REGIONE AUTÒNOMA DE SARDIGNA
REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

MINISTERO DELL'AGRICOLTURA DELLA SOVRANITÀ ALIMENTARE E DELLE FORESTE

CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE

Via Cagliari n. 170 - Oristano

Interventi di manutenzione straordinaria per la messa in sicurezza dello sbarramento collinare in localita' "Mura Cabonis" in agro di Milis.

Secondo Lotto Funzionale

C.A.T. P0224	C.U.P.: G88H18000840001	C.I.G.: .....

PROGETTO ESECUTIVO

Progettista
Dott. Ing. Gian Luca Zuddas

Responsabile del Procedimento
Dott. Agr. Serafino Meloni

Collaboratori
- Geom. Fanari Enzo
- Studio Chiarini Associati
- Geol. Simone Manconi

Il Consorzio di Bonifica dell'Oristanese
Il Presidente
Dott. Carlo Corrias

Titolo	Allegato
Relazione geotecnica	C.3

Rev.	Data	Nome file	Redattore	Verificatore
00	30/04/24		Dott. Ing. G. Zuddas	Dott. Ing. Giovanni Manca
01				

ISO 9001:2015 CERTIFICATO N. 3278 ISTITUTO GIORDANO Ufficio Tecnico Consortile certificato ISO 9001:2015 n. 3278 - scadenza 18/06/2026

Regione Autonoma della Sardegna

Assessorato dell'Agricoltura e Riforma Agro-Pastorale

CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE

ORISTANO



PROGETTO ESECUTIVO

CUP - CAT. P0418

Interventi di manutenzione straordinaria per la messa in sicurezza dello sbarramento collinare in localita' "Mura Cabonis" in agro di Milis

Elaborato:

Relazione geotecnica

All. C.3

n° prog.

Coordinatore per la progettazione
ing. Massimo Sanna

V.il Resp. del procedimento
ing. Roberto Sanna

Gruppo di progettazione
Studio Chiarini Associati
ing. Gian Luca Zuddas
geol. Simone Manconi
ing. Andrea Murranca

Scala

Data luglio 2021

Rev. 3

CHIARINI ASSOCIATI
INGEGNERIA CIVILE E AMBIENTALE
Via Galileo Ferraris, 63- 52100 AREZZO - Tel. 0575 355817 - Fax 0575 1824157
www.chiariniassociati.com info@chiariniassociati.com

CBO

STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA
DOTT. GEOL. SIMONE MANCONI

INDICE

1. Premessa 3
2. Analisi del quadro di riferimento progettuale 4
3. Analisi dello stato attuale e riferimenti normativi 8
4. Ubicazione dell'area in esame 11
5. L'indagine 12
6. Inquadramento Geologico 13
7. Indagini Geofisiche 15
8. Indagini Geofisiche 20
9. Schema della circolazione idrica sotterranea – Prova Lugeon e Lefranc 47
10. Analisi geotecnica del sito – Analisi di laboratorio 53
11. Analisi geotecnica del sito – Analisi dei parametri sismici del sito 59
12. Analisi geotecnica del sito - Verifiche di sicurezza Diga Mura Cabonis 64
13. Analisi geotecnica del sito – Analisi di stabilità del corpo del rilevato arginale 82
14. Analisi geotecnica del sito – Caratteristiche degli interventi di messa in sicurezza, consolidamento e impermeabilizzazione 108
15. Rullatura strato esistente e lavori preliminari 109
16. Stesa dei nuovi strati di conglomerato bituminoso 110
17. Compattazione del nuovo strato in conglomerato bituminoso 112
18. Realizzazione degli strati successivi 113
19. Realizzazione dei giunti 113
20. Esecuzione di carotaggi e richiusura dei fori di carotaggio 115
21. Sigillo superficiale 116
22. Prescrizioni riguardanti i materiali da utilizzare 116
23. Analisi e prove sul conglomerato bituminoso 118
24. Controlli sulla posa 119
25. Dotazioni necessarie all'esecuzione dei lavori 120
26. Manutenzione 120
27. Considerazioni conclusive 121

© 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.

1. Premessa

Nell'ambito del Programma di sviluppo rurale 2014-2020 – Reg. (UE) n. 1305/2013 – Misura 4 "Investimenti in immobilizzazioni materiali" – Sottomisura 4.3 "Sostegno a investimenti nell'infrastruttura necessaria allo sviluppo, all'ammodernamento e all'adeguamento dell'agricoltura e della silvicoltura" – Tipo di intervento 4.3.2 "Efficentamento delle reti e risparmio idrico" – bando 2017 – procedura di autorizzazione alla prosecuzione dell'esercizio ex Art. 25 dell'Allegato A – L.R. 12/2017, è stato conferito incarico allo scrivente Dott. Geol. Simone Manconi, iscritto al n° 513 dell'Ordine dei Geologi della Sardegna per la redazione della relazione geologica e geotecnica a supporto degli interventi previsti.

La presente relazione avrà cura di esaminare le questioni di carattere geologico e geotecnico connesse con il progetto definitivo ed esecutivo relativo alle opere e interventi per la messa in sicurezza della Diga di Mura Cabonis in territorio di Milis (OR).

L'analisi dei caratteri geologici e 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 degli interventi progettuali previsti.

La presente, per quanto di competenza, viene redatta in risposta alla richiesta di integrazioni trasmesse dall'Assessorato ai Lavori Pubblici della Regione Autonoma della Sardegna – Direzione Generale – Servizio Opere Idriche e Idrogeologiche Prt. 43530 del11.12.2019 e Prot. 6914 del 28.02.2019.

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 i contenuti di cui al capitolo 6 del D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".

A tal riguardo 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 delle sponde e delle spalle e alla verifica delle scelte progettuali mediante il controllo del comportamento 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 delle opere di sbarramento e di quelle connesse, con particolare riferimento all'intervento di impermeabilizzazione dello sbarramento mediante iniezioni.

Nella presente verranno esposti i calcoli e i criteri di progettazione per il dimensionamento dell'intervento e in particolare per quanto riguarda le verifiche di sicurezza e la funzionalità ex-ante ed ex-post, la tipologia di iniezioni, le pressioni, le caratteristiche prestazionali e descrittive dei materiali

© 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.

prescelti, evidenziando altresì gli accorgimenti gestionali dell'invaso che saranno posti in essere durante l'esecuzione delle opere, così come da nota prescrittiva del Servizio Opere idrauliche della Regione Sardegna.

2. Analisi del quadro di riferimento progettuale

La diga di Mura Cabonis è uno sbarramento di ritenuta in materiale sciolto, costruito durante gli anni 50' e utilizzato essenzialmente per scopi irrigui.

L'invaso è stato realizzato per captare le acque relative al proprio bacino imbrifero relativo al Rio e Sa Tanca (circa 0.06 Km^2) sia le acque derivanti da un'opera di presa sul Rio Cannargia che a sua volta più a monte riceve le acque del Rio Crispi mediante una condotta di collegamento.

Lo sbarramento risulta inoltre alimentato dalle acque prelevate dal canale adduttore in destra Tirso mediante una condotta in pressione.

Il corpo del rilevato che costituisce la diga è stato realizzato in materiale sciolto scarsamente permeabile (argilla) con materiale semi permeabile sistemato in aderenza sia sul paramento di monte sia sul paramento di valle.



Fig.1: Inquadramento aerofotogrammetrico area d'intervento

© 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.

Recentemente, negli ultimi anni (anni 90'), sono state rilevate delle copiose emergenze d'acqua sul paramento di valle alle quali si è provveduto con dei ripristini locali di argilla, i quali tuttavia non si sono rilevati risolutivi.



Fig.2: Ripresa fotografica del paramento di valle con ubicazione delle emergenze



Fig.3: Ripresa fotografica delle emergenze sul paramento di valle

© 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.



Fig.4: Ripresa fotografica delle emergenze sul paramento di valle



Fig.5: Ripresa fotografica delle emergenze sul paramento di valle

© 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.



Fig.6: Ripresa fotografica delle emergenze sul paramento di valle

Pertanto, a fronte di una condizione di evidente dissesto dovuta dalle venute d'acqua con possibili effetti di dam-break per rottura del paramento di valle, è stata prevista un'indagine accurata dell'intero corpo del rilevato, avente l'obiettivo di stabilire se risulti opportuno ripristinare le condizioni di impermeabilità iniziali del corpo diga e conseguentemente rafforzare la staticità dello sbarramento.

A tal fine, considerato che lo stato attuale dello sbarramento non permette la posa in opera di teli impermeabili per la presenza di conci di roccia basaltica su tutta la superficie del paramento di monte che porterebbero ad una lacerazione del telo in HDPE e considerato che al piede andrebbe realizzato un diaframma plastico in roccia si è optato per un intervento sostanzialmente più semplice, che possa ripristinare le condizioni di impermeabilità del corpo del rilevato e nel contempo migliorare la condizione statica della diga. A tal fine, la scelta progettuale consiste nella realizzazione di un sistema che possa garantire oltre che il ripristino delle condizioni di impermeabilità anche un'azione di consolidamento dell'intero corpo del rilevato.

Un'opzione valida e praticata in altri invasi è certamente rappresentata dalla tecnica di consolidamento e sistemazione del paramento di monte mediante la stesa di conglomerato bituminoso previa realizzazione di un diaframma in calcestruzzo, da realizzarsi al piede del paramento di monte.

© 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.

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, 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 costipato con mezzi meccanici. 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 del corpo del rilevato con le terre dianzi indicate deve necessariamente essere 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.

Appare evidente che eventuali problemi idraulici e strutturali del corpo del rilevato devono essere esaminati con particolare scrupolo, al fine di intervenire 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 ÷ 1/7.

© 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.

