno di onde superficiali (Rayleigh), che a causa della stratificazione del mezzo subisce una dispersione le cui modalità sono direttamente correlate alla velocità delle onde di taglio S.

L'acquisizione delle onde di Rayleigh può essere fatta mediante geofoni verticali (come nel nostro caso), oppure mediante geofoni orizzontali con asse posto parallelo (radiale) allo stendimento (in entrambi i casi si utilizza una sorgente verticale - piastra-martello).

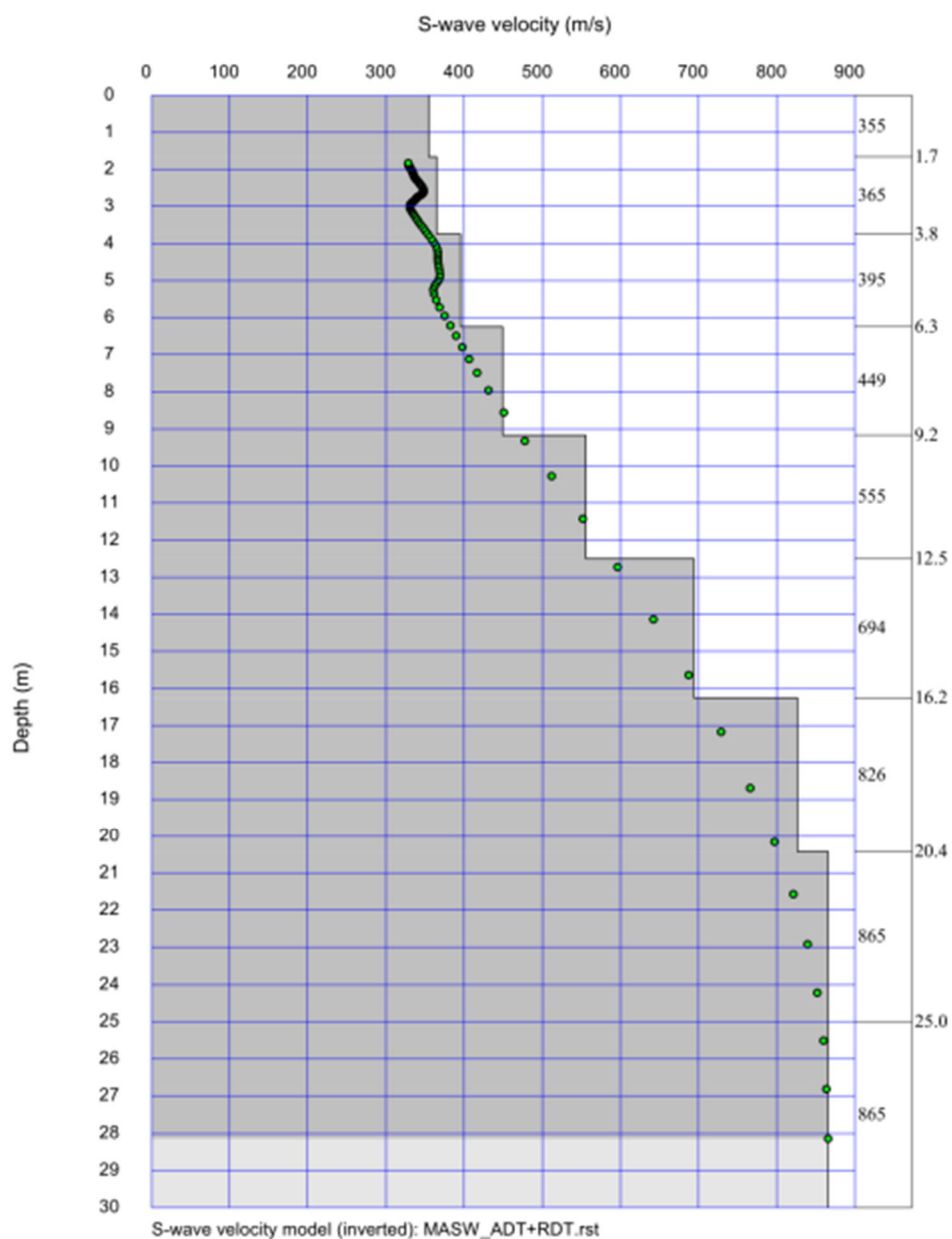


Fig.45: Curva dispersione MASW – $V_s = 480$ m/s

Stratigrafia Vs MASW 01								
Strati	Profondità (m)	Spessore (m)	Descrizione	γ_1 (kN/m ³)	Vs (m/s)	R (kPa)	F (Hz)	T (s)
1	1,7	1,7	Corpo diga	18,7	355	6626	151	0,019
2	3,7	2,1		18,8	365	6860	192	0,023
3	6,3	2,5		19,2	395	7572	247	0,025
4	9,2	2,9	Basamento lapideo alterato	19,8	449	8887	326	0,026
5	12,5	3,3	Basamento lapideo	20,9	555	11583	458	0,024
6	16,2	3,7		22,1	694	15317	642	0,021
7	20,4	4,2	Basamento lapideo massivo	23,1	826	19041	867	0,020
8	25	4,6		23,3	865	20172	995	0,021
9	-	-		23,3	865	20172	-	-

Fig.46: Tabella stratigrafia Vs = 480 m/s

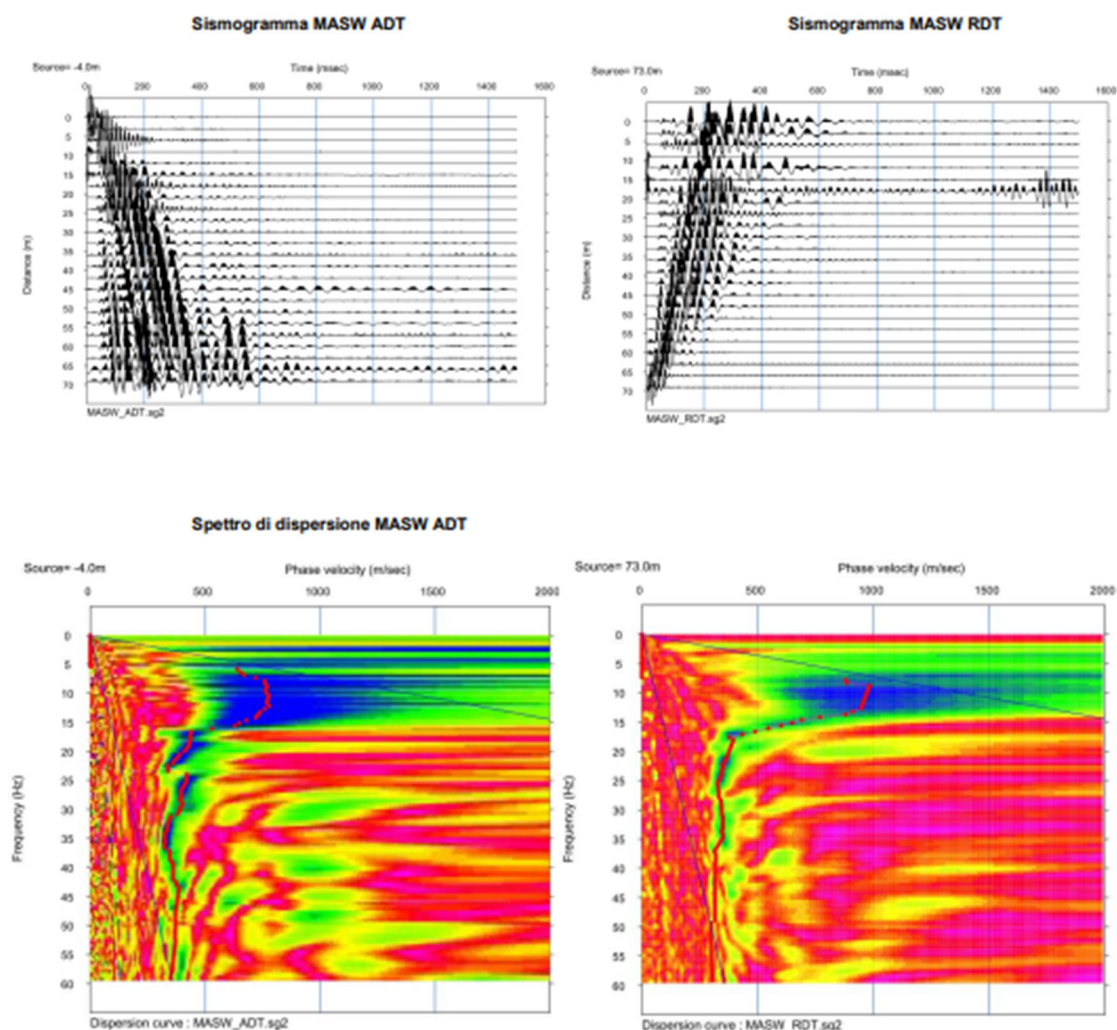


Fig.47: Sismogrammi MASW

L'indagine sismica MASW ha riscontrato la presenza di un substrato rigido con $V_s > 800$ m/s entro i primi 30 m di profondità; pertanto, la velocità della V_s equivalente è stata calcolata utilizzando le V_s misurate fino alla profondità del basamento rigido, coerentemente alle prescrizioni delle NTC 2018.

La V_s equivalente misurata a partire dal coronamento della diga è stata pari a **468 m/s**, a cui corrisponde una categoria di sottosuolo di tipo **B**.

La V_s equivalente misurata a partire dal presunto livello di imposta della diga sul substrato di sedime è stata pari a **510 m/s**, a cui corrisponde una categoria di sottosuolo sempre di tipo **B**.

CATEGORIA	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 con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} 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 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 m/s 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 30m.

Fig.48: tabella categoria di sottosuolo

Le indagini dirette si sono composte in n° 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo eseguiti anche sul corpo diga a partire dalla quota del coronamento fino ad una profondità massima di circa 15 metri.

Dei 2 sondaggi eseguiti, n° 1 sondaggio è stato eseguito al piede del rilevato fino ad una profondità corrispondente al basamento lapideo miocenico.

I sondaggi geognostici sono stati eseguiti dalla ditta Angius Antonello con direzione lavori a cura del sottoscritto dal 13 dicembre al 17 dicembre.

I punti di ubicazione dei sondaggi sono stati tracciati a cura del sottoscritto in funzione dell'ubicazione dei sottoservizi e a seguito dell'analisi della sezione geoelettrica misurata lungo il coronamento.

**CONFIGURAZIONE NELLO STATO ATTUALE E CON RIFERIMENTO ALLE NTC 2018 DELL'OPERA DENOMINATA
"SBARRAMENTO IS CARRELIS" IN AGRO DI MOGORO (OR)**

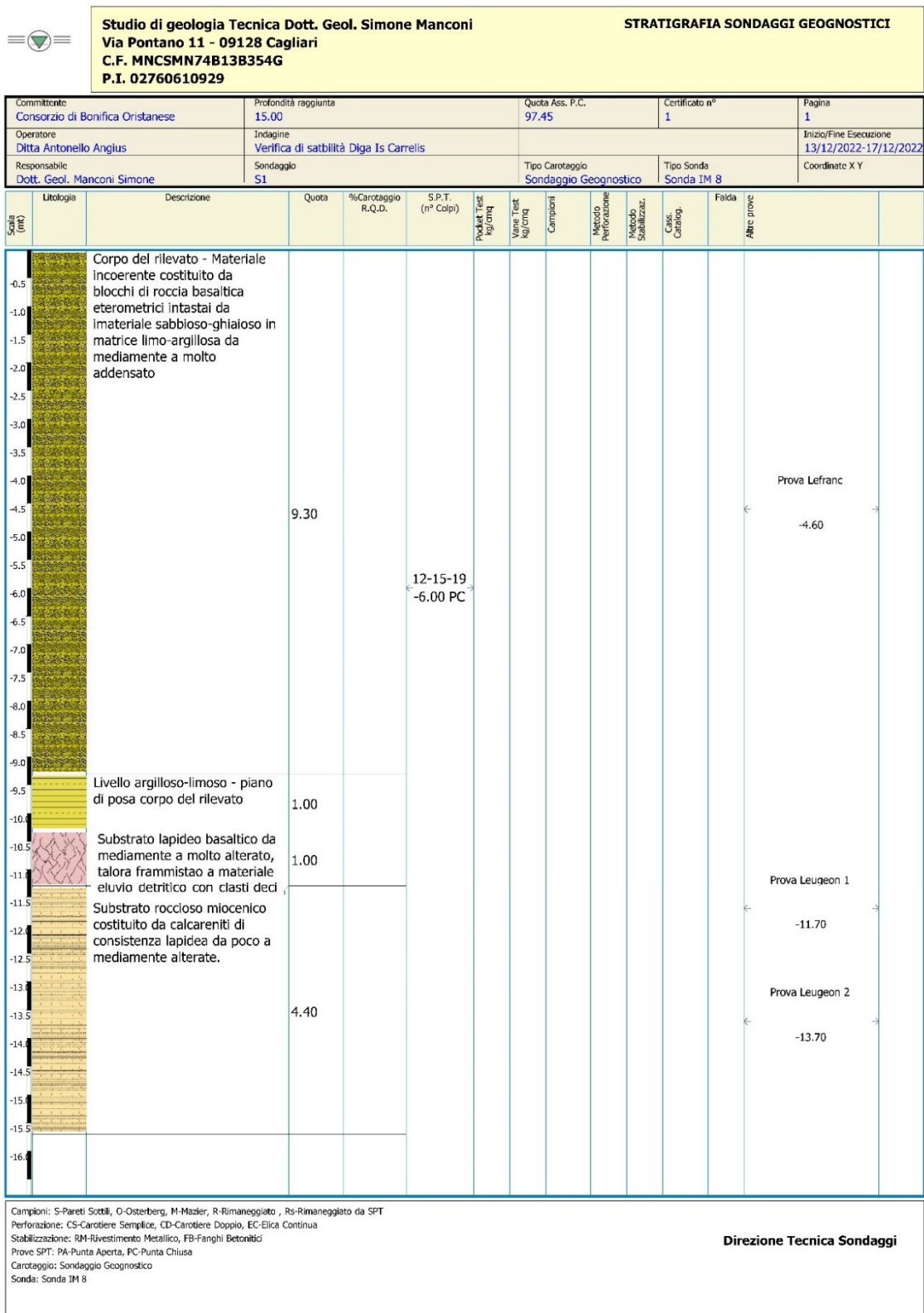


Fig.49: Colonna stratigrafica sondaggio geognostico S1



Fig.50: Cassetta catalogatrice sondaggio S1 (0.00 m – 5.00 m)



Fig.51: Cassetta catalogatrice sondaggio S1 (5.00 m – 10.00 m)



Fig.52: Cassetta catalogatrice sondaggio S1 (10.00 m – 15.70 m)

**CONFIGURAZIONE NELLO STATO ATTUALE E CON RIFERIMENTO ALLE NTC 2018 DELL'OPERA DENOMINATA
"SBARRAMENTO IS CARRELIS" IN AGRO DI MOGORO (OR)**

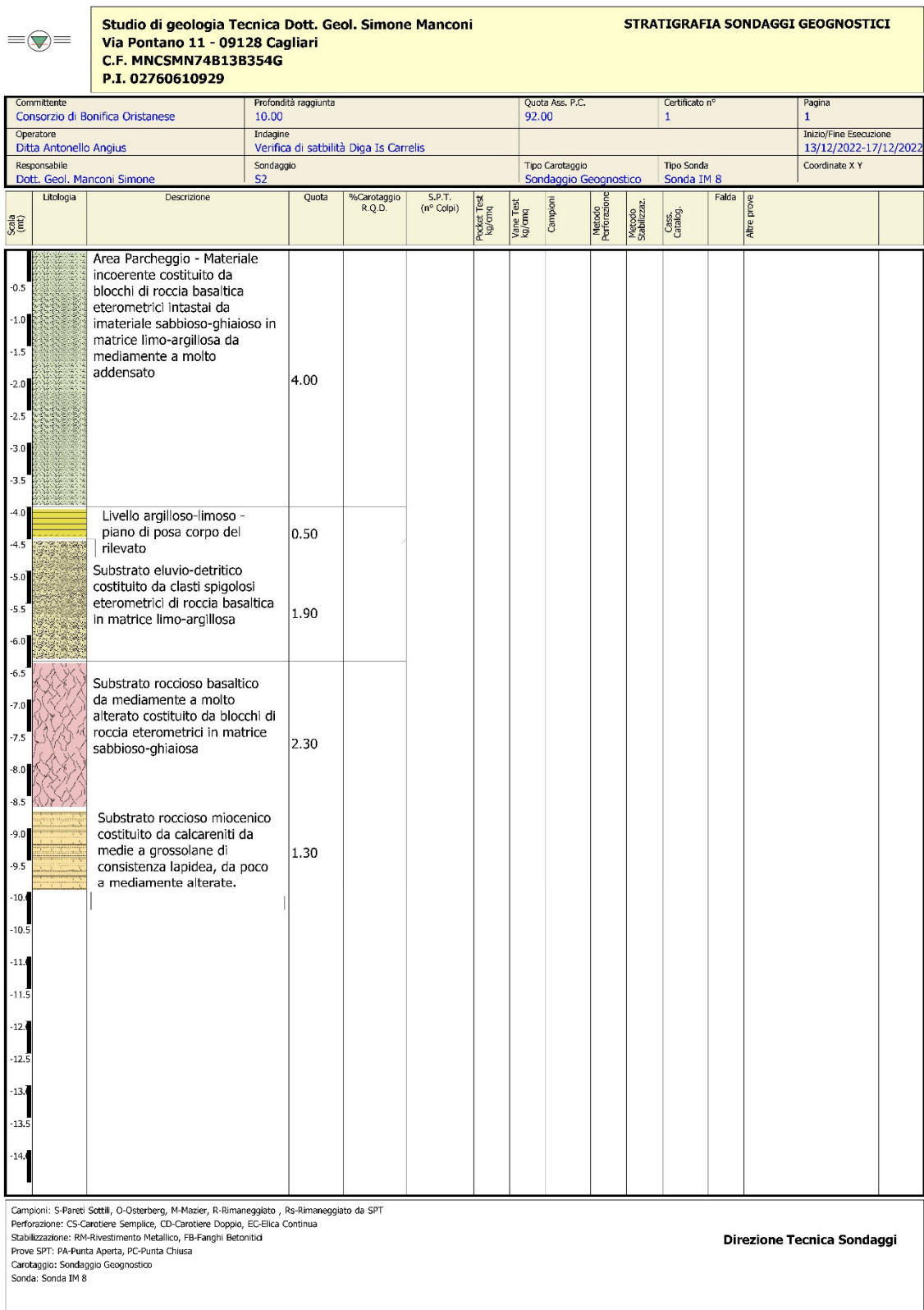


Fig.53: Colonna stratigrafica sondaggio geognostico S2



Fig.54: Cassetta catalogatrice sondaggio S2 (0.00 m – 5.00 m)



Fig.55: Cassetta catalogatrice sondaggio S2 (5.00 m – 10.00 m)



Fig.56: Ubicazione punto di sondaggio S1 – Coronamento diga Is Carrelis



Fig.57: Ubicazione punto di sondaggio S2 – Piede paramento di valle diga Is Carrelis

Complessivamente, per quanto è stato rilevato durante le indagini dirette, il corpo diga è costituito da un rilevato in materiale incoerente costituito da massi e blocchi di roccia basaltica intasati da sabbie

limose in matrice argillosa, avente uno spessore complessivo di circa 9.30 metri nel punto centrale con livelli marcatamente più plastici e saturi alle quote di – 9.30 – 10.30 dalla quota del coronamento.

9. Schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea – Prova Lugeon

In merito alla definizione delle condizioni di permeabilità dell'ammasso roccioso che costituisce il piano di sedime dell'area d'intervento, è stata eseguita una prova di permeabilità in foro a carico variabile (Prova Lugeon).

La prova Lugeon è una prova essenziale che consente di valutare l'attitudine di un ammasso roccioso a consentire la circolazione dell'acqua.



Fig. 58: Packer per esecuzione prova Lugeon

La prova è stata eseguita durante il corso della perforazione del sondaggio S1 e la procedura per la misura del coefficiente di permeabilità consiste nelle seguenti fasi:

- Pulizia del foro con lavaggio;
- Immissione del pistoncino (packer) fino al tetto della camera di prova;
- Dilatazione del pistoncino con aria in pressione ad una pressione sufficiente ad evitare perdite di acqua dalla camera;
- Realizzazione della prova mediante immissione di acqua all'interno della camera

La prova consiste nel misurare la portata di acqua iniettata nella camera in esame in almeno tre gradini di pressione in aumento (2.0 bar - 5.0 bar - 8.0 bar) e due gradini di pressione in diminuzione (5.0 bar e 3.0 bar) misurando la costanza della portata (espressa in litri) ogni 2 minuti.

Le prove Lugeon sono state eseguite in avanzamento della perforazione isolando la camera di prova realizzata con un pistoncino (packer singolo) espanso, attraverso una membrana gonfiabile con aria, contro le pareti del foro.

Per ogni prova è stato tracciato il grafico delle portate in funzione delle pressioni in camera di iniezione (bar).

La pressione (p) utilizzata è stata quella corretta secondo la formula:

$$P = P_m + \gamma_w \cdot h - p_c$$

dove:

P_m = pressione letta al manometro;

γ_w = densità dell'acqua;

h = distanza verticale tra il manometro ed il livello statico della falda;

p_c = perdita di carico del circuito.

Ciascun gradino di portata, in salita o in discesa, è stato mantenuto costante per almeno 10 minuti.

In funzione del grafico ottenuto è stato calcolato un parametro di assorbimento dell'acqua espresso in Unità Lugeon (U.L.) definita come portata di 1 litro al minuto iniettata ad una pressione di 1 MPa, per la durata di 10 minuti, in un tratto di foro di 1 m.

Nel caso di mezzo omogeneo ed uniforme (ad esempio roccia con fratture ravvicinate o molto ravvicinate), e se si realizza un moto laminare intorno al foro, il coefficiente di permeabilità può essere ricavato mediante la seguente equazione:

$$k = q/P_e \cdot \gamma_w/c \text{ (m s}^{-1}\text{)}$$

dove:

q = portata assorbita; (m³ s⁻¹)

P_e = pressione effettiva della cavità; (t m⁻²)

c = coefficiente di forma dato dall'espressione (m)

$$c = 2 \cdot \pi \cdot D \cdot ((L/D)^2 - 1)^{1/2} / \ln(L/D + (L/D)^2 - 1)^{1/2}$$

Dove:

D = diametro di prova (m)

L = Lunghezza del foro di prova (m)

Sulla base della prova effettuata è stato possibile pertanto classificare la permeabilità all'interno dell'ammasso roccioso basaltico e dell'ammasso roccioso miocenico calcarenitico che pur fratturato, costituisce il piano di appoggio del corpo diga.

Sulla base delle analisi effettuate, nel substrato roccioso basaltico, il coefficiente di permeabilità K della prima prova Leugeon risulta essere pari a $\cong 2.44 \cdot 10^{-6}$ m/sec, pertanto equivalente ad un indice di scarsa permeabilità, come riportato nella tabella sottostante.

La prova Leugeon eseguita sul substrato calcarenitico miocenico ha invece restituito un indice di permeabilità ancora più basso, pari a $3.99 \cdot 10^{-8}$ m/sec, tuttavia sempre entro il range della scarsa permeabilità, pertanto da giudicarsi idoneo per il tipo di opera ad esso collegata

Grado di permeabilità relativa	Coefficienti di permeabilità (m/s)
Alto	$K > 10^{-2}$
Medio	$10^{-2} > K > 10^{-4}$
Scarso	$10^{-4} > K > 10^{-9}$
Impermeabile	$10^{-9} > K$

10. Schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea – Prova Lefranc

La prova di permeabilità in sito tipo Lefranc è un'indagine diretta destinata a misurare la conducibilità idrica del terreno. A seconda della geometria realizzata in corrispondenza del tratto di foro prescelto e quindi della direzione del flusso che si instaura durante la prova, la permeabilità misurata sarà quella orizzontale (K_h), quella verticale (K_v) oppure una media tra le due ($K_h \cdot K_v$).

La prova consiste nella misurazione degli abbassamenti d'acqua facendo filtrare quest'ultima attraverso un tratto di foro predeterminato.

Questa prova è destinata ai terreni incoerenti e si svolge durante le fasi di avanzamento della perforazione, dopo aver saturato con acqua il terreno.

Nel caso di terreni a conducibilità idraulica non elevata come il caso delle argille, la prova si esegue a carico variabile. Per l'esecuzione della prova è necessario che le pareti del foro siano rivestite con tubo di rivestimento per tutto il tratto non interessato dalla prova.

Nel caso in esame, considerato che si intendeva misurare la conducibilità del corpo del rilevato, è stata eseguita una prova a carico variabile senza rivestimento, misurando gli abbassamenti in 15", 30", 1', 2', 4', 8', 15', 20', 30' dall'inizio dell'abbassamento fino all'esaurimento dello stesso.

Sulla base della prova effettuata è stato possibile pertanto classificare la permeabilità all'interno del corpo diga, costruito in materiale incoerente.

Sulla base delle analisi effettuate, il coefficiente di permeabilità K risulta essere pari a $\cong 1.62 \cdot 10^{-3}$ m/sec, pertanto equivalente ad un indice di buona conducibilità idraulica, il che conferma la presenza di materiale incoerente costituito da sabbie debolmente limose con ghiaia, ciottoli e blocchi.

Pertanto, considerato il valore molto alto di conducibilità idraulica, si è resa necessaria la posa in opera di un rivestimento plastico in PVC protetto da specchiature in CLS nella parte del paramento di monte (con tro acqua) grazie al quale la diga si presenta senza fenomeni di filtrazione all'interno del corpo del rilevato arginale.

11. Analisi geotecnica del sito – Analisi di laboratorio

A completamento delle indagini in sito sono state eseguite diverse prove di laboratorio: due prove di taglio diretto per la determinazione dell'angolo di attrito interno di picco (ϕ) così come del valore di coesione di picco (c), due classificazioni delle terre costituenti il corpo del rilevato, un point load sui materiali lapidei costituenti lo strato di sedime della diga e un peso di volume ai fini della determinazione del peso specifico del campione.

Vengono di seguito illustrati i rapporti di prova delle indagini di laboratorio sopracitate.



CONFIGURAZIONE NELLO STATO ATTUALE E CON RIFERIMENTO ALLE NTC 2018 DELL'OPERA DENOMINATA
"SBARRAMENTO IS CARRELIS" IN AGRO DI MOGORO (OR)

soiltech s.n.c.
geologia e geotecnica

Dott. Geol. Paolo Caula - Dott. Geol. Ignazio Dessì

Via Parini, 71a/b - 09045 Quartu Sant'Elena (CA)

Tel. 070862381 - Fax 0704512057 - Cell. P. Caula 3477167780 L. Dessì 3687853386

DOCUMENTO DI PROVA

Data inizio prova:	09-gen-23	Rif. laboratorio:	13875/23
Committente: Dott. Geol. Simone Manconi			
Cantiere: Verifica statica diga di "Is Carrellis" Comune di Mogoro			
Data del campionamento:	12-dic-22	Ubicazione sondaggio:	S1
Sigla del campione:	C1	Profondità prelievo dal p.c. (mt):	3,80 - 4,80

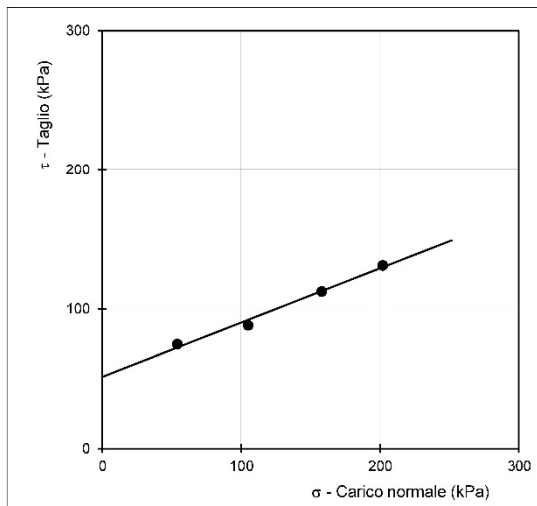
PROVA DI TAGLIO DIRETTO Apparecchio di Casagrande

Descrizione sintetica del provino:	Materiale a forte componente limo argillosa con ghiaia e sabbia		
Caratteristiche della prova:	CD su provini ricostituiti per rimozione degli elementi di diametro superiore a 5 mm		
Dimensioni della cella (mm):	L 60,00	H 30,00	Velocità di esecuzione (mm/min): 0,050

Caratteristiche del provino	Provino n°	1	2	3	4
Contenuto d'acqua iniziale	%	21,2			
Peso di volume	g/cm ³	2,053	2,053	2,053	2,053
Determinazioni della prova	Carico kPa	54,00	105,00	158,00	202,00
Tempo di consolidazione	ore	24			
Resistenza massima al taglio	kPa	74,78	88,41	112,54	131,19

Angolo d'attrito: **21,23**

Coesione: kPa **51,3**



Quartu Sant'Elena, 11 gennaio 2023

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Ignazio Dessì

Fig. 59: Rapporto di prova – Prova di taglio diretto (Campione C1 – sondaggio S1)

soiltech s.n.c.
geologia e geotecnica

Dott. Geol. Paolo Caula - Dott. Geol. Ignazio Dessi

Via Parini, 71a/b - 09045 Quartu Sant'Elena (CA)