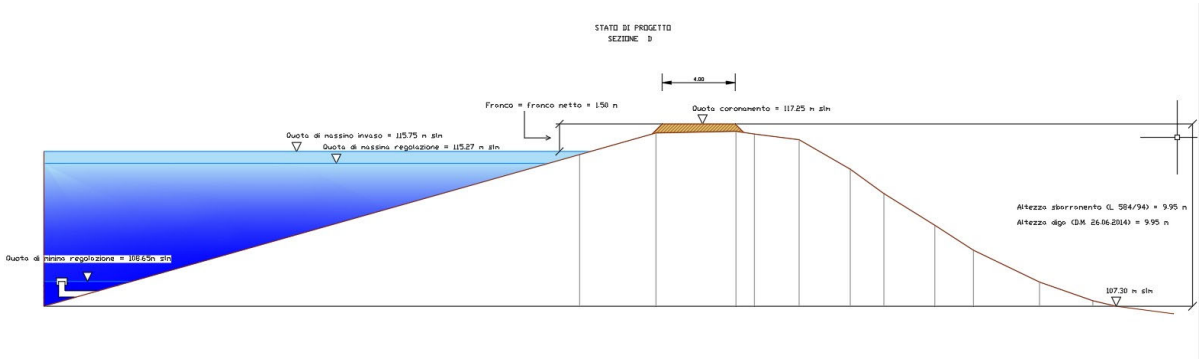


Fig.7: Rappresentazione schematica dello stato di progetto della Diga di Mura Cabonis

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 norme, 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 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

© 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.

- 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, si tratta di un intervento locale o riparazione abbinato ad un declassamento dell'opera.

Pertanto, in caso di riparazione o rispristino delle condizioni di permeabilità come il caso in esame, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi dello sbarramento e interesseranno porzioni limitate della diga.

Quindi, 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 danno, 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.

© 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.

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. 514 "Cuglieri", dell'I.G.M.I. (scala 1:50.000);
- Foglio n. 515 "Ghilarza", dell'I.G.M.I. (scala 1:50.000);
- Foglio n. 514, sez. II "San Vero Milis, dell'I.G.M.I. (scala 1:25.000);
- Foglio n. 515, sez. III "Paulilatino", dell'I.G.M.I. (scala 1:25.000);
- Foglio n. 514, sez. 120 "Seneghe", CTR (scala 1:10.000);
- Foglio n. 515, sez. 090 "Santa Cristina", CTR (scala 1:10.000);
- Cartografia catastale comunale (1:2.000);
- Ortofoto Digitali Georeferenziate (1:10.000);

© 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.

- Piano Urbanistico Comunale (P.U.C.) Comune di Milis;
- 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

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 i 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:

© 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.

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
- Interventi di messa in sicurezza e consolidamento del rilevato arginale

6. Inquadramento Geologico

Il settore oggetto di intervento, è localizzato nella parte settentrionale della Fossa Tettonica del Campidano, interrotta trasversalmente dal complesso vulcanico basaltico del Plio-Quaternario. L'area oggetto di intervento, è caratterizzata da una distribuzione degli affioramenti piuttosto eterogenea: di fatto, si evince una predominante componente sedimentaria, mentre la componente vulcanica effusiva, risulta esclusiva dei settori settentrionali e sud-orientali.

Le litologie rilevate durante il rilevamento geologico-tecnico, sono il risultato degli eventi deposizionali-dislocativi-erosivi che si sono succeduti dal Paleozoico all'attuale.

© 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.

Di fatto, il rilevamento geologico tecnico ha reso possibile una prima differenziazione, basata sulla natura delle formazioni geologico-stratigrafiche presenti: fondamentalmente si possono distinguere rocce di origine vulcanica (basalti e trachibasalti) e loro depositi detritici e rocce di origine sedimentaria (depositi continentali alluvionali, antichi ed attuali) disposti sui fondi valle.

Nella fattispecie l'area d'intervento si imposta su un substrato geologico costituito da rocce vulcaniche effusive dei plateau basaltici di Campeda –Planargia e specificatamente dei basalti della Sub Unità di Dualchi, costituiti da andesiti basaltiche subalcaline, porfiriche per fenocristalli di Pl, Px, Opx Ol, trachiti basaltiche e basalti, debolmente alcalini, porfirici per fenocristalli di Pl, Px, CPx.

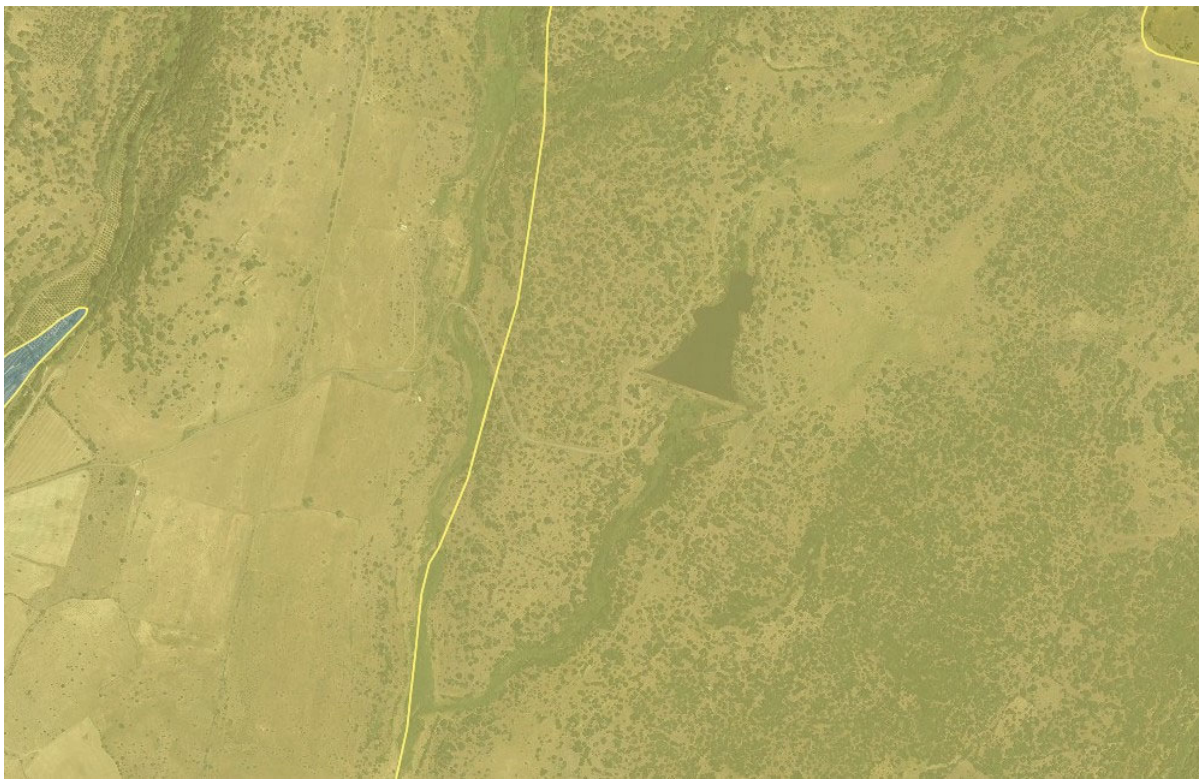


Fig.8: Stralcio dell'inquadramento geologico area d'intervento (Fonte dati: SIT "Sardegna Geoportale")

Le rocce presenti sono riconducibili al vulcanismo alcalino plio-pleistocenio. L'attività vulcanica di cui sopra e la conseguente venuta a giorno dei margini basaltici del Montiferru, sono da correlare all'intensa attività tettonica che ha caratterizzato il Pliocene Medio e superiore, con movimenti di tipo distensivo con la conseguente l'apertura del bacino del Tirreno meridionale e la formazione della Fossa del Campidano.

Gli affioramenti delle vulcaniti suddette, si rilevano in corrispondenza delle Piattaforme basaltiche con basalti, basalti olivinici e trachibasalti in bancate dello spessore di circa 5-6 metri e fatturazione sub-verticale. Tali litotipi, si presentano talora argillificati e terrosi per i processi di dissoluzione chimico-fisica la quale tende a spingersi in profondità coinvolgendo livelli di roccia fino a 3 metri di spessore.

© 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.

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.

La campagna di indagini è stata programmata in risposta alle richieste di integrazioni pervenute al fine di 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.



Fig.9: Ubicazione delle indagini geofisiche

7. Indagini Geofisiche

Relativamente alle indagini geofisiche indirette sono state eseguite complessivamente due prospezioni geoelettriche, rappresentate da una tomografia geoelettrica con metodologia dipolare (dipolo-dipolo) e quadripolare (Shlumberger) e una misura dei potenziali spontanei lungo il coronamento della diga, per una lunghezza complessiva di circa 188 metri.

Tali indagini sono state programmate e commissionate direttamente dallo scrivente ed eseguite dalla Ditta Geosardegna del Dott. Geol. Giancarlo Carboni in data 18.01.2018.

© 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.

Le analisi geoelettriche hanno avuto come finalità quella di valutare anomalie riconducibili alla possibile presenza di circolazione idrica sotterranea attraverso la sezione di sbarramento dell'invaso tramite la misura della conducibilità elettrica e dei potenziali spontanei.

Entrambe le prove hanno mostrato una certa concordanza nei risultati evidenziando come il settore centrale della diga sia soggetto a fenomeni di filtrazione d'acqua attraverso il nucleo di argilla.