Tel. 070862381 - Fax 0704512057 - Cell. P.Caula 3477167780 L.Dessi 3687853386

DOCUMENTO DI PROVA

Data inizio prova:	11-gen-23	Rif. laboratorio:	13878/23
Committente: Dott. Geol. Simone Manconi			
Cantiere: Verifica statica diga di "Is Carrellis" Comune di Mogoro			
Data del campionamento:	12-dic-22	Ubicazione sondaggio:	S1
Sigla del campione:	C2	Profondità prelievo dal p.c. (mt):	5,00 - 5,80

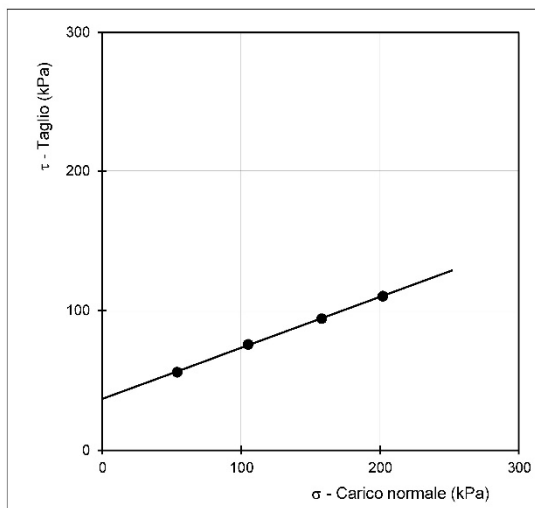
PROVA DI TAGLIO DIRETTO Apparecchio di Casagrande

Descrizione sintetica del provino:	Materiale a forte componente limo argillosa con ghiaia e sabbia		
Caratteristiche della prova:	CD su provini ricostituiti per rimozione degli elementi di diametro superiore a 5 mm		
Dimensioni della cella (mm):	L 60,00	H 30,00	Velocità di esecuzione (mm/min): 0,050

Caratteristiche del provino	Provino n°	1	2	3	4
Contenuto d'acqua iniziale	%			25,5	
Peso di volume	g/cmc	2,006	2,006	2,006	2,006
Determinazioni della prova	Carico kPa	54,00	105,00	158,00	202,00
Tempo di consolidazione	ore		24		
Resistenza massima al taglio	kPa	56,01	75,85	94,13	110,31

Angolo d'attrito: 20,03

Coesione: kPa 36,8



Quartu Sant'Elena, 13 gennaio 2023

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Ignazio Dessi

Fig. 60: Rapporto di prova – Prova di taglio diretto (Campione C2 – sondaggio S1)

soiltech s.n.c.
geologia e geotecnica

Dott. Geol. Paolo Caula - Dott. Geol. Ignazio Dessì

Via Parini, 71a/b - 09045 Quartu Sant'Elena (CA)

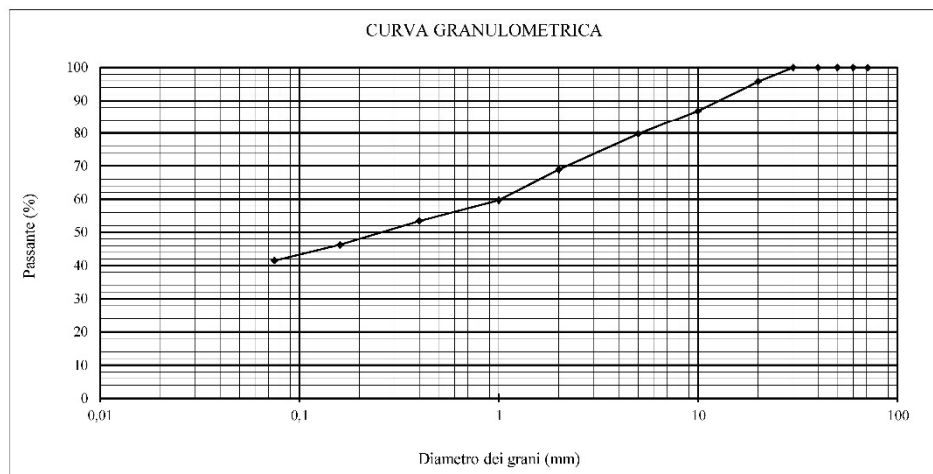
Tel. 070862381 - Fax 070/4512057 - Cell. P. Caula 3477167780 L. Dessì 3687853386

CERTIFICATO DI PROVA

Data inizio prove:	09-gen-23	Rif. laboratorio:	13874/23
COMMITTENTE: Dott. Geol. Simone Manconi	CANTIERE: Verifica statica diga di "Is Carrellis" Comune di Mogoro		
Data del campionamento:	12-dic-22	Ubicazione sondaggio:	S1
Sigla del campione:	C1	Profondità prelievo m. p.c.:	3,80 - 4,80

ANALISI GRANULOMETRICA - LIMITI DI ATTERBERG - CLASSIFICAZIONE ASTM D421 D422 D2217 - ASTM 4318 - CNR UNI 10006 - CNR UNI 10008

Analisi granulometrica eseguita per setacciatura (via umida) "a" e per sedimentazione "b"				Umidità:	%	21,2
				Peso netto essicato:	g	923,1
				Rapporto 0,075/0,4		0,78
				Limite liquido:	%	37
				Limite plastico:	%	19
				Indice plastico:	%	18
				Contenuto in ghiaia:	%	31,1
				Contenuto in sabbia:	%	27,4
				Contenuto in limo e argilla:	%	41,5
				CLASSIFICAZIONE CNR UNI:		A-6
				Descrizione tecnica del campione (Racc. AGI):	Argilla con ghiaia e sabbia	



Quartu Sant'Elena, 13 gennaio 2023

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Ignazio Dessì

Fig. 61: Rapporto di prova – Classificazione delle terre (Campione C1 – sondaggio S1)

soiltech s.n.c.
geologia e geotecnica

Dott. Geol. Paolo Caula - Dott. Geol. Ignazio Dessì

Via Parini, 71a/b - 09045 Quartu Sant'Elena (CA)

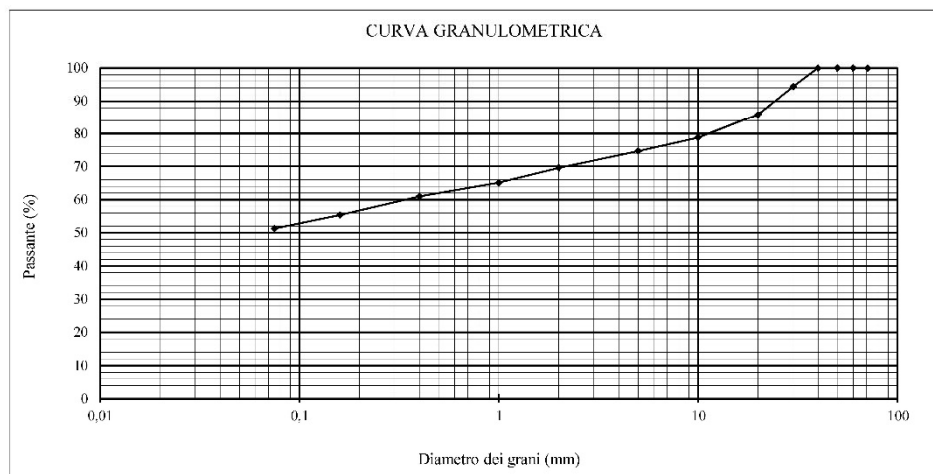
Tel. 070862381 - Fax 070/4512057 - Cell. P. Caula 3477167780 L. Dessì 3687853386

CERTIFICATO DI PROVA

Data inizio prove:	09-gen-23	Rif. laboratorio:	13877/23
COMMITTENTE: Dott. Geol. Simone Manconi	CANTIERE: Verifica statica diga di "Is Carrelis" Comune di Mogoro		
Data del campionamento:	12-dic-22	Ubicazione sondaggio:	S1
Sigla del campione:	C2	Profondità prelievo m. p.c.:	5,00 - 5,80

ANALISI GRANULOMETRICA - LIMITI DI ATTERBERG - CLASSIFICAZIONE ASTM D421 D422 D2217 - ASTM 4318 - CNR UNI 10006 - CNR UNI 10008

Analisi granulometrica eseguita per setacciatura (via umida) "a" e per sedimentazione "b"				Umidità:	%	25,5
				Peso netto essicato:	g	968,9
				Rapporto 0,075/0,4		0,84
				Limite liquido:	%	44
				Limite plastico:	%	20
				Indice plastico:	%	24
				Contenuto in ghiaia:	%	30,4
				Contenuto in sabbia:	%	18,3
				Contenuto in limo e argilla:	%	51,3
				CLASSIFICAZIONE CNR UNI:		A7-6
				Descrizione tecnica del campione (Racc. AGI):	Argilla con ghiaia e sabbia	



Quartu Sant'Elena, 13 gennaio 2023

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Ignazio Dessì

Fig. 62: Rapporto di prova – Classificazione delle terre (Campione C2 – sondaggio S1)

soiltech s.n.c.
geologia e geotecnica

Dott. Geol. Paolo Caula - Dott. Geol. Ignazio Dessì

*Prove e analisi dei materiali da costruzione
Prove e indagini in sito - Assistenza cantiere
Installazione strumenti di monitoraggio geotecnico
Caratterizzazione dei terreni di fondazione
Cave e discariche - Geologia ambientale*

*Via Parini, 71a/b - 09045 Quartu Sant'Elena (CA)
Tel. 070/862381 - Fax 070/4512057
Cell. P. Caula 347/7167780 - I. Dessì 368/7853386
E-mail: soiltech@iscali.it - sito web: www.soiltechgeologia.com
Partita IVA 03018780928 - Iscrizione Camera di Commercio: REA 240223*

DOCUMENTO DI PROVA

Data inizio prove:	09-gen-23	Rif. laboratorio:	13879/23
COMMITTENTE: Dott. Geol. Simone Manconi			
CANTIERE: Verifica statica diga di "Is Carrellis" Comune di Mogoro			
Data del campionamento:	12-dic-22	Ubicazione sondaggio:	S1
Sigla del campione:	C3	Profondità prelievo m. p.c.:	14,40 - 15,00
Descrizione del campione:	Materiale litoide di origine sedimentaria		

DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA

Normative CNR - metodo con paraffina

Provino	A	B	C	
Condizioni del provino	Carota	Carota	Carota	
Peso del provino in aria	g	383,8	378,3	306,7
Peso del provino con paraffina	g	390,7	385,1	313,3
Peso di volume della paraffina	g/cmc	0,9	0,9	0,9
Tara del cestello	g	308,2	308,2	308,2
Peso idrostatico	g	526,6	530,3	488,9
Densità dell'acqua	g/cmc	0,99853	0,99853	0,99853
Peso di volume	g/cmc	2,328	2,430	2,445
Peso di volume (media)	g/cmc	2,401		

Quartu Sant'Elena, 10 gennaio 2023



Fig. 63: Rapporto di prova – Classificazione delle terre (Campione C3 – sondaggio S1)

soiltech s.n.c.
geologia e geotecnica

Dott. Geol. Paolo Caula - Dott. Geol. Ignazio Dessì

Prove e analisi dei materiali da costruzione
Prove e indagini in situ - Assistenza cantiere
Installazione strumenti di monitoraggio geotecnico
Caratterizzazione dei terreni di fondazione
Cave e discariche - Geologia ambientale

Via Parini, 71a/b - 09045 Quartu Sant'Elena (CA)
Tel. 070/862381 - Fax 070/4512057
Cell. P. Caula 347/7167780 - I. Dessì 368/7833386
E-mail soiltech@fiscali.it - sito web www.soiltechgeologia.com
Partita IVA 03018780928 - Iscrizione Camera di Commercio: RFA 240223

DOCUMENTO DI PROVA

Data inizio prove:	09-gen-23	Rif. laboratorio:	13876/23
COMMITTENTE: Dott. Geol. Simone Manconi			
CANTIERE: Verifica statica diga di "Us Carrellis" Comune di Mogoro			
Data del campionamento:	12-dic-23	Ubicazione sondaggio:	S1
Sigla del campione:	C3	Profondità prelievo m. p.c.:	14,40 - 15,00
Descrizione del provino:	Materiale litoide di origine sedimentaria		

POINT LOAD TEST

ASTM D 5731-05

W mm	D o D1 mm	A	De ² mmq	Is	P kN	De	F	Is50	Resistenza monoass. C Re (MPa)	
76	35	2660	3388,54	2,95	10,00	58,2	1,1	3,160125	19	60,04
76	55	4180	5324,84	1,39	7,40	73,0	1,2	1,647432	24	39,54
76	45	3420	4356,69	2,79	12,17	66,0	1,1	3,165249	21	66,47
76	45	3420	4356,69	2,22	9,66	66,0	1,1	2,512432	21	52,76
76	45	3420	4356,69	2,96	12,88	66,0	1,1	3,34991	21	70,35
76	45	3420	4356,69	3,13	13,65	66,0	1,1	3,550176	21	74,55
76	40	3040	3872,61	2,92	11,30	62,2	1,1	3,219874	21	67,62
76	35	2660	3388,54	3,19	10,82	58,2	1,1	3,419255	19	64,97
76	35	2660	3388,54	2,41	8,17	58,2	1,1	2,581822	19	49,05
76	45	3420	4356,69	0,00	7,83	66,0	1,1	2,036475	21	42,77

Provini analizzati	Is ₅₀	Stima della resistenza a compressione monoassiale (MPa)	Corrispondenti a Kg/cmq
10	2,998	61,05	622,53

N.B. Sono stati esclusi dai calcoli i due valori più alti e i due valori più bassi (in rosso)

Classe della roccia analizzata : roccia di resistenza media

Quartu Sant'Elena 10 gennaio 2023



Fig. 64: Rapporto di prova – Point Load Test (Campione C3 – sondaggio S1)

12. Analisi geotecnica del sito – Analisi dei parametri sismici del sito

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto della sicurezza nei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito.

In assenza di specifici studi sismotettonici e di pericolosità sismica, si fa riferimento a quanto definito nelle NTC. Le azioni sono definite in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR, come definiti nelle NTC.

Le norme consentono l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito, nei limiti e con le prescrizioni di cui alle stesse NTC.