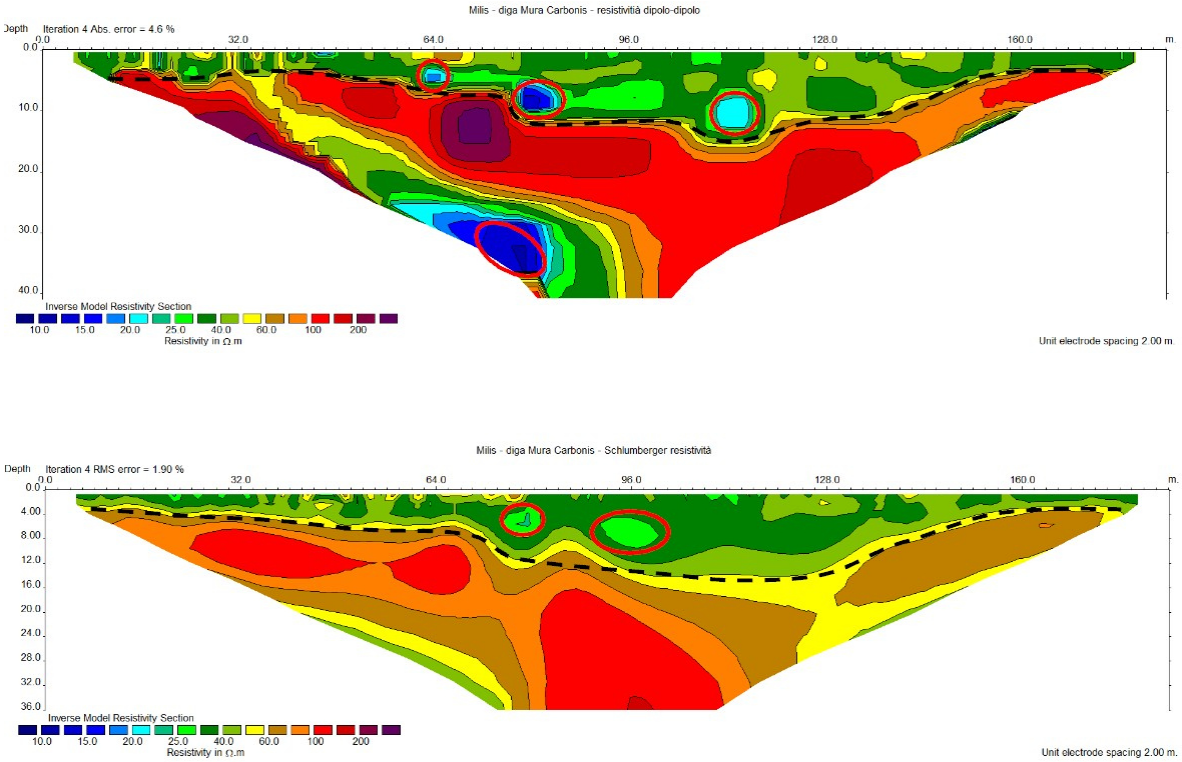


Fig.10: Sezioni di resistività Diga Mura Cabonis

Dalle sezioni tomografiche (Fig.10) è facilmente individuabile il bed-rock di riferimento e il rilevato arginale, che nella zona entrale raggiunge i 14.00 metri di spessore.

L'analisi delle pseudo sezioni ottenute evidenzia come le due configurazione elettrodiche (metodo dipolo-dipolo e metodo di Schlumberger) utilizzate restituiscano in generale dei risultati omogenei, riuscendo ad individuare in maniera abbastanza netta quello che dovrebbe essere il corpo della diga e il basamento roccioso basaltico su cui essa si attesta.

Le sezioni evidenziano un andamento elettrostratigrafico caratterizzato dalla presenza di una copertura superficiale irregolare costituita da settori caratterizzati da resistività medio bassa (25 Ωm<ρ<60 Ωm) attribuibile al corpo della diga. Più in profondità i valori di resistività crescono repentinamente individuando il substrato roccioso, caratterizzato da valori di resistività maggiori (100 Ωm<ρ<350 Ωm).

© 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.

La configurazione dipolo-dipolo è quella più dettagliata dato che con essa si riesce ad evidenziare nettamente dei settori puntuali caratterizzati da bassa resistività con ρ<20 Ωm, i quali possono indicare dei punti di infiltrazione dell'acqua attraverso il corpo della diga.

Al contrario, la configurazione di Schlumberger non ha avuto lo stesso dettaglio e non ha discriminato con altrettanta efficacia questi settori di anomalia.

Sulle sezioni geoelettriche è stato graficamente rappresentato il probabile basamento del corpo della diga con una linea a tratteggio nero, mentre i punti di anomalia sono stati indicati con un cerchio rosso i quali risultano, rispetto all'inizio del profilo e alla profondità dal corona-mento della diga, indicati nella tabella sottostante:

Punto di anomalia	1	2	3	4	5
Distanza da inizio profilo geoelettrico (m)	64	77	79	96	112
Profondità dal coronamento diga (m)	-4.5	-36	-8.5	-7.5	-10

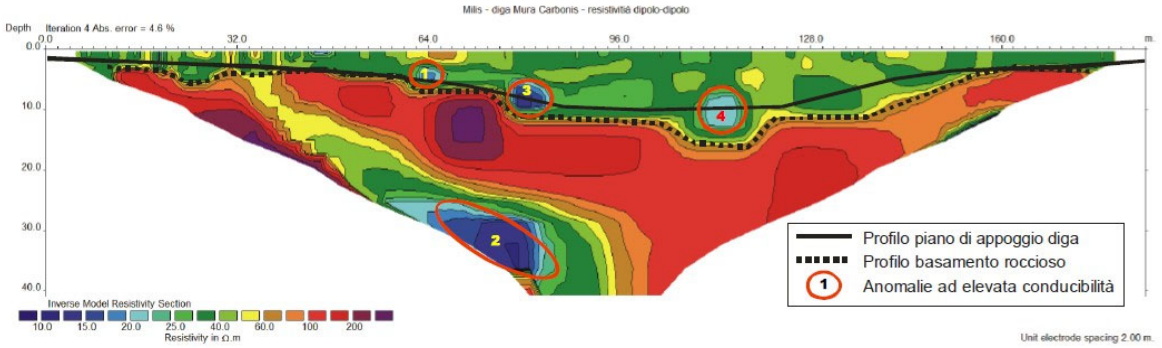


Fig.11: Sezioni schematica del profilo di resistività con metodo dipolo-dipolo e individuazione delle anomalie

In particolare, il punto n° 3 corrisponde alla condotta di scarico di fondo, che attraversa il corpo della diga: essendo realizzata in ferro-ghisa costituisce un punto di anomalia conduttiva particolarmente evidente. I punti 1, 4 e 5 individuano probabili deflussi idrici all'interno del corpo della diga che necessitano di verifica attraverso indagini dirette.

Il punto n° 2 si colloca ad una profondità tale da essere attribuito ad un probabile deflusso idrico in una discontinuità del basamento roccioso basaltico (allineamento di faglia), quindi avente una connotazione esclusivamente geologica e non correlabile alle perdite del corpo diga in esame.

Come si evince dalle sezioni di resistività, lo spessore del corpo del rilevato tende a scemare man mano che ci si avvicina in corrispondenza della sponda dx e sx della diga a causa della risalita del substrato roccioso.

© 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.

Oltre ai metodi precedenti, è stata eseguita una prova con il metodo della polarizzazione indotta (PI), il quale continua ad essere ancora largamente utilizzato soprattutto nell'esplorazione mineraria e nello studio di livelli argillosi in sistemi alluvionali.

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.

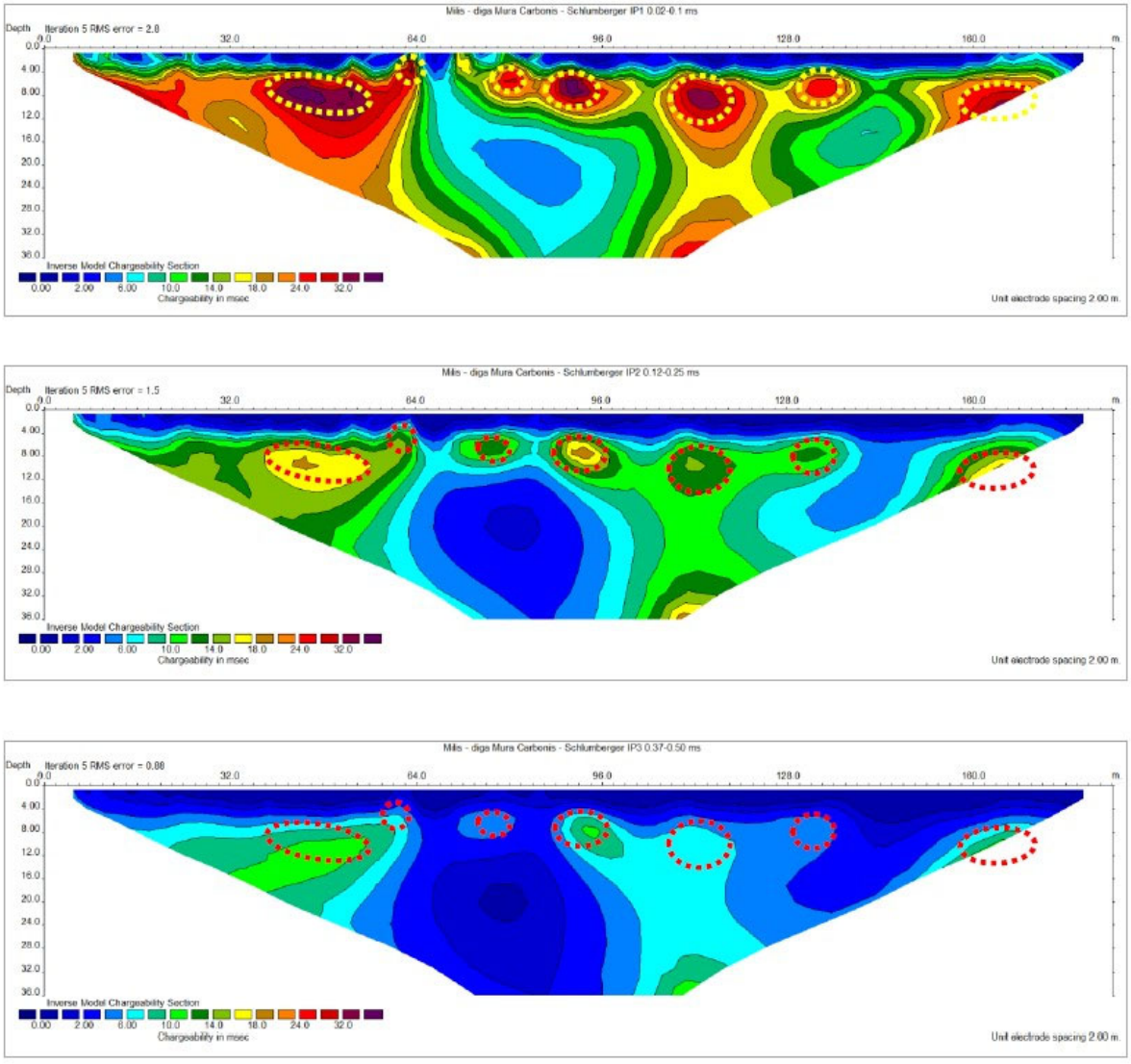


Fig.12: Sezioni di polarizzazione indotta Diga Mura Cabonis

Sulla rappresentazione grafica delle sezioni sono stati graficamente rappresentati i punti di anomalia con un cerchio a tratteggio giallo e rosso a seconda del colore dello sfondo per meglio evidenziarlo, i quali risultano, rispetto all'inizio del profilo e alla profondità dal coronamento della diga,

© 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.

rispettivamente a 44 m-8 m, 64 m-5 m, 80 m-6 m, 90 m-6 m, 114 m-9 m, 134 m-9 m e 164 m-9 m. Sulla base dell'analisi dei tempi di scarica, il quarto punto individuato a circa 90 m dall'inizio del profilo è quello che presenta la maggiore caricabilità, costituendo così il punto di anomalia principale.

Le misure di potenziale spontaneo sono state eseguite con passo da 4 m coincidenti con i punti di infissione dei picchetti dello stendimento di tomografia geoelettrica, ottenendo un andamento che ha fornito indicazioni in concordanza con le prove ad energizzazione attiva già realizzate.

Misura n°	Stazione [m]	Voltaggio [mV]	St-dev [%]	Misura n°	Stazione [m]	Voltaggio [mV]	St-dev [%]	Misura n°	Stazione [m]	Voltaggio [mV]	St-dev [%]
1	0	20.38	1.4	17	64	10.45	0.3	**33**	**128**	**3.15**	**0.2**
2	4	22.98	0	18	68	11.67	0.1	34	132	11.55	0.2
3	8	19.08	0	19	72	8.98	0.1	35	136	11.1	0.1
4	12	16.11	0	20	76	10.49	0.1	36	140	11.03	0
5	16	13.3	0	21	80	6.16	0.1	37	144	10.49	0.3
6	20	14.32	0.1	22	84	6.51	0.1	38	148	10	0.1
7	24	15.06	0	**23**	**88**	**3.75**	**0.3**	39	152	10.45	0.6
8	28	15.45	0	24	92	6.46	0.2	40	156	8.55	0.1
9	32	14.63	0	25	96	5.8	0.5	41	160	10.75	0
10	36	14.64	0	26	100	6.51	0.5	42	164	8.51	0.2
11	40	10.69	0	27	104	5.09	0.1	43	168	7.4	0.3
12	44	16.2	0	28	108	5.36	0.2	44	172	10.01	0
13	48	10.6	0	29	112	5.3	0.1	**45**	**176**	**3.5**	**0.4**
14	52	11.37	0	30	116	4.64	0.2	46	180	9.01	1
15	56	12.98	0.1	31	120	4.81	0.8	47	184	11.47	0
16	60	10.85	0	32	124	9.31	0	48	188	12.38	0.3

Fig.13: Misure di potenziale spontaneo Diga Mura Cabonis

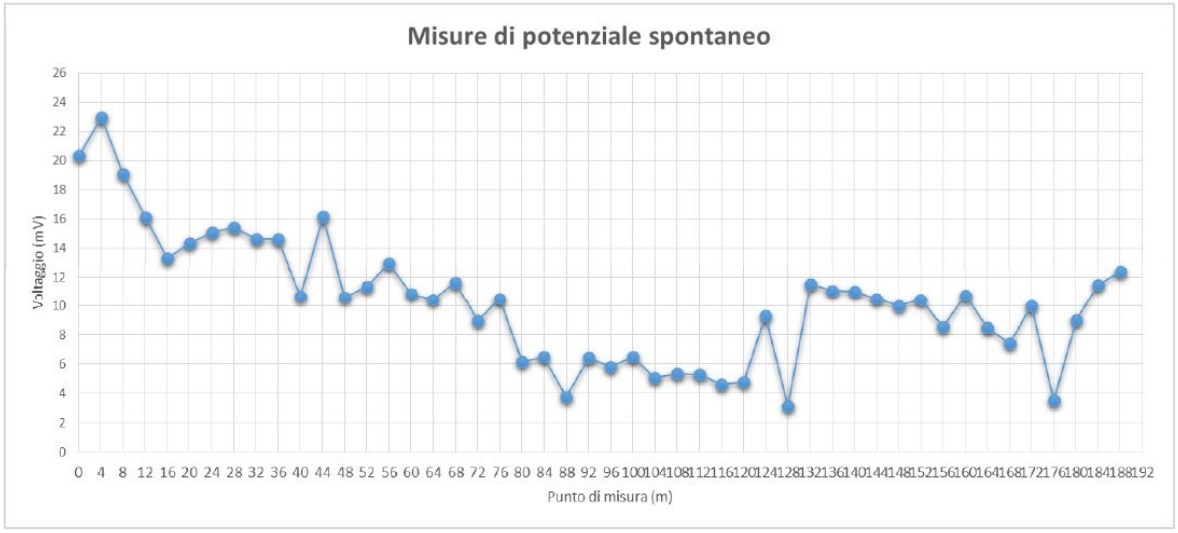


Fig.14: Grafico delle misure di potenziale spontaneo Diga Mura Cabonis

© 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.

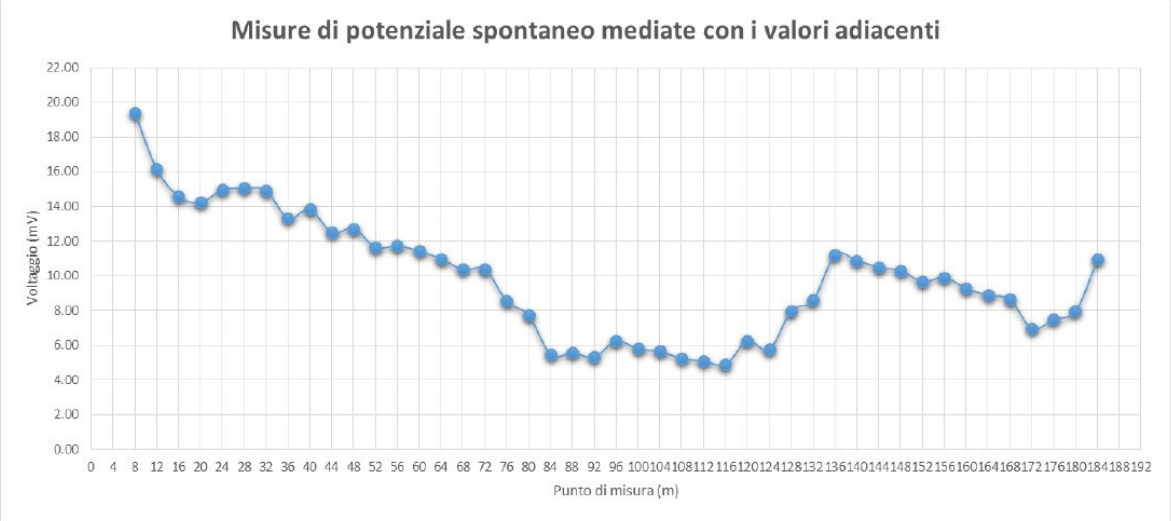


Fig.15: Grafico delle misure di potenziale spontaneo mediate Diga Mura Cabonis

Come si evince dallo schema dei grafici, si rileva un andamento a V, con valori che tendono a diminuire costantemente dall'inizio del profilo, raggiungendo il loro minimo tra 84 m e 116 m dall'inizio del profilo tomografico, per poi crescere di nuovo nonostante si riscontri un picco di minimo a 176 m. I settori ad anomalia minima indicano possibili movimenti di acqua dall'alto verso il basso, pertanto l'analisi conferma come il settore centrale della diga sia soggetto ad infiltrazioni d'acqua, con possibili infiltrazioni secondarie anche nel settore terminale della diga (Zona dello sfioratore).

Relativamente a tutti gli aspetti di dettaglio inerenti le indagini geofisiche, si rimanda all'allegato specifico di dettaglio.

8. Indagini Geofisiche

Al termine delle indagini indirette, si è ritenuto necessario dover eseguire n° 4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo sul corpo diga a partire dalla quota del coronamento (circa 116.85 m. slm) fino ad una profondità massima di circa 16 metri.