Per le dighe ubicate in aree per le quali l'azione sismica di progetto per un $TR = 475$ anni deve essere riferita ad un valore $a_g > 0.15 g$ (come definito nelle NTC), è necessario lo studio sismotettonico del sito, da cui fare derivare l'azione sismica di progetto, i cui effetti non devono comunque risultare meno gravosi di quelli corrispondenti all'azione sismica definita nelle NTC, relativamente a sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Il periodo di riferimento, VR, per l'azione sismica è definito in funzione della vita nominale, VN, e del coefficiente d'uso, CU, dalla relazione:

$$V_r = V_n \cdot C_u$$

Per quanto concerne la classe d'uso, vengono dette "*Dighe di dimensioni contenute*": le dighe che non superano i 15 metri di altezza e che determinano un volume di invaso non superiore a 1.000.000 di metri cubi, "*grandi dighe*": le dighe che superano i 15 metri di altezza o che determinano un volume di invaso superiore a 1.000.000 di metri cubi.

Ai fini della determinazione del periodo di riferimento per l'azione sismica si definiscono:

- A. "*Dighe di importanza strategica*" o "*strategiche*", le dighe la cui funzionalità durante e a seguito di eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile: le dighe così classificate in base ai Decreti del Dipartimento della protezione civile; le dighe così classificate in base a regolamenti regionali; per queste ultime, in assenza di specifica individuazione o classificazione si definiscono strategiche le dighe che realizzano serbatoi a prevalente utilizzazione idroelettrica o potabile;
- B. "*Dighe rilevanti per le conseguenze di un eventuale collasso*": tutte le grandi dighe; le dighe così classificate in base a regolamenti regionali;
- C. "*Dighe di importanza normale*": tutte le dighe non appartenenti alle fattispecie A e B (si tratta solo di dighe di dimensioni contenute).

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa che contiene i valori della vita nominale e dei coefficienti d'uso da adottare nelle verifiche, come definiti nelle NTC.

Dighe:	V_N (anni)		C_U	V_R (anni)	
strategiche	≥ 100		2,0	200	
rilevanti	$\geq 50^{(1)}$	$\geq 100^{(2)}$	1,5	$75^{(1)}$	$150^{(2)}$
Imp. normale	≥ 50		1	50	

⁽¹⁾ dighe di dimensioni contenute

⁽²⁾ grandi dighe

Fig. 65: Tabella C2 – D.M. 26.06.2014

I periodi di ritorno, possono pertanto essere così rappresentati:

Dighe:	V_R (anni)
strategiche	200
rilevanti	$75^{(1)}$ $150^{(2)}$
Imp. normale	50

⁽¹⁾ dighe di dimensioni contenute

⁽²⁾ grandi dighe

Fig. 66: Tabella C3 – D.M. 26.06.2014

Facendo riferimento alle prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} definite dalle cogenti NTC, i periodi di ritorno dell'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite precedentemente indicati possono essere così rappresentate:

Dighe:	SLO $P_{VR} (\%)=81$		SLD $P_{VR} (\%)=63$		SLV $P_{VR} (\%)=10$		SLC $P_{VR} (\%)=5$	
Strategiche	120		200		1900		2475	
Rilevanti	$45^{(1)}$	$90^{(2)}$	$75^{(1)}$	$150^{(2)}$	$710^{(1)}$	$1425^{(2)}$	$1460^{(1)}$	$2475^{(2)}$
Imp. normale	30		50		475		975	

⁽¹⁾ dighe di dimensioni contenute

⁽²⁾ grandi dighe

Fig. 67: Tabella C4 – D.M. 26.06.2014

Trattandosi di un sito che ricade in zona sismica 4 (la Sardegna attualmente è considerata un territorio a basso grado di sismicità), relativamente a quanto disciplinato dalle Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC 2018), si è provveduto alla determinazione dei parametri sismici in

considerazione del fatto che la struttura in oggetto ricade in **classe di utilizzo II (Diga di importanza normale)**, la cui definizione fa riferimento a:

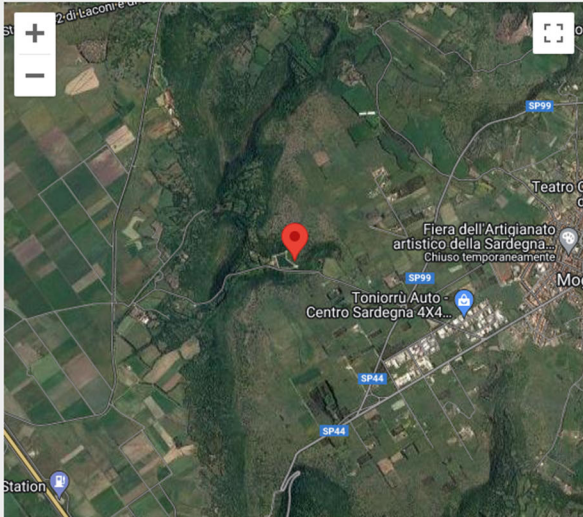
"Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti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

Pertanto, data la vita nominale di progetto $V_R = 50$ Anni (Dighe di importanza normale) e una classe d'uso $CU=II$, il periodo di riferimento per l'azione sismica sarà:

$$V_r = V_n \cdot C_u$$

$$V_r = 50 \text{ Anni} \cdot 1.0 = 50 \text{ Anni}$$

La norma stabilisce che in assenza di azione sismica è sufficiente prendere in considerazione un solo stato limite di esercizio (SLE), coincidente con SLD e un solo stato limite ultimo (SLU), coincidente con SLV. Per le dighe non strategiche, in presenza di azioni sismiche, può essere omessa la verifica allo stato limite di immediata Operatività (SLO).



VITA NOMINALE: (anni)

CLASSE DI UTILIZZO:

VITA DI RIFERIMENTO:

SPETTRO:

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: %

PERIODO DI RITORNO: (anni)

LATITUDINE:

LONGITUDINE:

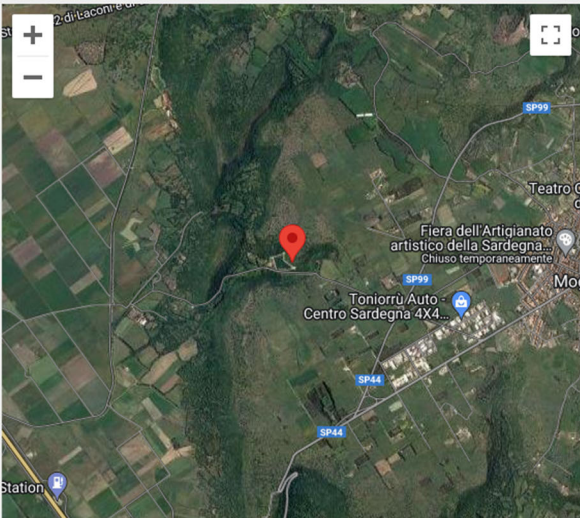
RISULTATI:

AG/G:	F0:	TC:
0.0235	2.67	0.3

Fig. 68: Tabella parametri sismici SLD per il Sito d'indagine

▪ Regione	R =	Sardegna
▪ Comune	C =	Mogoro
▪ Zona Sismica	Zs =	4

▪ Spettro Sismico		SLD
▪ Vita nominale	Vn =	50 anni
▪ Vita di riferimento	VR =	50 anni
▪ Classe di utilizzo	Cu =	II
▪ Tempo di ritorno	Tr =	50 anni
▪ Latitudine	N =	39.68349
▪ Longitudine	E =	8.70598
▪ Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock,		ag/g = 0.0235
▪ Fattore di amplificazione spettrale massima		FO= 2.67
▪ Periodo corrispondente all'inizio del tratto a Vcost.		TC = 0,30



VITA NOMINALE:
50 (anni)

VITA DI RIFERIMENTO:
50

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO:
10 %

LATITUDINE:
39.68349

CLASSE DI UTILIZZO:
Classe II

SPETTRO:
SLV 10%

PERIODO DI RITORNO:
475 (anni)

LONGITUDINE:
8.75098

RISULTATI:

AG/G:	FO:	TC:
0.05	2.88	0.34

Fig. 69: Tabella parametri sismici SL per il Sito d'indagine

▪ Regione	R =	Sardegna
▪ Comune	C =	Mogoro
▪ Zona Sismica	Zs =	4
▪ Spettro Sismico		SLV
▪ Vita nominale	Vn =	50 anni
▪ Vita di riferimento	VR =	50 anni
▪ Classe di utilizzo	Cu =	II
▪ Tempo di ritorno	Tr =	475 anni

▪ Latitudine	N =	39.68349
▪ Longitudine	E =	8.70598
▪ Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock,		ag/g = 0.05
▪ Fattore di amplificazione spettrale massima		FO= 2.88
▪ Periodo corrispondente all'inizio del tratto a Vcost.		TC = 0,34

Per quanto concerne l'analisi geotecnica del sottosuolo, nel paragrafo successivo si avrà modo di analizzare nel dettaglio lo stato deformativo del sottosuolo.

In particolare verrà eseguita la verifica di sicurezza della diga e in base al quadro di riferimento progettuale verrà eseguita un'analisi di stabilità del rilevato arginale in condizioni statiche e dinamiche considerando l'accelerazione sismica attesa per il sito.

13. Analisi geotecnica del sito - Verifiche di sicurezza Diga Is Carrelis

Nell'ambito dell'analisi geotecnica dell'invaso, in riferimento a quanto stabilito dal D.M. 26.06.2014 (Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta). e dal D.M. 17.01.2018 (Norme Tecniche per le costruzioni) sono state eseguite le verifiche di stabilità del rilevato arginale dell'invaso di Is Carrelis. Per la verifica di sicurezza sono stati utilizzati diversi software specifici dedicati (EDS *Geostru*, SLOPE *Gestru*, LOADCAP *Geostru*).

Relativamente a quanto stabilito dal punto C.6 del D.M. 26.06.2014, la valutazione della sicurezza dei serbatoi deve essere effettuata con riferimento alle seguenti condizioni caratteristiche:

1. normale funzionamento;
2. danni riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
3. danni non riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
4. danni che determinano il rilascio incontrollato di acqua, o comunque rischio di perdite di vite umane;
5. collasso della struttura.

L'uscita o l'entrata nelle varie condizioni caratteristiche definiscono quattro stati limite, due di esercizio (Stato Limite di immediata Operatività, SLO, e Stato Limite di danno, SLD) e due ultimi (Stato Limite di Salvaguardia della Vita, SLV, e Stato Limite di Collasso, SLC).

In particolare, la norma specifica che:

- Lo stato limite SLO è definito dall'uscita dalla condizione 1;
- Lo stato limite SLD è definito dal passaggio dalla condizione 2 alla condizione 3;
- Lo stato limite SLV è definito dal raggiungimento della condizione 4;

- Lo stato limite SLC è definito dal raggiungimento della condizione 5.

In particolare, la norma stabilisce che *"In assenza di azione sismica è sufficiente prendere in considerazione un solo stato limite di esercizio (SLE), coincidente con SLD e un solo stato limite ultimo (SLU), coincidente con SLV"*. Per le dighe non strategiche, in presenza di azioni sismiche, può essere omessa la verifica allo stato limite di immediata Operatività (SLO).

Ogni componente del serbatoio, critico ai fini della sicurezza, deve essere preso in considerazione nei riguardi di ciascun stato limite.

In linea generale, la norma impone che debbano essere prese in considerazione almeno le seguenti situazioni, corrispondenti al raggiungimento di stati limite ultimi con perdita non controllata dell'acqua invasata:

1. instabilità del corpo diga e dei terreni o ammassi rocciosi di imposta;
2. instabilità per scorrimento, anche parziale, del corpo diga o meccanismi di rottura locali;
3. rottura per erosione interna; fessurazioni nel corpo diga, nei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, negli elementi di tenuta o nelle superfici di contatto manufatto-terreno, tali da provocare una filtrazione incontrollata;
4. deformazioni del corpo diga e/o dei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, tali da provocare danni strutturali allo sbarramento o la tracimazione;
5. instabilità dei pendii che possano provocare la tracimazione della diga o danni strutturali;
6. rottura o danno degli organi di scarico e in generale delle opere accessorie, che impediscano il deflusso controllato dal serbatoio;
7. condizione di piena che porti alla tracimazione del coronamento con conseguenti danni gravi fino alla possibilità di collasso dello sbarramento.

Gli stati limite di esercizio saranno precisati in progetto, nelle particolari situazioni, con stretto riferimento alle prestazioni richieste dall'opera e saranno oggetto di specifiche analisi per dimostrare che le soluzioni progettuali sono studiate in modo da contenerne gli effetti entro limiti ammissibili.

A riguardo, la norma stabilisce che l'ammissibilità sarà fissata dal progettista, secondo il tipo di opera nelle differenti situazioni progettuali, in termini di sforzi, spostamenti, gradienti piezometrici, portate filtranti, stato di fessurazione nel corpo diga, nei terreni ed in corrispondenza dei principali contatti tra materiali diversi.

Saranno considerati altresì i possibili effetti reversibili e irreversibili delle temute anomalie sul funzionamento degli scarichi e dei sistemi di misura e controllo, anche in presenza di frane ed interrimento.

In particolare, i principali stati limite di esercizio da considerare sono

1. eccesso di tensioni o deformazioni del corpo diga e/o nei terreni di fondazione;
2. danneggiamento degli organi di scarico superficiali o profondi;
3. danneggiamento delle opere di derivazione;
4. danneggiamento dei sistemi di misura e controllo.

Relativamente a quanto stabilito dal punto C.7 del D.M. 26.06.2014, le azioni da considerare nelle verifiche sono:

1. Il peso proprio;
2. La spinta idrostatica;
3. Le coazioni di origine termica e si ritiro
4. Le sottospinte
5. La spinta del ghiaccio
6. La spinta dovuta all'interrimento
7. L'azione sismica

Le azioni di progetto devono essere valutate come di seguito indicato e tra loro combinate con i criteri esposti al cap.C.8.

Nel caso in esame, trattandosi di uno sbarramento in materiali sciolti, le forze **destabilizzanti (Ed)** agenti sullo sbarramento possono essere così individuate:

- 1) **Peso proprio:** L'azione dovuta al peso proprio è data dal peso dello sbarramento e delle opere accessorie che gravano sulla diga medesima.
- 2) **Spinta Idrostatica:** La spinta idrostatica rappresenta l'azione destabilizzante principale. Essa agisce direttamente sul paramento di monte (Spinta Attiva) e deve essere valutata facendo riferimento alle situazioni progettuali indicate per le combinazioni delle azioni. La spinta idrostatica sul paramento a valle, sarà trascurata o corrisponderà alla condizione più sfavorevole.
- 3) **Coazioni di origine termica e da ritiro:** Come stabilito dalla norma quest'azione destabilizzante si applica alle dighe murarie conseguenti alle variazioni termiche ambientali, pertanto non si ritiene applicabile al caso in specie trattandosi di uno sbarramento realizzato in materiali sciolti.
- 4) **Sottospinte:** Le sottospinte idrauliche sono dovute alle pressioni interstiziali. Esse devono essere valutate, in corrispondenza delle discontinuità e in particolare di ogni altra superficie tracciata nel corpo diga e/o nel terreno di fondazione. Nel caso in esame, verrà eseguita una verifica dovuta alla sotto-spinta in corrispondenza della linea di saturazione. A riguardo,

verranno utilizzati i valori caratteristici indicati al cap. D.2.2. del D.M. 2014, secondo le combinazioni SLU e SLE.