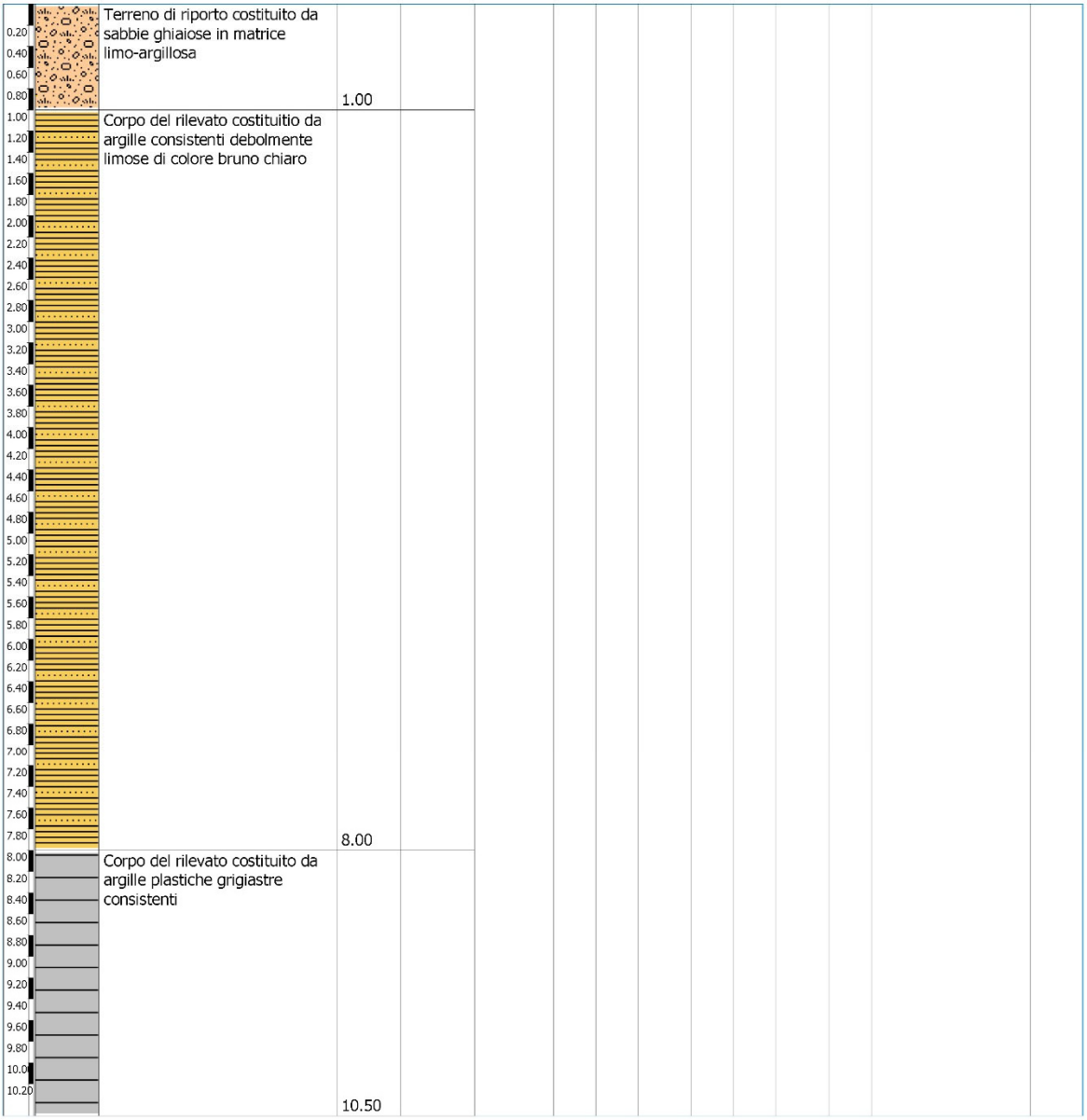
Dei 4 sondaggi eseguiti, n° 3 sondaggi sono stati attrezzati a piezometri (S1, S3, S4), mentre il sondaggio S2 è stato attrezzato con un tubo inclinometrico per misure degli spostamenti del corpo del rilevato, così come richiesto dal Servizio opere idrauliche e idrogeologiche nell'ambito della predisposizione del piano di monitoraggio e controllo. I sondaggi geognostici sono stati eseguiti dalla ditta Angius Antonello con direzione lavori a cura del sottoscritto dal 30 gennaio 2019 al 6 febbraio 2019. I punti di ubicazione dei sondaggi sono stati tracciati a cura del sottoscritto in funzione dell'ubicazione delle emergenze rilevate in corrispondenza del paramento di valle e a seguito dell'analisi della sezione geolelettrica misurata lungo il coronamento.

© 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.

Studio di geologia Tecnica Dott. Geol. Simone Manconi
Via Pontano 11 - 09128 Cagliari
C.F. MNCSMN74B13B354G
P.I. 02760610929

STRATIGRAFIA SONDAGGI GEOGNOSTICI

Committente	Profondità raggiunta	Quota Ass. P.C.	Certificato n°	Pagina
Consorzio di Bonifica Oristanese	17.80	117.00	1	1
Operatore	**Indagine**			**Inizio/Fine Esecuzione**
Ditta Antonello Angius	Messa in sicurezza Diga Mura Cabonis			30/01/2019-6/02/2019
Responsabile	**Sondaggio**	**Tipo Carotaggio**	**Tipo Sonda**	**Coordinate X Y**
Dott. Geol. Manconi Simone	S1	Sondaggio Geognostico	Sonda IM 8	



Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Perforazione:CS-Carotiere Semplice, CD-Carotiere Doppio, EC-Elica Continua
Stabilizzazione:RM-Rivestimento Metallico, FB-Fanghi Betonitici
Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio:Sondaggio Geognostico

Sonda:Sonda IM 8
Direzione Tecnica Sondaggi

© 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.

Studio di geologia Tecnica Dott. Geol. Simone Manconi
Via Pontano 11 - 09128 Cagliari
C.F. MNCSMN74B13B354G
P.I. 02760610929

STRATIGRAFIA SONDAGGI GEOGNOSTICI

Committente	Profondità raggiunta	Quota Ass. P.C.	Certificato n°	Pagina
Consorzio di Bonifica Oristanese	17.80	117.00	1	1
Operatore	**Indagine**			**Inizio/Fine Esecuzione**
Ditta Antonello Angius	Messa in sicurezza Diga Mura Cabonis			30/01/2019-6/02/2019
Responsabile	**Sondaggio**	**Tipo Carotaggio**	**Tipo Sonda**	**Coordinate X Y**
Dott. Geol. Manconi Simone	S1	Sondaggio Geognostico	Sonda IM 8	

Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio	S.P.T.	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzaz.	Cass. Catalogi	Falda	Altre prove
10.40 – 13.60		Corpo del rilevato costituito da argille plastiche grigiastre poco consistenti, sature											
			13.80										
13.80 – 17.60		Basalto da colore scuro e bassa vescicolarità a colore bruno tendente al grigio con maggiore vescicolarità, debolmente fratturato con tre fratture a riempimento argilloso											
			17.80										
17.8 – 20.40													

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Perforazione:CS-Carotiere Semplice, CD-Carotiere Doppio, EC-Elica Continua
Stabilizzazione:RM-Rivestimento Metallico, FB-Fanghi Betonitici
Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio:Sondaggio Geognostico

Sonda:Sonda IM 8
Direzione Tecnica Sondaggi

© 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.



Fig.16: Sondaggio geognostico S1 - Diga Mura Cabonis – 0.00 m ÷ 5.00 m

© 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.



Fig.17: Sondaggio geognostico S1 - Diga Mura Cabonis – 5.00 m ÷ 10.00 m

© 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.



Fig.18: Sondaggio geognostico S1 - Diga Mura Cabonis – 10.00 m ÷ 15.00 m

© 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.



Fig.19: Sondaggio geognostico S1 - Diga Mura Cabonis – 15.00 m ÷ 16.10 m

© 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.

Studio di geologia Tecnica Dott. Geol. Simone Manconi
Via Pontano 11 - 09128 Cagliari
C.F. MNCSMN74B13B354G
P.I. 02760610929

STRATIGRAFIA SONDAGGI GEOGNOSTICI

Committente	Profondità raggiunta	Quota Ass. P.C.	Certificato n°	Pagina
Consorzio di Bonifica Oristanese	16.00	117.00	1	1
Operatore	**Indagine**			**Inizio/Fine Esecuzione**
Ditta Antonello Angius	Messa in sicurezza Diga Mura Cabonis			30/01/2019-6/02/2019
Responsabile	**Sondaggio**	**Tipo Carotaggio**	**Tipo Sonda**	**Coordinate X Y**
Dott. Geol. Manconi Simone	S2	Sondaggio Geognostico	Sonda IM 8	

Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio	S.P.T.	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzaz.	Cass. Catalogi	Falda	Altre prove
0.20		Terreno di riporto	0.30										
0.40		Corpo del rilevato costituitio da argille consistenti debolmente limose di colore bruno chiaro e livelli argillosi meno consistenti di colore grigiastro											
0.60													
0.80													
1.00													
1.20													
1.40													
1.60													
1.80													
2.00													
2.20													
2.40													
2.60													
2.80													
3.00													
3.20													
3.40													
3.60													
3.80													
4.00													
4.20													
4.40													
4.60													
4.80													
5.00													
5.20													
5.40													
5.60													
5.80													
6.00													
6.20													
6.40													
6.60													
6.80													
7.00													
7.20													
7.40													
7.60													
7.80													
8.00													
8.20													
8.40													
8.60													
8.80													
9.00													
9.20													
9.40													
9.60													
9.80													
10.0													
10.20			10.50										

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Perforazione:CS-Carotiere Semplice, CD-Carotiere Doppio, EC-Elica Continua
Stabilizzazione:RM-Rivestimento Metallico, FB-Fanghi Betonitici
Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio:Sondaggio Geognostico

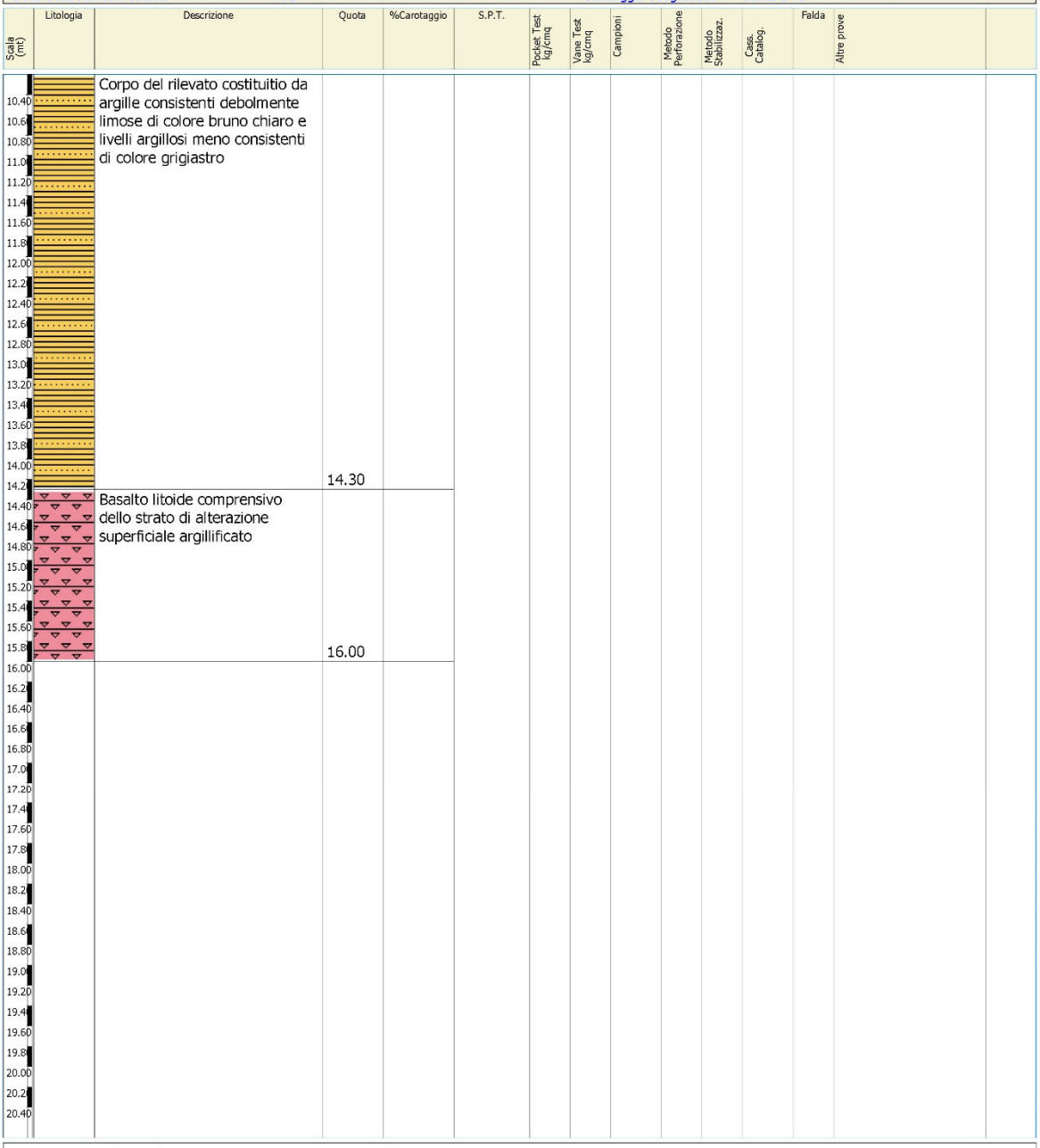
Sonda:Sonda IM 8
Direzione Tecnica Sondaggi

© 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.

Studio di geologia Tecnica Dott. Geol. Simone Manconi
Via Pontano 11 - 09128 Cagliari
C.F. MNCSMN74B13B354G
P.I. 02760610929

STRATIGRAFIA SONDAGGI GEOGNOSTICI

Committente	Profondità raggiunta	Quota Ass. P.C.	Certificato n°	Pagina
Consorzio di Bonifica Oristanese	16.00	117.00	1	1
Operatore	**Indagine**			**Inizio/Fine Esecuzione**
Ditta Antonello Angius	Messa in sicurezza Diga Mura Cabonis			30/01/2019-6/02/2019
Responsabile	**Sondaggio**	**Tipo Carotaggio**	**Tipo Sonda**	**Coordinate X Y**
Dott. Geol. Manconi Simone	S2	Sondaggio Geognostico	Sonda IM 8	



Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Perforazione:CS-Carotiere Semplice, CD-Carotiere Doppio, EC-Elica Continua
Stabilizzazione:RM-Rivestimento Metallico, FB-Fanghi Betonitici
Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio:Sondaggio Geognostico

Sonda:Sonda IM 8
Direzione Tecnica Sondaggi

© 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.



Fig.20: Sondaggio geognostico S2 - Diga Mura Cabonis – 0.00 m ÷ 5.00 m

© 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.



Fig.21: Sondaggio geognostico S2 - Diga Mura Cabonis – 5.00 m ÷ 10.00 m

© 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.



Fig.22: Sondaggio geognostico S2 - Diga Mura Cabonis – 10.00 m ÷ 15.00 m

© 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.



Fig.23: Sondaggio geognostico S2 - Diga Mura Cabonis – 15.00 m ÷ 16.00 m

© 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.

Studio di geologia Tecnica Dott. Geol. Simone Manconi
Via Pontano 11 - 09128 Cagliari
C.F. MNCSMN74B13B354G
P.I. 02760610929

STRATIGRAFIA SONDAGGI GEOGNOSTICI

Committente	Profondità raggiunta	Quota Ass. P.C.	Certificato n°	Pagina
Consorzio di Bonifica Oristanese	13.90	117.00	1	1
Operatore	**Indagine**			**Inizio/Fine Esecuzione**
Ditta Antonello Angius	Messa in sicurezza Diga Mura Cabonis			30/01/2019-6/02/2019
Responsabile	**Sondaggio**	**Tipo Carotaggio**	**Tipo Sonda**	**Coordinate X Y**
Dott. Geol. Manconi Simone	S3	Sondaggio Geognostico	Sonda IM 8	

Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio	S.P.T.	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzaz.	Cass. Catalogi	Falda	Altre prove
0.20 – 1.20		Terreno di riporto costituito da sabbie ghiaiose in matrice limo-argillosa	1.40										
1.40 – 7.60		Corpo del rilevato costituitio da argille consistenti debolmente limose di colore bruno chiaro	7.70										
7.80 – 9.40		Corpo del rilevato costituito da argille plastiche grigiastre consistenti	9.50										
9.60 – 10.20		Corpo del rilevato - Argille plastiche debolmente consistenti, sature	10.50										

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Perforazione:CS-Carotiere Semplice, CD-Carotiere Doppio, EC-Elica Continua
Stabilizzazione:RM-Rivestimento Metallico, FB-Fanghi Betonitici
Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio:Sondaggio Geognostico

Sonda:Sonda IM 8
Direzione Tecnica Sondaggi

© 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.

Studio di geologia Tecnica Dott. Geol. Simone Manconi
Via Pontano 11 - 09128 Cagliari
C.F. MNCSMN74B13B354G
P.I. 02760610929

STRATIGRAFIA SONDAGGI GEOGNOSTICI

Committente	Profondità raggiunta	Quota Ass. P.C.	Certificato n°	Pagina
Consorzio di Bonifica Oristanese	13.90	117.00	1	1
Operatore	**Indagine**			**Inizio/Fine Esecuzione**
Ditta Antonello Angius	Messa in sicurezza Diga Mura Cabonis			30/01/2019-6/02/2019
Responsabile	**Sondaggio**	**Tipo Carotaggio**	**Tipo Sonda**	**Coordinate X Y**
Dott. Geol. Manconi Simone	S3	Sondaggio Geognostico	Sonda IM 8	

Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio	S.P.T.	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzaz.	Cass. Catalogi	Falda	Altre prove
10.40		Corpo del rilevato costituito da argille debolmente limose di colore grigio											
10.6													
10.80													
11.0													
11.20													
11.4													
11.60													
11.8													
12.00													
12.2													
12.40													
12.6													
12.80													
13.0													
13.20													
13.4													
13.60			13.70										
13.8		Cappellaccio superiore Basalti	13.90										
14.00													
14.2													
14.40													
14.6													
14.80													
15.0													
15.20													
15.4													
15.60													
15.8													
16.00													
16.2													
16.40													
16.6													
16.80													
17.0													
17.20													
17.4													
17.60													
17.8													
18.00													
18.2													
18.40													
18.6													
18.80													
19.0													
19.20													
19.4													
19.60													
19.8													
20.00													
20.2													
20.40													

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Perforazione:CS-Carotiere Semplice, CD-Carotiere Doppio, EC-Elica Continua
Stabilizzazione:RM-Rivestimento Metallico, FB-Fanghi Betonitici
Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio:Sondaggio Geognostico

Sonda:Sonda IM 8
Direzione Tecnica Sondaggi

© 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.



Fig.24: Sondaggio geognostico S3 - Diga Mura Cabonis – 0.00 m ÷ 5.00 m

© 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.



Fig.25: Sondaggio geognostico S3 - Diga Mura Cabonis – 5.00 m ÷ 10.00 m

© 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.



Fig.26: Sondaggio geognostico S3 - Diga Mura Cabonis – 10.00 m ÷ 13.90 m

© 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.

Studio di geologia Tecnica Dott. Geol. Simone Manconi
Via Pontano 11 - 09128 Cagliari
C.F. MNCSMN74B13B354G
P.I. 02760610929

STRATIGRAFIA SONDAGGI GEOGNOSTICI

Committente	Profondità raggiunta	Quota Ass. P.C.	Certificato n°	Pagina
Consorzio di Bonifica Oristanese	5.00	108.00	1	1
Operatore	**Indagine**			**Inizio/Fine Esecuzione**
Ditta Antonello Angius	Messa in sicurezza Diga Mura Cabonis			30/01/2019-6/02/2019
Responsabile	**Sondaggio**	**Tipo Carotaggio**	**Tipo Sonda**	**Coordinate X Y**
Dott. Geol. Manconi Simone	S4	Sondaggio Geognostico	Sonda IM 8	

Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio	S.P.T.	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzaz.	Cass. Catalogi	Falda	Altre prove
			0.00										
0.20		Suolo argilloso di colore grigio scuro	0.50										
0.40		Argilla debolmente limosa	1.00										
1.00		Argilla sabbiosa di colore bruno scuro con interclusi clasti ciottolosi di rocce basaltiche da millimetrici a centimetrici	4.20										
4.20		Frammenti di roccia basaltica con alterazioni argillitiche	4.50										
4.60		Basalto litoide	5.00										

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Perforazione:CS-Carotiere Semplice, CD-Carotiere Doppio, EC-Elica Continua
Stabilizzazione:RM-Rivestimento Metallico, FB-Fanghi Betonitici
Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio:Sondaggio Geognostico

Sonda:Sonda IM 8
Direzione Tecnica Sondaggi

© 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.



Fig.27: Sondaggio geognostico S4 - Diga Mura Cabonis – 0.00 m ÷ 5.10 m

© 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.



Fig.28: Sondaggio geognostico S1 - Diga Mura Cabonis – Allestimento Piezometro

© 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.



Fig.29: Sondaggio geognostico S1 - Diga Mura Cabonis – Allestimento Piezometro

© 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.



Fig.30: Sondaggio geognostico S2 - Diga Mura Cabonis – Allestimento Inclinometro in ABS

© 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.



Fig.31: Sondaggio geognostico S2 - Diga Mura Cabonis – Inclinometro con chiusino



Fig.32: Sondaggio geognostico S2 - Diga Mura Cabonis – Passaggio sonda testimone per rilievo discontinuità

© 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.