- 5) **Spinta del ghiaccio:** Per le dighe realizzate in zone in cui è possibile la formazione sulla superficie del serbatoio di uno strato di ghiaccio con spessore superiore a 20 cm, deve essere considerata tra le azioni di progetto (Ed) la relativa spinta orizzontale, il cui valore caratteristico può essere assunto corrispondente alla pressione di 150 kPa, applicata sulla proiezione verticale della superficie di contatto tra ghiaccio e paramento della diga. Considerato che lo sbarramento risulta ubicato in una zona termica laddove non risulta possibile la formazione di lastre di ghiaccio aventi spessore di 20 cm, la verifica è da ritenersi non percorribile per il caso in specie.
- 6) **Spinta dovuta all'interrimento:** Il valore caratteristico della spinta dovuta all'interrimento è quello massimo stabilito in progetto in funzione del fenomeno del trasporto solido, del volume morto del serbatoio e del progetto di gestione dell'invaso e, comunque, nel rispetto della funzionalità degli organi di scarico e di presa.

Relativamente a quanto stabilito dal punto C.8 del D.M. 26.06.2014, le azioni di progetto devono essere combinate in modo da comprendere tutte le situazioni che possano ragionevolmente essere previste durante l'esecuzione e l'esercizio del serbatoio.

In particolare, la norma stabilisce che nelle verifiche, debbano essere considerate le seguenti situazioni:

1. in fase costruttiva
2. a termine costruzione e a serbatoio vuoto;
3. a serbatoio pieno con il livello alla massima regolazione e, quando sia significativo, anche a livelli intermedi;
4. a serbatoio pieno con il livello al massimo invaso;
5. a seguito di rapida vuotatura del serbatoio dal livello massimo di regolazione al livello di minimo invaso e quando sia significativo, anche a livelli intermedi;
6. in presenza di sisma, con il livello alla quota massima di regolazione e, quando sia significativo, anche a livelli intermedi, nonché a serbatoio vuoto.

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle vigenti NTC cui le seguenti espressioni fanno riferimento.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazioni fondamentali (esercizio normale - fase costruttiva - fine costruzione – rapida vuotatura (SLU)

$$(\gamma_{G1} \times G_1) + (\gamma_{G2} \times G_2) + (\gamma_{Q1} \times Q_{K1}) + (\gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{K2}) \dots$$

- Combinazione eccezionale (massimo invaso) (SLU)

$$G_1 + G_2 + A_d + (\psi_{21} \times Q_{K1}) + (\psi_{22} \times Q_{K2}) \dots$$

- Combinazione sismica (SLU e SLE)

$$E + G_1 + G_2 + (\psi_{21} \times Q_{K1}) + (\psi_{22} \times Q_{K2}) \dots$$

- Combinazione caratteristica rara (SLE irreversibili)

$$G_1 + G_2 + Q_{K1} + \psi_{02} \times Q_{K2} + \dots$$

- Combinazione caratteristica rara (SLE reversibili)

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \times Q_{K1} + \psi_{22} \times Q_{K2} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE per gli effetti a lungo termine)

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{K1} + \psi_{22} \times Q_{K2} + \dots$$

Nelle precedenti espressioni, si definiscono con il termine:

- Permanenti (G)*: le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo: peso proprio della diga; spinte dell'acqua; eventuali spinte degli interrimenti (G1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali, ove rilevanti (G2);
 - ritiro e viscosità.
- Variabili (Q)*: le azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - *di lunga durata*: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura, quali le coazioni di origine termica dovute alle variazioni di temperatura esterna;
 - *di breve durata*: agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura, quali le coazioni di origine termica determinate dallo sviluppo del calore di idratazione durante il processo di presa del calcestruzzo, la spinta del ghiaccio;
- eccezionali (A)*: le azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura ed in particolare l'incremento di spinta dell'acqua in condizioni di massimo invaso;

- d) *sismiche (E)*: azioni derivanti dai terremoti. Per la combinazione tra azioni sismiche nelle direzioni orizzontali (parallela al piano della sezione maestra della diga x e ad essa ortogonale e nella direzione verticale z si assumeranno i seguenti coefficienti di concomitanza:

direzione	x	y	z
coefficienti di concomitanza	1	0.3	0.3
	0.3	1	0.3
	0.3	0.3	1

Fig. 70: Tabella C5 – D.M. 26.06.2014

Le combinazioni di carico possono pertanto essere così definite:

<i>combinazione</i> <i>azioni</i>	fondamentale				eccezionale	sismica	
	fase costruttiva	fine costruzione o serbatoio vuoto	rapida vuotatura	esercizio normale	massima piena	SLE	SLU
peso proprio	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
spinta idrostatica				SI ⁽¹⁾	SI ⁽²⁾	SI ⁽¹⁾	SI ⁽¹⁾
sottospinta			SI	SI	SI	SI	SI
coazioni termiche e da ritiro	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
coazione da calore di idratazione	SI	SI					
spinta del ghiaccio				se applicabile			
spinta dell'interrimento				se applicabile	se applicabile	se applicabile	se applicabile
azione sismica						SI	SI

⁽¹⁾ quota massima regolazione e livelli inferiori nonché serbatoio vuoto

⁽²⁾ quota di massimo invaso

Fig. 71: Tabella C6 – D.M. 26.06.2014

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente le azioni variabili vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ di cui alla seguente tabella:

<i>azioni</i>	coefficienti di combinazione delle azioni variabili		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
coazione da calore di idratazione	0.6	0.6	0.5
coazioni da variazioni termiche esterne	0.6	0.6	0.5
spinta del ghiaccio	0.7	0.5	0.2

Fig. 72: Tabella C7 – D.M. 26.06.2014

Per ciascun stato limite calcolato (SLE + SLU), conformemente alle prescrizioni delle NTC, deve essere rispettata la condizione per cui le azioni di progetto (E_d) devono essere minori o al più uguali alla resistenza di progetto, secondo la nota formula:

$$E_d \leq R_d$$

Oppure:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.1.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni seguenti:

$$E_d = E \cdot \left[\gamma_f F_k; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_d \right]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \cdot \left[F_k; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_d \right]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \cdot \left[\gamma_f F_k; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle formule sopra riportate, rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto ad.

Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni con $\gamma_E = \gamma_F$.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi, nell'ambito della progettazione geotecnica si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2).

I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

APPROCCIO 1 (DA1)

Combinazione 1 (A1+M1+R1) (STR)

Combinazione 2 (A2+M2+R2) (GEO)

Le *Combinazioni* sono formate da gruppi di coefficienti parziali con:

A = Azioni y F

M = resistenza dei materiali (terreno) y M

R = Resistenza globale del sistema y R

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(a)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

-Tabella 6.2.I - coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni -

γ_{G1} = coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} = coefficiente parziale delle azioni variabili.

Per quanto concerne il valore della resistenza R_d può essere calcolato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva tabella e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

-Tabella 6.2.II - coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali. Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio γ_R un coefficiente parziale $\gamma_{tr} = 1,0$ (M1) e $\gamma_{tr} = 1,25$ (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

Le opere geotecniche devono anche essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche. Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Dove:

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tabella 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

-Tabella 6.2.III - coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti degli stati limite al sollevamento

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;

- b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

In tutti gli altri casi, devono essere valutati gli effetti delle forze di filtrazione e garantire gli adeguati livelli di sicurezza da prefissare e giustificare esplicitamente

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata obbligatoriamente secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.I - coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite di fondazioni superficiali

Attualmente le caratteristiche dell'invaso possono essere così rappresentate:

- Altezza dell'argine < 10 m;
- Volume dell'invaso < 1.000.000 m³

L'analisi di stabilità degli argini può essere eseguita dividendo il corpo del rilevato in due parti, una di monte ed una di valle, ed esaminandole separatamente.

La parte anteriore RMN è divisa dalla parte posteriore MNS da un ideale piano verticale passante avente per traccia la retta MN (Vedi Figura 72)

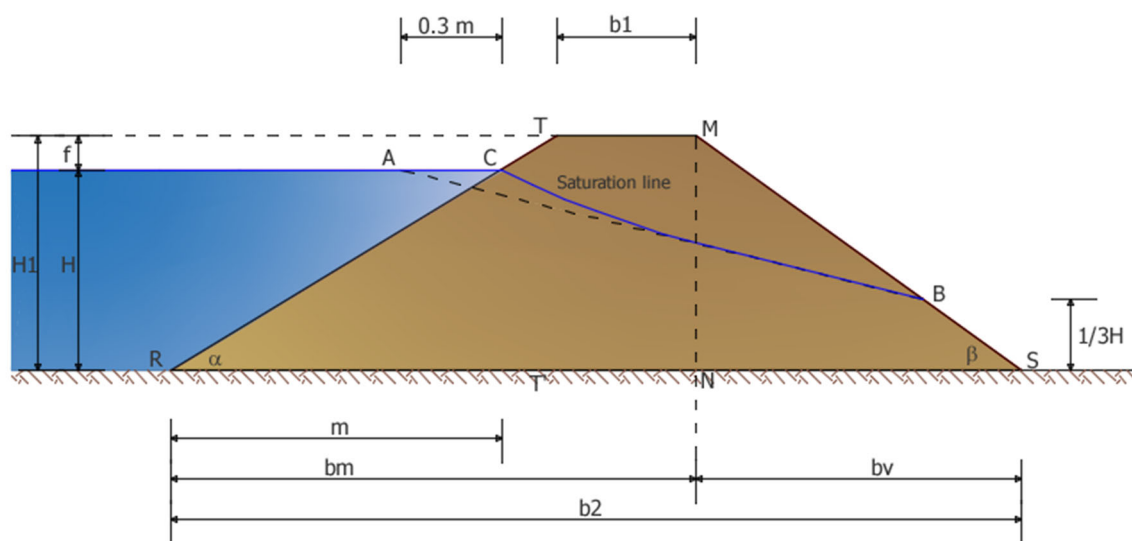


Fig. 73: Rappresentazione schematica del rilevato arginale

Si avranno così due problemi parziali che saranno risolti facendo riferimento all'unità di spessore dell'argine. La parte a valle MNS funziona da sostegno della parte a monte, la forza resistente si manifesta come uno sforzo di taglio che agisce lungo la sezione orizzontale di base.

La condizione di verifica viene espressa dalla relazione:

$$E \leq R$$

Dove con E si indica l'azione totale di progetto (sforzo di taglio) e con R la resistenza di progetto

L'analisi di stabilità deve essere necessariamente eseguita nelle seguenti condizioni:

- Serbatoio pieno
- Serbatoio vuoto
- Serbatoio rapidamente svuotato
- Verifica idraulica a sifonamento

Le caratteristiche generali dello sbarramento, ridefinite in funzione dei dati altimetrici possono essere così rappresentate nella condizione ex-ante:

▪ Latitudine N	39.6831
▪ Longitudine E	8.75106
▪ Altitudine	97.45 m slm (coronamento)
▪ Franco di sicurezza	1.00 m
▪ Inclinazione del paramento di monte	32°
▪ Inclinazione del paramento di valle	27°
▪ Larghezza del coronamento	9.30 m

Le caratteristiche generali dello sbarramento, nella condizione ex-post, possono essere così rappresentate:

▪ Latitudine N	39.6831
▪ Longitudine E	8.75106
▪ Altitudine	97.45 m slm (coronamento)
▪ Franco di sicurezza	1.50 m
▪ Inclinazione del paramento di monte	32°
▪ Inclinazione del paramento di valle	27°
▪ Larghezza del coronamento	9.30 m

Le caratteristiche geotecniche del corpo del rilevato possono essere così riassunte in riferimento ai dati desunti dalle prove di laboratorio:

▪ Peso unità di volume saturo	23.00 kN/mc
▪ Peso unità di volume asciutto	22.00 kN/mc
▪ Peso unità di volume acqua	10.00 kN/mc
▪ Angolo di resistenza al taglio di picco	21.23°
▪ Angolo di resistenza al taglio residuo	26.6°
▪ Coesione efficace di picco	51.30 kN/mq
▪ Coesione efficace residua	51.30 Kn/mq
▪ Coefficiente di permeabilità orizzontale e verticale (Prova Leugeon)	4*10 ⁻⁸ m/sec

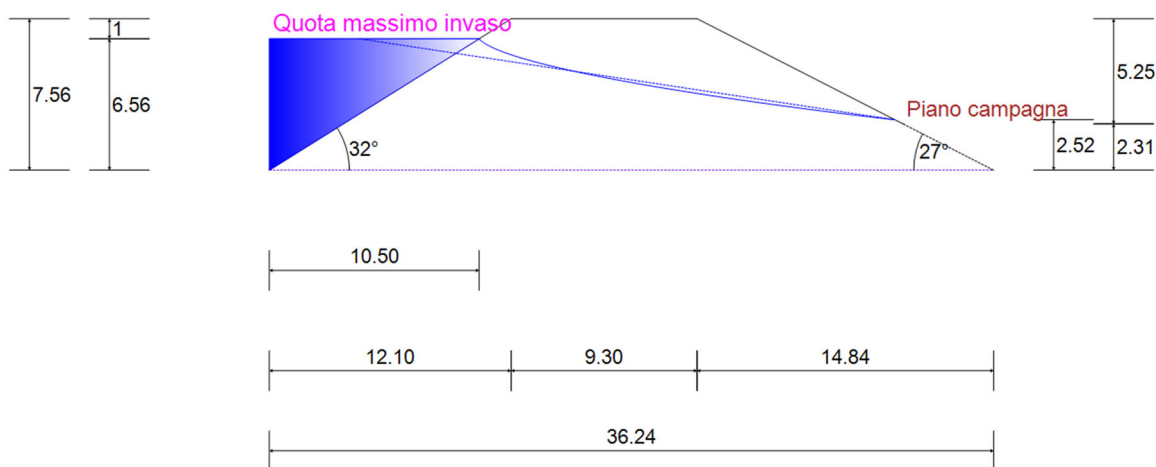


Fig. 74: Rappresentazione schematica del rilevato arginale – condizione ex-ante

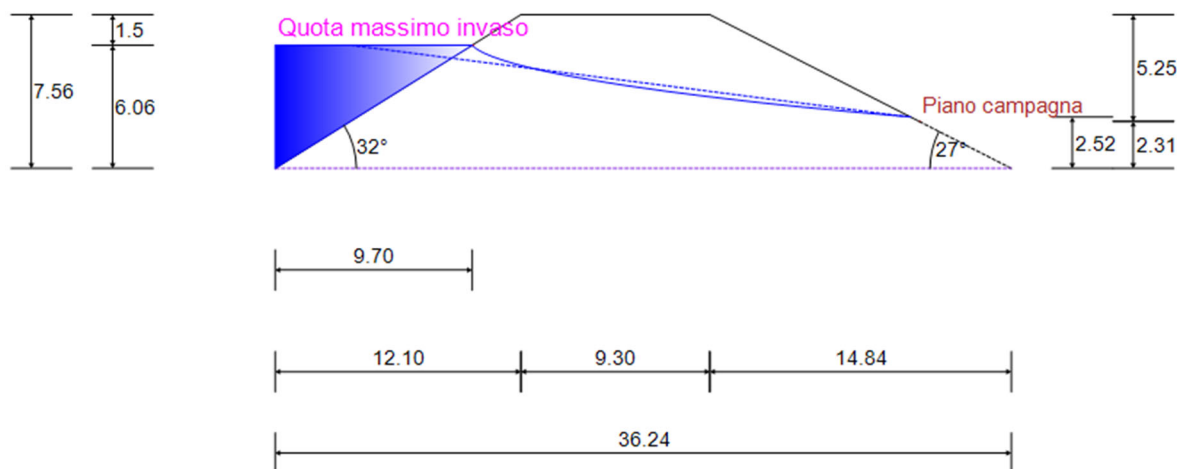


Fig. 75: Rappresentazione schematica del rilevato arginale – condizione ex-post

Relativamente alla spinta dovuta all'interrimento, si considera un carico uniformemente distribuito prodotto dall'arrivo di materiale argilloso ($\gamma=1.930 \text{ Kg/mc}$) su di una superficie inclinata considerando un'altezza di interrimento pari alla differenza tra la quota di minima regolazione (96.30 m.s.l.m.) e la quota del piano dell'invaso $\cong$ quota del piano di campagna (97.45 m.s.l.m.).