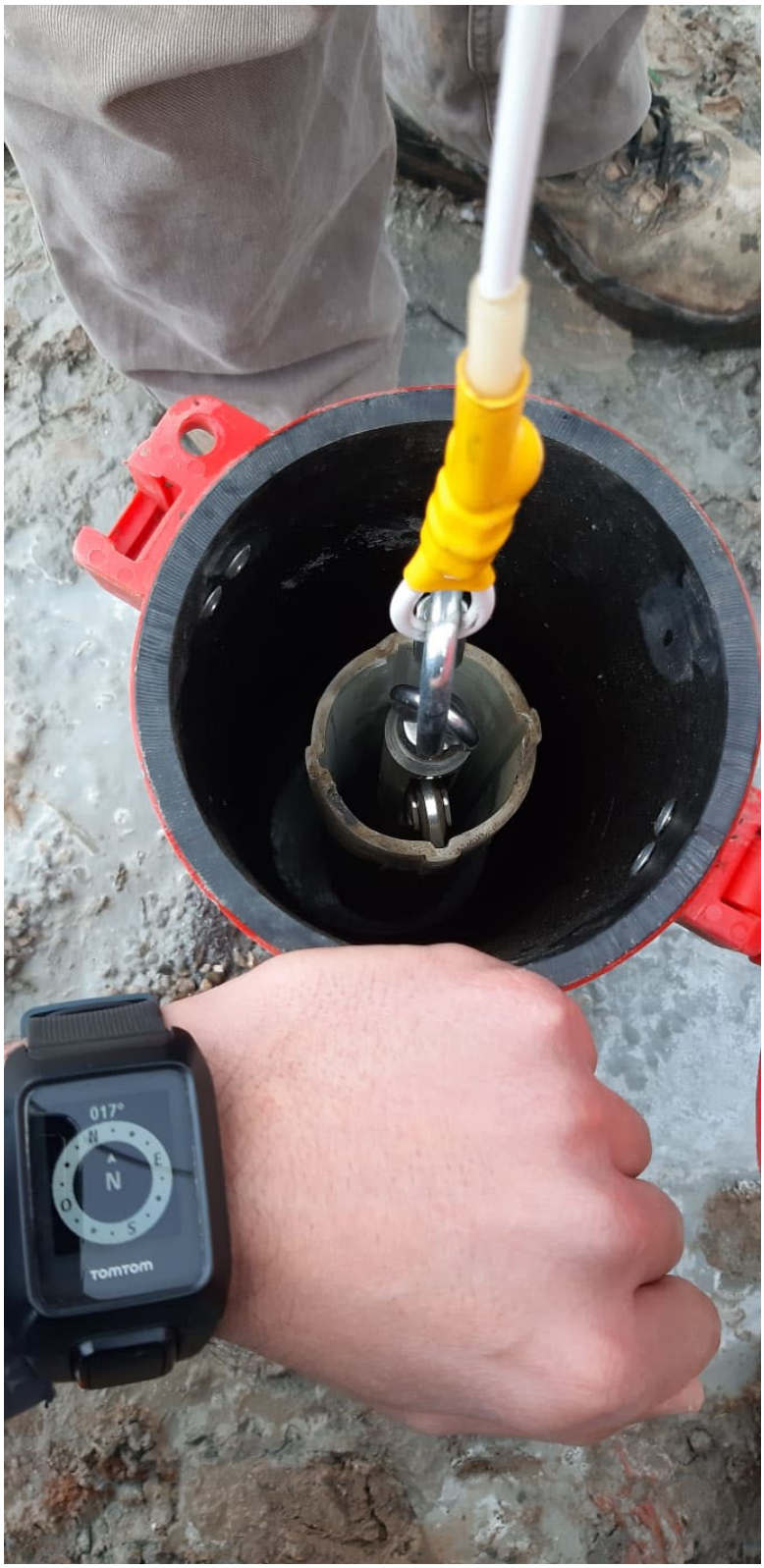


Fig.33: Sondaggio geognostico S2 – Passaggio sonda testimone e lettura direzione scanalatura rispetto a N (17°)

© 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.



Fig.34: Termine delle operazioni di cantiere sul coronamento (in primo piano piezometro S3)

© 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.



Fig.35: Termine delle operazioni di cantiere sull'unghia del paramento di valle (in primo piano piezometro S4)

Complessivamente, per quanto è stato rilevato durante le indagini dirette, il corpo diga è costituito da un rilevato in argilla debolmente sabbiosa, avente uno spessore complessivo di circa 14 metri nel punto centrale con livelli marcatamente più plastici e saturi alle quote di - 10.50 - 11.50 dalla quota del coronamento.

A termine delle operazioni di sondaggio, in data 11.02.2019 sono state eseguite diverse misurazioni, tra cui le misure dei tre piezometri e dell'inclinometro mediante passaggio della sonda testimone.

Per quanto concerne il piezometro allestito nel sondaggio S1 (fessurato nel tratto relativo ai basalti e cieco nel tratto del corpo del rilevato in argilla) è stata misurata la quota piezometrica a ≅ -6.50 m dalla quota del coronamento, a cui corrisponde pertanto una risalita della falda corrispondente alla linea di saturazione della diga di ≅ 9.50 metri dalla base del corpo del rilevato.

Per quanto concerne il piezometro allestito nel sondaggio S3 (fessurato nel tratto relativo al corpo del rilevato in argilla nella quota -13.70 ÷ -7.70 e cieco nel tratto dei basalti) è stata misurata la quota piezometrica a ≅ -4.53 m dalla quota del coronamento, a cui corrisponde pertanto una risalita della

© 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.

falda corrispondente alla linea di saturazione della diga di ≅ 9.17 metri, pertanto simile a quella del primo piezometro. Relativamente al piezometro S4, è stato misurato un livello piezometrico pari a circa 0.63 m dal p.d.c. Questa misura non è da ritenersi falda acquifera superficiale bensì accumulo proveniente dai ristagni delle emergenze sul paramento di valle e poco distanti dal punto di misura.

A riguardo, si fa presente che il piezometro è stato allestito per tutta la sua altezza (5 m) con tubo in PVC micro-fessurato e che durante le operazioni di sondaggio non è mai stata rilevata alcuna falda acquifera superficiale (vedasi Fig.27).

Per quanto concerne la misura eseguita all'interno del tubo inclinometro con la sonda testimone è stato accertato che il passaggio della strumentazione è avvenuta senza ostacoli fino alla profondità di innesto del tubo inclinometrico, vale a dire fino a 16.10 m dalla quota del coronamento della diga.

In merito alle condizioni generali del corpo del rilevato, appare evidente che lo stesso si trovi in condizioni di equilibrio. Naturalmente la presenza delle emergenze sul paramento di valle è certamente da considerarsi un fattore di tipo destabilizzante per cui necessiterà un intervento di ripristino delle condizioni di impermeabilità iniziali.

A tal fine, l'intervento progettuale proposto è da intendersi doppiamente vincente in quanto oltre a ripristinare le condizioni di impermeabilità pre-esistenti del corpo del rilevato ne consolida anche la staticità.

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

Relativamente alle condizioni di permeabilità del corpo del rilevato e del substrato vulcanico basaltico su cui la diga si poggia, sono state eseguite complessivamente due prove di permeabilità in foro:

1) una prova Lugeon (nel sondaggio S1) all'interno del substrato basaltico;
2) una prova Lefranc sulle argille costituenti il corpo del rilevato, con rabbocco del livello fino alla quota del coronamento.

La prova Lugeon consente di valutare l'attitudine di un ammasso roccioso (nel nostro caso l'ammasso roccioso basaltico) a consentire la circolazione dell'acqua.

La prova è stata eseguita durante il corso della perforazione del sondaggio S1 e la procedura per la misura del coefficiente di permeabilità si è sviluppata 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

© 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.

La prova consiste nel misurare la portata di acqua iniettata nella camera m 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).



Fig. 36: Packer per esecuzione prova Lugeon

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;

Y_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.

© 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.

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:

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

dove:

q = portata assorbita; ($m^3\ s^{-1}$)

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)

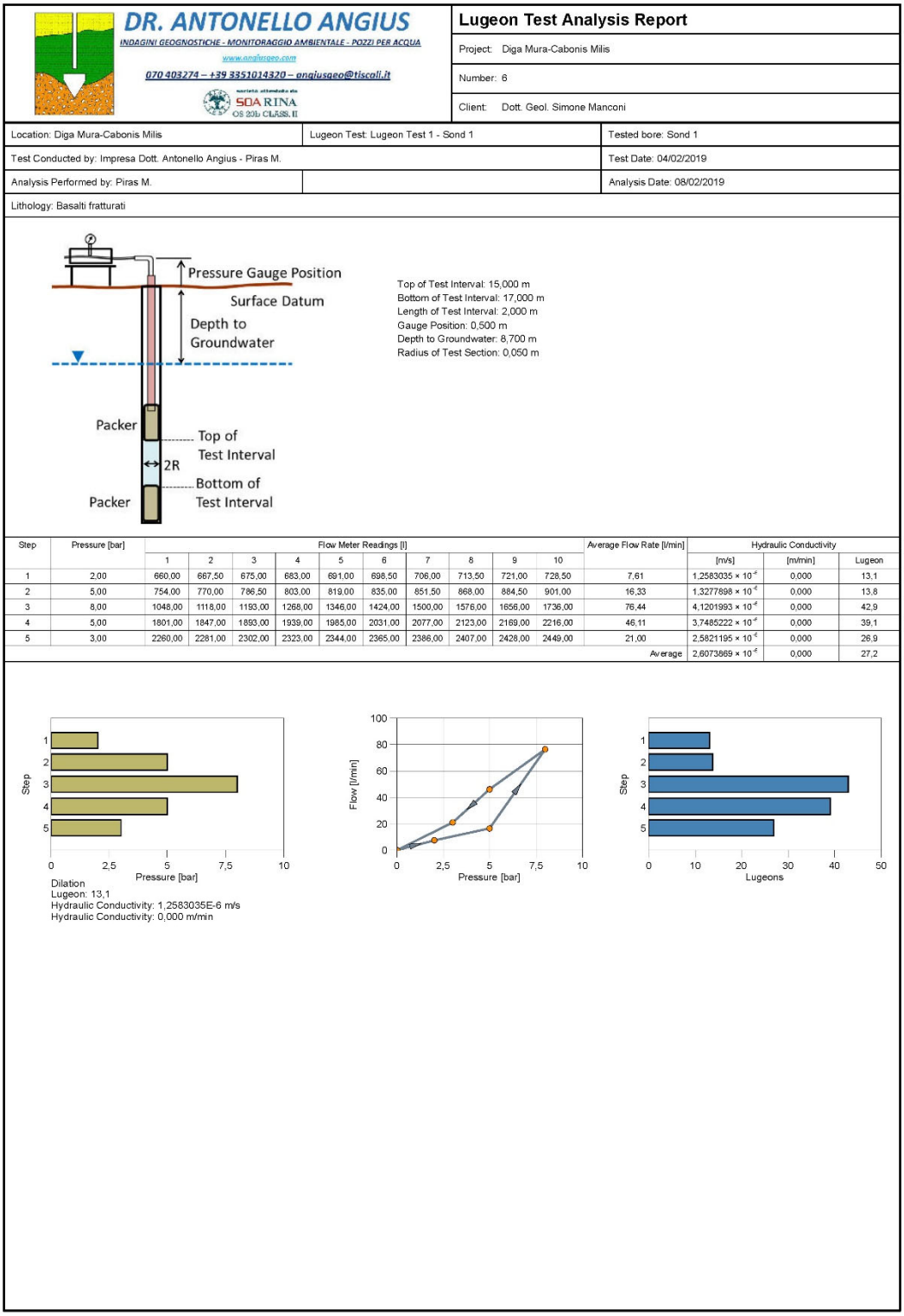
Sulla base della prova effettuata è stato possibile pertanto classificare la permeabilità all'interno dell'ammasso roccioso basaltico che pur fratturato, costituisce il piano di appoggio del corpo diga.