Angolo di resistenza al taglio materiale di interrimento (argille torbide)	= 0.00°
Peso unità di volume argille torbide	= 13 KN/m ³
Altezza interrimento (108.65-107.30)	= 1.15 m
Inclinazione paramento di monte rispetto a verticale	= 58°
Spinta attiva interrimento in condizioni statiche	= 38 KN/m

Relativamente alle condizioni di **serbatoio pieno**, l'azione di progetto può essere così rappresentata:

$$E = T_V = S + F_O + F_V + F_S + F_T$$

$$F_O = k_h \cdot W_{(RTMSR)}$$

$$F_V = k_v \cdot F_O$$

$$F_T = \frac{1}{2} \cdot \gamma_m \cdot H_I^2 \cdot K_A$$

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\gamma_m = \sqrt{\gamma_g \cdot \gamma_a} = \sqrt{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot \gamma_a}$$

Dove:

- S spinta idrostatica dell'acqua invasata
 F_O azione sismica orizzontale della massa strutturale
 F_V azione sismica verticale della massa strutturale
 F_S azione inerziale dell'acqua invasata (DM 26 giugno 2014)
 F_T spinta del terreno a monte della sezione MN,
 k_V coefficiente sismico verticale
 k_h coefficiente sismico orizzontale,
 W (RTMSR) volume del corpo del rilevato.
 g_w peso di volume dell'acqua invasata
 g_s peso di volume del terreno saturo
 g_a peso di volume del terreno asciutto
 H_1 altezza totale del rilevato
 H altezza della quota di massimo invaso

Relativamente alle condizioni di serbatoio pieno, la resistenza di progetto può essere così rappresentata:

$$R = P_V \cdot \tan \varphi = \gamma_s \cdot A_{(SMNS)} \cdot \tan \varphi + c' \cdot b_v$$

Dove

$A_{(SMNS)}$ area del terreno resistente di valle

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO A SERBATOIO PIENO (Ex-Ante)	
Azione sismica orizzontale della massa strutturale	31.59 kN/m
Azione sismica verticale della massa strutturale	0.12 kN/m
Azione inerziale dell'acqua invasata	1.74 kN/m
Spinta idrostatica dell'acqua invasata	215.17 kN/m
Spinta del terrapieno	226.32 kN/m
Spinta dovuta all'interrimento	38 kN/m
Totale delle forze agenti	512.94 kN/m
Azione Resistente	2690.80 kN/m
Fattore sicurezza a scorrimento	3.44

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO A SERBATOIO PIENO (Ex-Post)	
Azione sismica orizzontale della massa strutturale	30.22 kN/m

Azione sismica verticale della massa strutturale	0.12 kN/m
Azione inerziale dell'acqua invasata	1.61 kN/m
Spinta idrostatica dell'acqua invasata	183.62 kN/m
Spinta del terrapieno	226.32 kN/m
Spinta dovuta all'interrimento	38 kN/m
Totale delle forze agenti	479.89 kN/m
Azione Resistente	1763.39 kN/m
Fattore sicurezza a scorrimento	3.67

Come si evince dalla verifica di sicurezza dello sbarramento a serbatoio pieno è stato dimostrato come l'intervento di adeguamento del franco di sicurezza migliori, seppur molto sensibilmente il fattore di sicurezza a scorrimento ($3.67 > 3.44$).

Relativamente alle condizioni di serbatoio vuoto, l'azione di progetto può essere così rappresentata

$$E = T_m = F_o + F_v + F_T$$

$$F_T = \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot H_1^2 \cdot K_A$$

$$R_m = \gamma_a \cdot A_{(RTMNR)} \cdot \tan \varphi + c' \cdot b_m$$

$A_{(RTMNR)}$ area del terreno resistente di monte del rilevato

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO A SERBATOIO VUOTO (Ex-Ante)	
Azione sismica orizzontale della massa strutturale	30.22 kN/m
Azione sismica verticale della massa strutturale	0.12 kN/m
Spinta del terrapieno	294.42 kN/m
Spinta dovuta all'interrimento	38 kN/m
Totale delle forze agenti	362.76 kN/m
Azione Resistente	1489.25 kN/m
Fattore sicurezza a scorrimento	4.10

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO A SERBATOIO VUOTO (Ex-Post)	
Azione sismica orizzontale della massa strutturale	30.22 kN/m
Azione sismica verticale della massa strutturale	0.12 kN/m
Spinta del terrapieno	294.42 kN/m
Spinta dovuta all'interrimento	38 kN/m
Totale delle forze agenti	362.76 kN/m

Azione Resistente	1489.25 kN/m
Fattore sicurezza a scorrimento	4.10

Come si evince dalla verifica di sicurezza dello sbarramento a serbatoio pieno è stato dimostrato come il valore della verifica di sicurezza in condizione ex-ante (stato attuale) risulta essere identico al valore di sicurezza allo stato di verifica (ex-post).

Relativamente alle condizioni di serbatoio rapidamente svuotato, si considera a vantaggio della sicurezza la porzione di ammasso RTMNR. Lo sforzo totale di taglio T_m agente sulla base RN approssimativamente, assume il valore:

$$E = T_m = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H_1^2 \cdot K_A + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot H \right)^2 + k_h \cdot A_{(RTMNR)} \cdot \gamma_g \right]$$

La resistenza offerta dall'ammasso è:

$$R_m = \gamma_g \cdot A_{(RTMNR)} \cdot \tan \varphi + c' \cdot b_m$$

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO RAPIDAMENTE SVUOTATO (Ex-Ante)	
Totale delle forze agenti	415.47 kN/m
Azione Resistente	586.03 kN/m
Fattore sicurezza a scorrimento	1.41

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO RAPIDAMENTE SVUOTATO (Ex-post)	
Totale delle forze agenti	401.45 kN/m
Azione Resistente	586.03 kN/m
Fattore sicurezza a scorrimento	1.46

Come si evince dalla verifica di sicurezza dello sbarramento a serbatoio rapidamente svuotato è stato dimostrato come l'intervento di progetto avvantaggia ulteriormente il fattore di sicurezza a scorrimento ($1.46 > 1.41$).

Le verifiche idrauliche (verifica a sifonamento), viene effettuata utilizzando la relazione empirica di Bligh nella forma:

Dove:

$L_a = b^2$ sviluppo planimetrico del profilo di fondazione

$c_m =$ rapporto critico di trascinamento, dipende dalla natura del terreno.

La portata di filtrazione per unità di spessore d'argine può essere determinata dalla seguente espressione:

$$Q = \frac{4}{9} \cdot K \cdot \left(\frac{H^2}{L_f} \right)$$

$$K = \sqrt{k_v \cdot k_o}$$

$$L_f = (1.13H + 2f) \cdot \text{ctg}\beta + b_1$$

Dove:

H altezza della quota di massimo invaso

F franco

k_v permeabilità verticale

k_o permeabilità orizzontale

VERIFICA IDRAULICA A SIFONAMENTO (Ex-Ante)	
Portata di filtrazione	0.000063 mc/s
Lunghezza di filtrazione	27.77 m
Fattore sicurezza a sifonamento	2.76

VERIFICA IDRAULICA A SIFONAMENTO (Ex-Post)	
Portata di filtrazione	0.000001 mc/s
Lunghezza di filtrazione	28.63 m
Fattore sicurezza a sifonamento	2.99

Come si evince dalla verifica di sicurezza al sifonamento, è stato dimostrato come l'intervento di progetto avvantaggia ulteriormente il fattore di sicurezza (2.99>2.76).

Relativamente alle verifiche degli stati limite ultimi idraulici, le opere geotecniche in materiali sciolti devono necessariamente essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento oltre che di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante V_{inst,d}, ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente (G_{inst,d}) e quella variabile (Q_{inst,d}), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti (G_{stb,d}) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$V_{inst,d} = G_{stb,d} + Q_{inst,d}$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Fig. 48: Tabella coefficienti parziali per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente.

A riguardo, si specifica che attualmente nel paramento di valle della diga sono presenti delle emergenze. Tali risorgive si sviluppano lungo una linea di saturazione avente andamento sub-inclinato verso il paramento di valle, confermata dalle indagini geognostiche e dalle quote piezometriche.

Pertanto, è lecito considerare come il regime delle pressioni del fluido passi da una condizione di fluido in quiete (regime idrostatico), ad una con moto di filtrazione (in regime stazionario).

Considerato che nel caso in esame non si può prendere come riferimento una condizione di flusso verticale, si è comunque cercato di modellare la presenza di un flusso in regime stazionario nella

verifica di stabilità globale del rilevato arginale, secondo il metodo del 2° approccio combinazione unica (A1+M1+R3).

14. Analisi geotecnica del sito – Analisi di stabilità del corpo del rilevato arginale

Come stabilito dalle Norme tecniche sulle costruzioni, nel caso di sbarramenti di ritenuta deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del corpo del rilevato.

Nella verifica di stabilità devono essere eseguite le simulazioni considerando le azioni destabilizzanti (spinta dell'acqua) e le forze resistenti (caratteristiche geotecniche del rilevato).

Per la simulazione dello stato di equilibrio del versante (LEM), sono state estratte le quote del rilievo piano-altimetrico dell'area d'intervento.

In questo modo è stato possibile importare i dati altimetrici nel modello geotecnico di riferimento (così detti file di profilo xz) e procedere quindi alla simulazione dello stato di equilibrio del versante con il Software Slope della Geostru.

Nel contesto dell'analisi di stabilità, si può quindi classificare il pendio come quella porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende invece una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata.

Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale.

A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative, cioè si usano leggi costitutive semplificate rappresentate dal modello rigido perfettamente plastico.

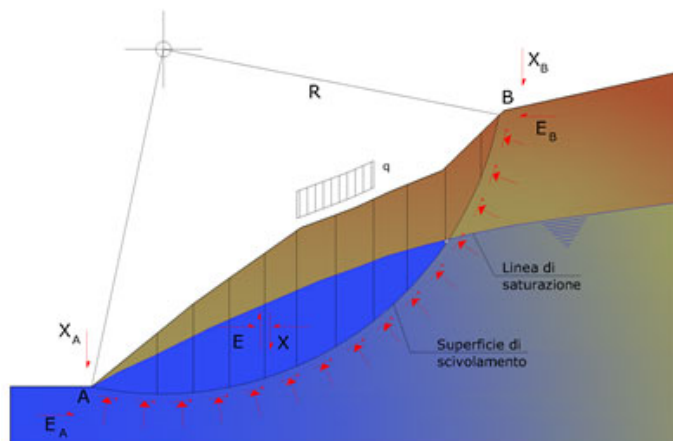
Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico, quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb; In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (T_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).



Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

- Equazioni di equilibrio dei momenti n
- Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n
- Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n
- Equazioni relative al criterio di rottura n
- Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite. I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di FELLENIUS (1927)

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di inter-striscia pertanto le incognite si riducono a:

- n valori delle forze normali N_i ;
- n valori delle forze da taglio T_i ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite $(2n+1)$

Le equazioni a disposizione sono:

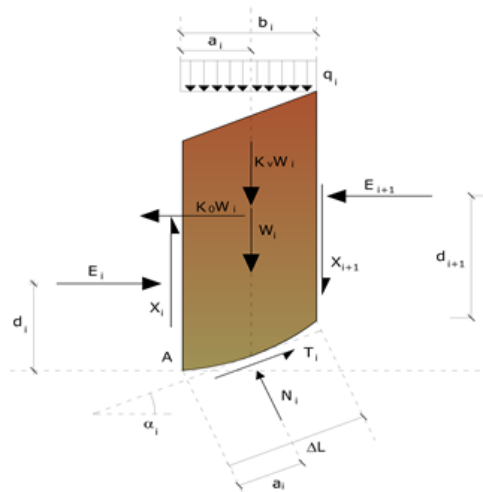
- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- 1 equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \varphi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

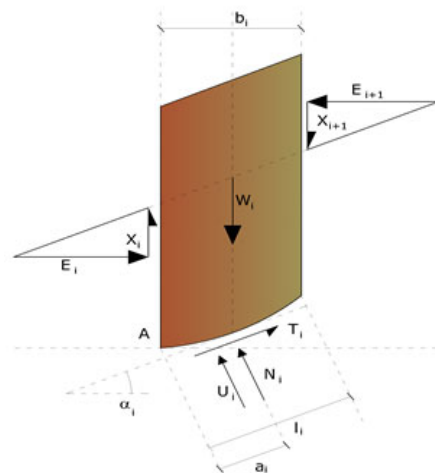


Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\Sigma F_v = 0$, $\Sigma M_0 = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di *Bishop ordinario*, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

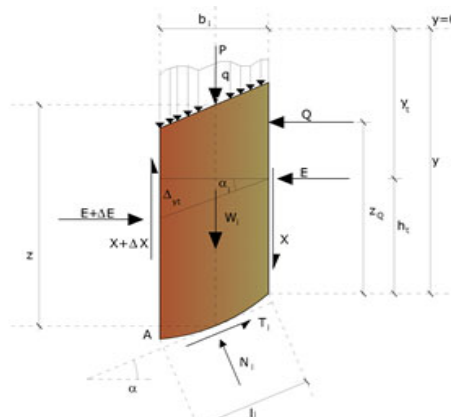
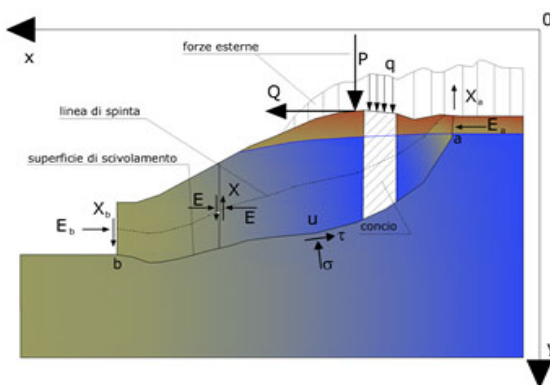


Metodo di JANBU (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio) a tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\Sigma \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \tan \alpha_i}$$



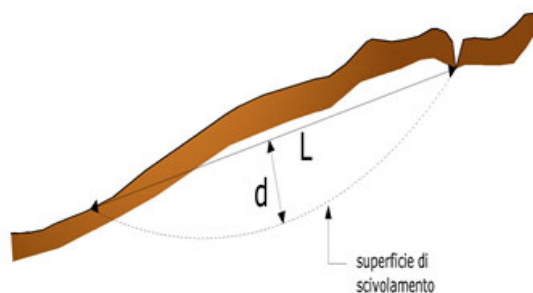
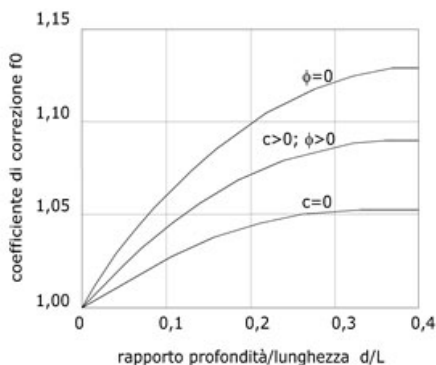
Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso
Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_o F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici.

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



Metodo di BELL (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudo-statiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio σ e τ agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

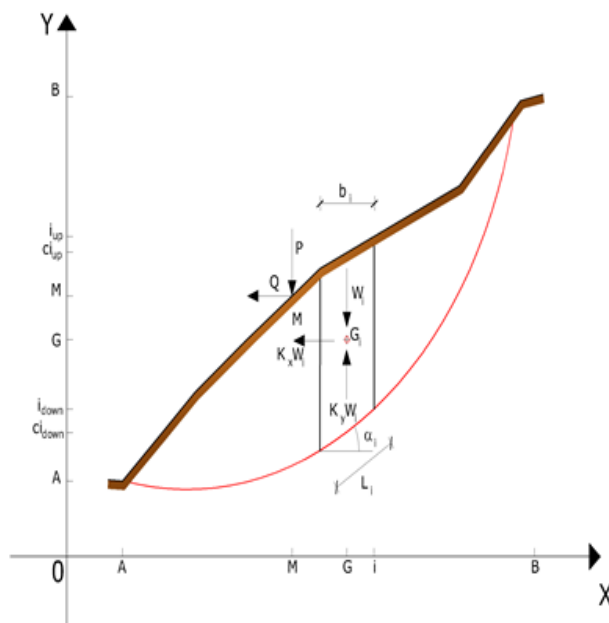
In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' i -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \phi_i}{F}$$

in cui

F = il fattore di sicurezza;

c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell' i -esimo concio;



φ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell'i-esimo concio;

L_i = la lunghezza della base dell'i-esimo concio;

u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell'i-esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1(1-K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$W_i \cos \alpha_i / L_i$ = valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conci.

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

Dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno $K_z g$ può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_z)$.

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F , sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 .

Si assume una relazione di linearità tra detto coefficiente, determinabile tramite la regola di Cramer, ed il fattore di sicurezza F . Il corretto valore di F può essere ottenuto dalla formula di interpolazione lineare:

$$F = F(2) + \left(\frac{1 - C_3(2)}{C_3(2) - C_3(1)} \right) (F(2) - F(1))$$

dove i numeri in parentesi (1) e (2) indicano i valori iniziale e successivo dei parametri F e C_3 .

Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Metodo di SARMA (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;

L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;

L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i - \Delta X_i$$

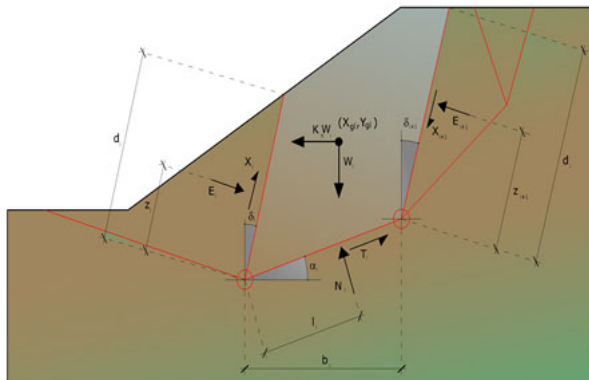
$$T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = K W_i + \Delta E_i$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\sum \Delta E_i = 0$$

$$\sum \Delta X_i = 0$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i -esima del concio generico i .



Azioni sull'iesimo concio, metodo di Sarma

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel metodo di Sarma la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:

$$* \sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$** \sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di K (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione K corrispondente al fattore di sicurezza $F = 1$, ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

$K = K_c$ accelerazione critica se $F = 1$

$F = F_s$ fattore di sicurezza in condizioni statiche se $K = 0$

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

È stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita. La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di inter-striscia.

Metodo di SPENCER

Il metodo è basato sull'assunzione:

Le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ . tutti i momenti sono nulli

$$M_i = 0 \quad i=1.....n$$

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$.

Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$\sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{tg \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + tg \phi tg(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

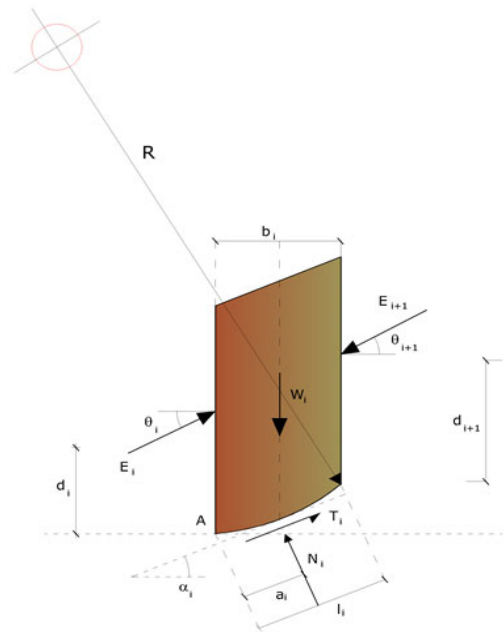
θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum (Q_i \cos \theta) = 0 \quad \sum (Q_i \sin \theta) = 0$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$\sum Q_i = 0$$



Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia $F_{sm} = F_{sf}$.

Metodo di MORGENSTERN e PRICE

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante.

La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semi-sinusoidale, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse.

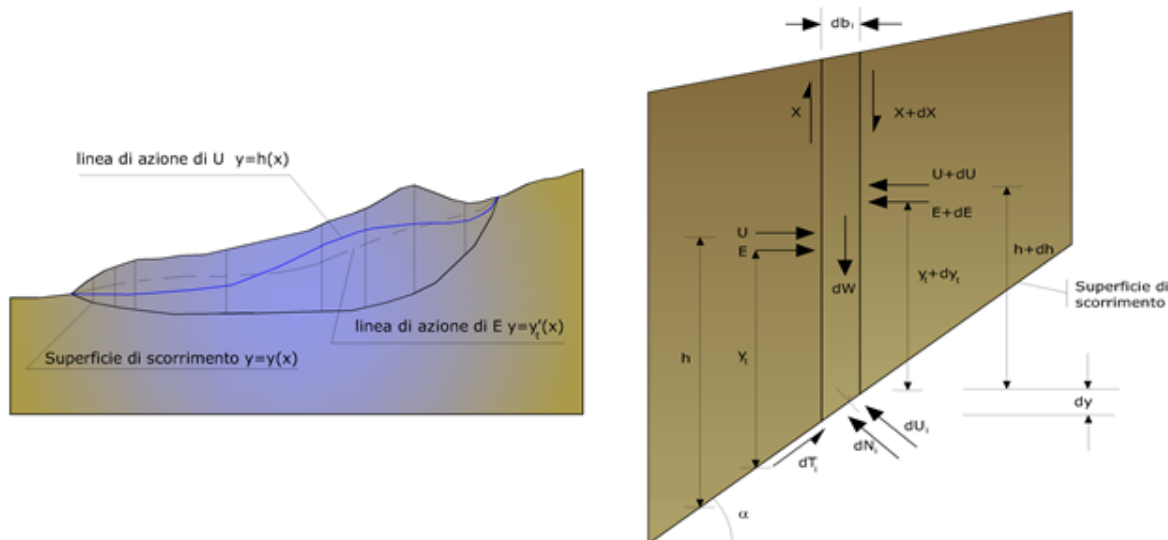
Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E , X , il coefficiente di sicurezza F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU . Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + tg \varphi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - tg \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) = \\ = \frac{dE}{dx} - tg \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$

Una seconda equazione, detta "equazione dei momenti", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzzeria della base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento. Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.



Pendii in roccia (Metodo di Hoek e Bray)

Per i versanti in roccia, diversamente da quelli in terra, il criterio di rottura di Mohr-Coulomb non può essere impiegato per definire la resistenza del materiale; tuttavia con questo metodo viene descritta una procedura che consente l'applicazione dei metodi classici dell'Equilibrio Limite anche nei versanti rocciosi. A tale scopo vengono definiti l'angolo di resistenza a taglio e la coesione che si mobilitano lungo la superficie di scorrimento secondo le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi &= AB \left(\frac{N}{\sigma_c} - T \right)^{B-1} \\ c &= A \sigma_c \left(\frac{N}{\sigma_c} - T \right)^B - N \operatorname{tg} \varphi \end{aligned}$$

dove:

σ_c è la resistenza a compressione monassiale della roccia;

A, B, T costanti in funzione del litotipo e della qualità della roccia (riportati in tabella);

N sforzo normale alla base del concio.

Le costanti A, B e T sono determinate in funzione della classificazione della roccia secondo Bieniawski (indice RMR) e secondo Barton (indice Q).

Tra i due sistemi di classificazione, sulla base di 111 esempi analizzati, è stata trovata la seguente correlazione:

$$\text{RMR} = 9 \ln Q + 44$$

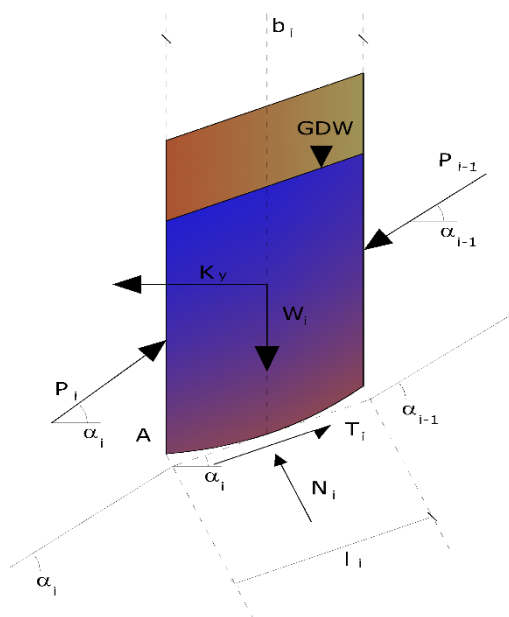
	Calcarei Dolomie Marne	Argilliti Siltiti Scisti	Areniti Quarziti	Andesiti Basalti Rioliti	Anfiboliti Gneiss Graniti
RMR = 100 Q = 500	A = 0.816 B = 0.658 T = -0.140	A = 0.918 B = 0.677 T = -0.099	A = 1.044 B = 0.692 T = -0.067	A = 1.086 B = 0.696 T = -0.059	A = 1.220 B = 0.705 T = -0.040
RMR = 85 Q = 100	A = 0.651 B = 0.679 T = -0.028	A = 0.739 B = 0.692 T = -0.020	A = 0.848 B = 0.702 T = -0.013	A = 0.883 B = 0.705 T = -0.012	A = 0.998 B = 0.712 T = -0.008
RMR = 65 Q = 10	A = 0.369 B = 0.669 T = -0.006	A = 0.427 B = 0.683 T = -0.004	A = 0.501 B = 0.695 T = -0.003	A = 0.525 B = 0.698 T = -0.002	A = 0.603 B = 0.707 T = -0.002
RMR = 44 Q = 1	A = 0.198 B = 0.662 T = -0.0007	A = 0.234 B = 0.675 T = -0.0005	A = 0.280 B = 0.688 T = -0.0003	A = 0.295 B = 0.691 T = -0.003	A = 0.346 B = 0.700 T = -0.0002
RMR = 3 Q = 0.1	A = 0.115 B = 0.646 T = -0.0002	A = 0.129 B = 0.655 T = -0.0002	A = 0.162 B = 0.672 T = -0.0001	A = 0.172 B = 0.676 T = -0.0001	A = 0.203 B = 0.686 T = -0.0001
RMR = 3 Q = 0.01	A = 0.042 B = 0.534 T = 0	A = 0.050 B = 0.539 T = 0	A = 0.061 B = 0.546 T = 0	A = 0.065 B = 0.548 T = 0	A = 0.078 B = 0.556 T = 0

Metodo di Zeng e Liang (2002)

Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts).

Il modello bidimensionale riproduce una striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all'asse dei pali.

Il modello è stato utilizzato per indagare l'influenza sulla formazione dell'effetto arco di alcuni parametri come l'interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l'interasse e il diametro dei i pali (s/d) il



parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco.

Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a $(8n-4)$, ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.

Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

- Ky sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da $(n-1)$ a $(7n-3)$;
- Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a $(6n-3)$;
- La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da $(n-1)$ a $(5n-2)$;
- Le forze (P_{i-1}) e P_i si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia
- (α_i) , riducendo il numero di incognite da $(n-1)$ a $(4n-1)$;
- Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a $(3n-1)$;

Il numero totale di incognite quindi è ridotto a $(3n)$, da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità R , chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore R_p che tiene conto dell'effetto arco.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico.

Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza. Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- FH e FV rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- W peso concio;
- Kx coefficiente sismico orizzontale;
- Ky coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia m x n e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

ANALISI DI STABILITÀ DEL PENDIO METODO DI SARMA (CONDIZIONE EX-ANTE)

=====	
Numero di strati	1.0
Numero dei conci	10.0
Coefficiente di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di Attrito	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma	circolare
=====	

MAGLIA DEI CENTRI

=====		
Ascissa vertice sinistro inferiore xi	56.06	m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	59.56	m
Ascissa vertice destro superiore xs	68.14	m
Ordinata vertice destro superiore ys	71.64	m
Passo di ricerca	10.0	
Numero di celle lungo x	10.0	
Numero di celle lungo y	10.0	
=====		

STRATIGRAFIA

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	Litologia
1	0.52	21.23	2243.34	2345.31	Corpo del rilevato

Legenda:

c: coesione;

Fi: Angolo di attrito;

G: Peso Specifico;

Gs: Peso Specifico Saturo;

RISULTATI ANALISI DI STABILITA' DIGA - METODO FELLENUS

Fs minimo individuato	2.75	
Ascissa centro superficie	56.06	m
Ordinata centro superficie	59.56	m
Raggio superficie	10.39	m

xc = 56.059 yc = 59.56 Rc = 10.387 Fs=2.754

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1.53	-25.0	1.7	1811.78	0.0	7.12	0.52	21.2	0.0	3749.9	3745.7
2	1.53	-16.0	1.6	4978.28	0.0	19.56	0.52	21.2	0.0	6299.2	3919.8
3	1.53	-7.3	1.5	7614.46	0.0	29.92	0.52	21.2	0.0	8200.1	4094.8
4	1.53	1.2	1.5	9768.6	0.0	38.39	0.52	21.2	0.0	9679.8	4280.5
5	1.53	9.8	1.6	11452.17	0.0	45.01	0.52	21.2	0.0	10848.8	4487.5
6	1.53	18.5	1.6	22042.0	0.0	86.63	0.52	21.2	9391.5	11756.4	4731.9
7	1.98	29.3	2.3	29753.97	0.0	116.93	0.52	21.2	10074.8	18662.7	6952.4
8	1.08	39.4	1.4	15106.22	0.0	59.37	0.52	21.2	4132.3	10765.3	4186.1
9	1.53	49.9	2.4	16724.61	0.0	65.73	0.52	21.2	3568.1	12892.1	6341.9
10	1.53	67.7	4.0	8137.36	0.0	31.98	0.52	21.2	0.0	2033.4	7961.5

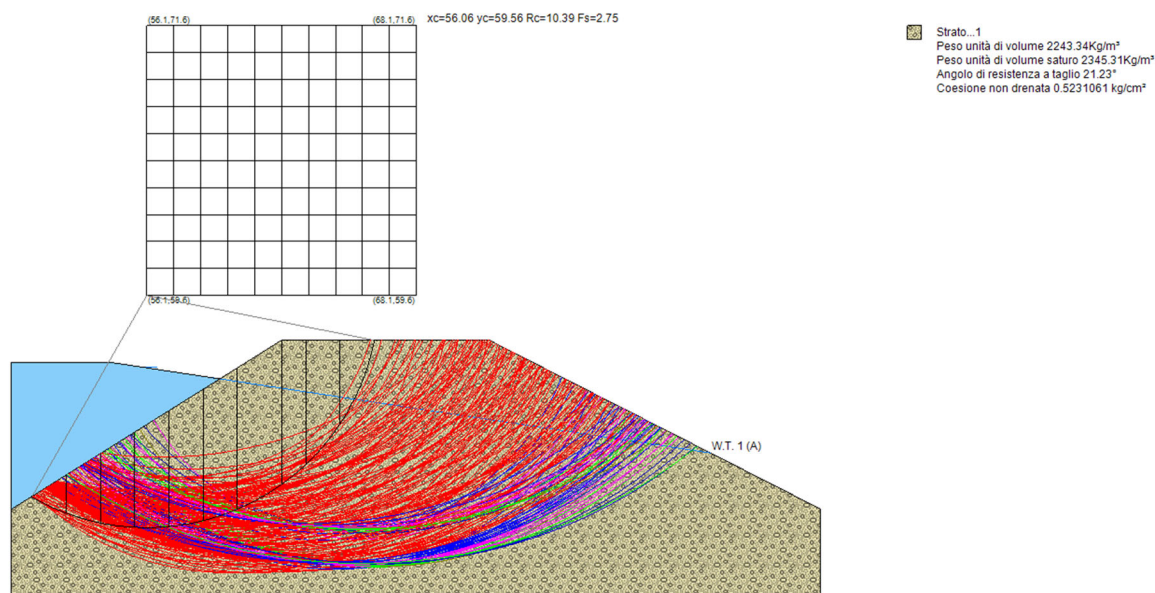


Fig. 76: Analisi di stabilità corpo del rilevato – Condizione Ex-Ante

Per la verifica di stabilità del versante nella condizione ex-ante si è proceduto applicando il metodo di Fellenius, Bishop, Janbu, Bell, Sarma, Spencer e Morgenstern & Price.

Secondo le Tabelle sopra riportate, il coefficiente di sicurezza F_s minimo in condizioni ex-post è del metodo di Fellenius.

In particolare, secondo questa procedura, eseguita lungo il versante oggetto di intervento, sono state analizzate nel complesso n° 221 superfici potenziali di scorrimento critico, abbinate ad un'analisi di n° 10 conci, con un passo di ricerca di 10,00 m.

Il risultato ottenuto in back – analysis è una superficie di scorrimento critica avente coordinate $x_c = 56.059$ $y_c = 59.56$ $R_c = 10.387$ $F_s = 2.754$ e fattore di sicurezza minimo $F_s = 2.754$.

Come si evince dall'analisi di calcolo, il coefficiente di sicurezza nella condizione SLU risulta soddisfatto dalla relazione **$F_s = 2,754 > 1,3$** (Coefficiente di sicurezza minimo ritenuto accettabile)

ANALISI DI STABILITÀ DEL PENDIO METODO DI SARMA (CONDIZIONE EX-ANTE)

=====	
Numero di strati	1.0
Numero dei conci	10.0
Coefficiente di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di Attrito	Picco
Analisi	Condizione drenata



CONFIGURAZIONE NELLO STATO ATTUALE E CON RIFERIMENTO ALLE NTC 2018 DELL'OPERA DENOMINATA
"SBARRAMENTO IS CARRELIS" IN AGRO DI MOGORO (OR)

Superficie di forma

circolare

MAGLIA DEI CENTRI

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	56.06	m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	59.56	m
Ascissa vertice destro superiore xs	68.14	m
Ordinata vertice destro superiore ys	71.64	m
Passo di ricerca	10.0	
Numero di celle lungo x	10.0	
Numero di celle lungo y	10.0	

STRATIGRAFIA

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	Litologia
1	0.52	21.23	2243.34	2345.31	Corpo del rilevato

Legenda:

c: coesione;

Fi: Angolo di attrito;

G: Peso Specifico;

Gs: Peso Specifico Saturo;

RISULTATI ANALISI DI STABILITA' DIGA - METODO FELLENIOUS

Fs minimo individuato	2.78	
Ascissa centro superficie	57.27	m
Ordinata centro superficie	60.77	m
Raggio superficie	12.01	m

xc = 57.267 yc = 60.768 Rc = 12.012 Fs=2.776

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1.79	-27.0	2.0	2565.15	0.0	10.08	0.52	21.2	0.0	5176.8	4511.5
2	1.79	-17.7	1.9	7037.44	0.0	27.66	0.52	21.2	0.0	8917.1	4790.3
3	1.79	-8.9	1.8	10759.92	0.0	42.29	0.52	21.2	0.0	11681.4	5050.5

RELAZIONE GEOTECNICA

pag. 101 di 104

© tutti i diritti riservati.
Il presente elaborato è destinato esclusivamente alle attività di progettazione in oggetto per il Committente. E' vietato qualsiasi utilizzo, anche parziale, per scopi differenti o da parte di altri, senza il permesso scritto dell'Autore.

4	1.79	-0.3	1.8	13811.59	0.0	54.28	0.52	21.2	0.0	13839.2	5311.4
5	1.79	8.3	1.8	28229.25	0.0	110.94	0.52	21.2	11642.4	15939.6	5641.1
6	2.21	18.2	2.3	38536.99	0.0	151.45	0.52	21.2	12755.8	24568.4	7817.5
7	1.37	27.4	1.5	23661.04	0.0	92.99	0.52	21.2	6586.9	16522.2	5228.0
8	1.79	36.4	2.2	26693.91	0.0	104.91	0.52	21.2	6469.4	19976.0	6989.0
9	1.79	48.1	2.7	19885.25	0.0	78.15	0.52	21.2	3168.2	16785.5	7406.0
10	1.79	64.5	4.2	9194.12	0.0	36.13	0.52	21.2	0.0	3791.6	8377.8

Legenda:

B: Larghezza del concio;
Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio;
Li: Lunghezza della base del concio;
Wi: Peso del concio;
Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre;
Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento;
Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento;
Fi: Angolo di attrito;
c: coesione.

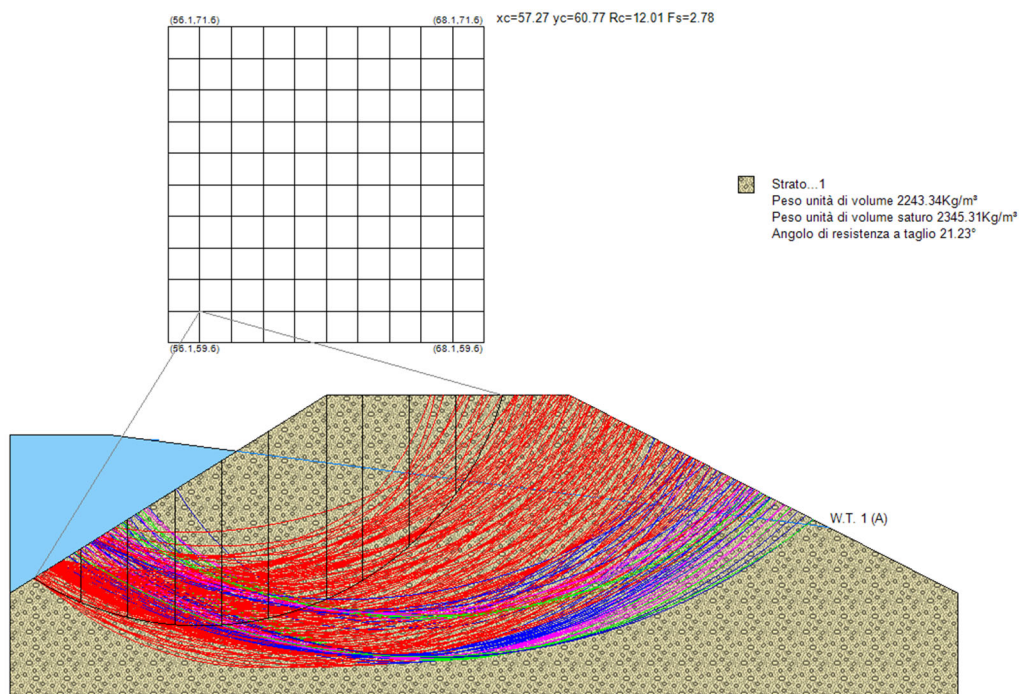


Fig. 77: Analisi di stabilità corpo del rilevato – Condizione Ex-Post

Per la verifica di stabilità del versante nella condizione ex-post si è proceduto applicando il metodo di Fellenius, Bishop, Janbu, Bell, Sarma, Spencer e Morgenstern & Price.

Secondo le Tabelle sopra riportate, il coefficiente di sicurezza F_s minimo in condizioni ex-post è del metodo di Fellenius.

In particolare, secondo questa procedura, eseguita lungo il versante oggetto di intervento, sono state analizzate nel complesso n° 221 superfici potenziali di scorrimento critico, abbinate ad un'analisi di n° 10 conci, con un passo di ricerca di 10,00 m.

Il risultato ottenuto in back – analysis è una superficie di scorrimento critica avente coordinate $x_c = 57.267$ $y_c = 60.768$ $R_c = 12.012$ $F_s = 2.776$ e fattore di sicurezza minimo $F_s = 2.78$.

Come si evince dall'analisi di calcolo, il coefficiente di sicurezza nella condizione SLU risulta soddisfatto dalla relazione **$F_s = 2.78 > 1,3$** (Coefficiente di sicurezza minimo ritenuto accettabile)

15. Considerazioni conclusive

Nell'ambito delle analisi e verifiche per la configurazione nello stato attuale e con riferimento alle NTC 2018 dell'opera denominata "Sbarramento Is Carrelis" in agro del Comune di Mogoro (OR), è stato conferito un incarico specialistico allo scrivente Dott. Geol. Simone Manconi, iscritto al n° 513 dell'Ordine dei Geologi della Sardegna.

L'incarico è stato affidato per lo sviluppo delle attività di verifica e analisi previste dalle NTC 2018 e s.m.i. ed in particolare:

- Rilievo topografico dello stato di fatto;
- Restituzione della sezione trasversale dello sbarramento riportante tutte le misure caratteristiche tra cui: altezza dello sbarramento (def. Legge 584/94); quota di massima regolazione; quota di massimo invaso; quota del coronamento; scarico di fondo e relativa quota.
- Indagini geologico-geotecniche necessarie alla redazione delle verifiche statiche e relazioni di corredo;
- Implementazione del calcolo statico dello sbarramento ai sensi delle NTC 2018;
- Documentazione fotografica aggiornata dello sbarramento e delle opere accessorie attestante lo stato manutentivo dell'impianto

Dalle indagini fin qui svolte si certifica che lo sbarramento di Is Carrelis si trova in un eccellente stato di manutenzione, in particolare, il corpo del rilevato si trova con un buono stato di addensamento, non presenta vuoti e risulta privo di circolazione idrica superficiale e sotterranea. Le caratteristiche del basamento roccioso su cui poggia il corpo del rilevato sono da ritenersi eccellenti in quanto costituite da un basamento calcarenitico con valori di permeabilità estremamente bassi.



CONFIGURAZIONE NELLO STATO ATTUALE E CON RIFERIMENTO ALLE NTC 2018 DELL'OPERA DENOMINATA
"SBARRAMENTO IS CARRELIS" IN AGRO DI MOGORO (OR)

Le prove di permeabilità svolte all'interno del corpo del rilevato hanno certificato la presenza di terreni incoerenti con valori di conducibilità idraulica molto elevati, ragion per cui l'intervento di impermeabilizzazione del paramento di monte con telo in PVC e contestuale protezione con specchiature in CLS è ancora oggi da ritenersi la migliore soluzione che conferma l'ottimo stato di manutenzione della diga, data l'assenza di fenomeni di circolazione idrica all'interno del corpo del rilevato come testimoniato dalle numerose indagini geoelettriche svolte.

Dalle indagini e verifiche di sicurezza svolte sia in condizione ex-ante che in condizione ex-post si ritiene che sussistano tutte le condizioni per una prosecuzione all'esercizio dello sbarramento.