Sulla base delle analisi effettuate, nel substrato roccioso basaltico, il coefficiente di permeabilità K risulta essere pari a $\cong 2.61 * 10^{-6}$ m/sec, pertanto equivalente ad un indice scarso di permeabilità, come riportato nella tabella sottostante.

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	$10^{-9} > K$

Pertanto, seppur mediamente fratturato, il substrato roccioso basaltico è caratterizzato da un indice scarso di permeabilità, pertanto da giudicarsi idoneo per il tipo di opera ad esso collegata.

© 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.



DR. ANTONELLO ANGIUS
INDAGINI GEOGNOSTICHE - MONITORAGGIO AMBIENTALE - POZZI PER ACQUA
www.angiusgeo.com
070 403274 – +39 3351014320 – angiusgeo@tiscali.it
società attestata da SOA RINA OS 20b CLASS. II

Lugeon Test Analysis Report

Project: Diga Mura-Cabonis Milis
Number: 6
Client: Dott. Geol. Simone Manconi

Location: Diga Mura-Cabonis Milis	Lugeon Test: Lugeon Test 1 - Sond 1	Tested bore: Sond 1
Test Conducted by: Impresa Dott. Antonello Angius - Piras M.		Test Date: 04/02/2019
Analysis Performed by: Piras M.		Analysis Date: 08/02/2019
Lithology: Basalti fratturati		

Top of Test Interval: 15,000 m
Bottom of Test Interval: 17,000 m
Length of Test Interval: 2,000 m
Gauge Position: 0,500 m
Depth to Groundwater: 8,700 m
Radius of Test Section: 0,050 m

Step	Pressure [bar]	Flow Meter Readings [l]										Average Flow Rate [l/min]	Hydraulic Conductivity		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		[m/s]	[m/min]	Lugeon
1	2,00	660,00	667,50	675,00	683,00	691,00	698,50	706,00	713,50	721,00	728,50	7,61	$1,2583035 \times 10^{-6}$	0,000	13,1
2	5,00	754,00	770,00	786,50	803,00	819,00	835,00	851,50	868,00	884,50	901,00	16,33	$1,3277898 \times 10^{-6}$	0,000	13,8
3	8,00	1048,00	1118,00	1193,00	1268,00	1346,00	1424,00	1500,00	1576,00	1656,00	1736,00	76,44	$4,1201993 \times 10^{-6}$	0,000	42,9
4	5,00	1801,00	1847,00	1893,00	1939,00	1985,00	2031,00	2077,00	2123,00	2169,00	2216,00	46,11	$3,7485222 \times 10^{-6}$	0,000	39,1
5	3,00	2260,00	2281,00	2302,00	2323,00	2344,00	2365,00	2386,00	2407,00	2428,00	2449,00	21,00	$2,5821195 \times 10^{-6}$	0,000	26,9
												Average	$2,6073869 \times 10^{-6}$	0,000	27,2

Dilation
Lugeon: 13,1
Hydraulic Conductivity: 1,2583035E-6 m/s
Hydraulic Conductivity: 0,000 m/min

Fig. 37: Diagramma di esecuzione prova Lugeon

© 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.

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 (Kh), quella verticale (Kv) oppure una media tra le due (Kh·Kv).

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.

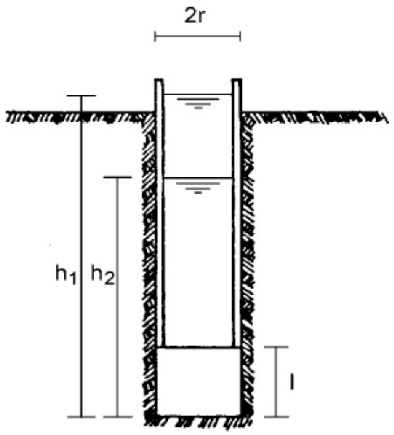
PROVA LEFRANC 1 S3

Il coefficiente di permeabilità viene calcolato con la seguente formula:

$$k = \frac{A}{CL\,(t_2-t_1)} \ln(h_1/h_2) \qquad \text{Carico variabile}$$

A (m^2) area di base del foro di sondaggio
h_1 ed h_2 (m) l'altezza dei livelli dell'acqua nel foro rispetto al fondo del foro nei tempi t_1 e t_2 (s)
CL (m) un coefficiente di forma per il quale vengono suggeriti i valori di:
CL=l per l>2r
CL=(4r + l) per l<2r
r (m) raggio del foro
l (m) lunghezza del tratto investigato

Il fattore di forma viene assunto uguale a "l" essendo rispettata la condizione CL=l per l>2r



Tratto di prova: da 9.20-11.00
Falda: 8.7
CL: 1.8
A: 0.00785

Tempi (s)	30	60	120	240	480	900	1800
Abbassamenti (m)	0.03	0.06	0.12	0.24	0.45	0.75	1.17

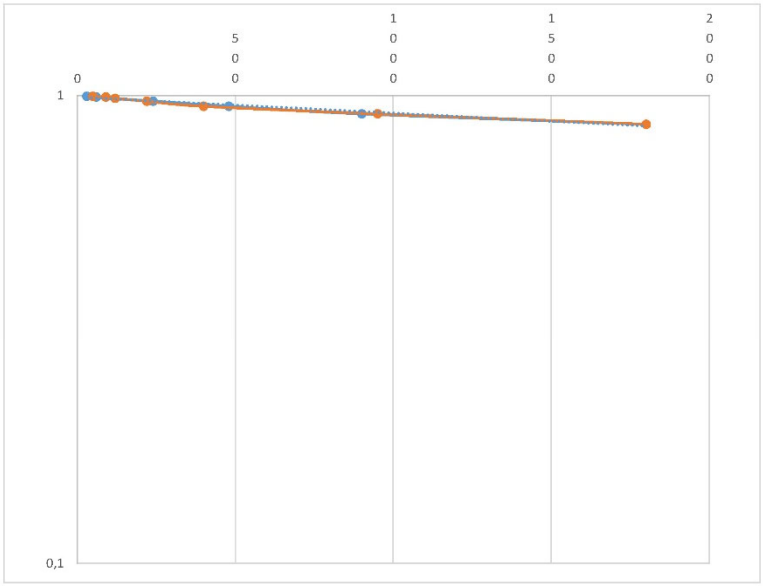
K medio (m/s): 4.9E-7

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.

© 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.

Viene costruita la curva sperimentale in scala semilogaritmica nella quale si riportano: in ascisse i tempi in scala aritmetica ed in ordinate il rapporto h/ho in scala logaritmica. Elaborata la retta di regressione si estrapolano i valori T e h/ho da sostituire nella formula precedentemente descritta.



Valori estrapolati

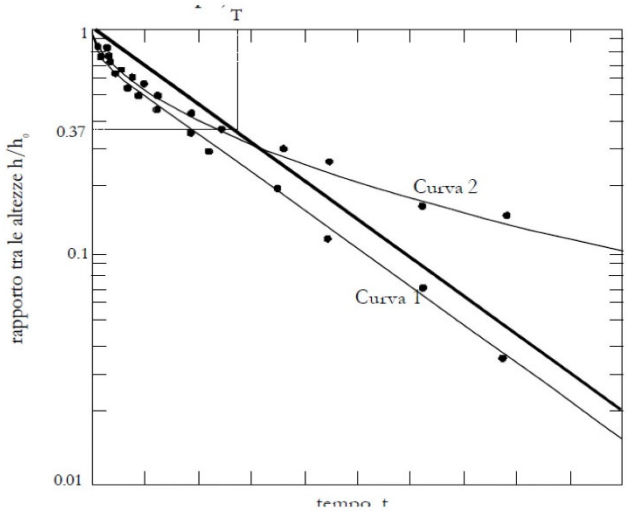
Tempi (s)	50	90	120	220	400	950	1800
h/ho	0,996552	0,993103	0,986207	0,972414	0,948276	0,913793	0,867816

K medio (m/s): 4.48E-7

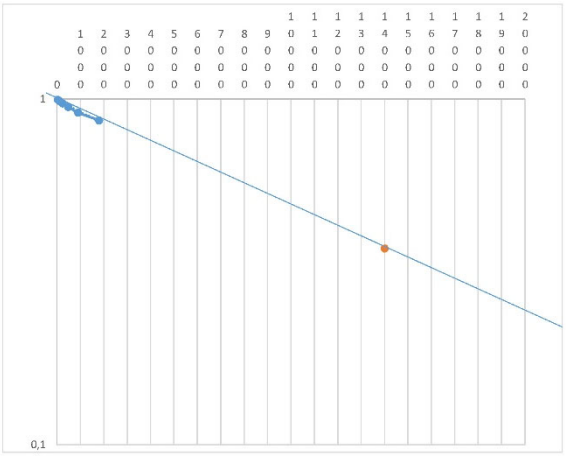
In alternativa il coefficiente di permeabilità può essere espresso in termini di tempo di riequilibrio T, secondo la formula:

$$K=A/F*T$$

Nella quale T viene calcolato diagrammando i valori del rapporto *h/ho* (espressi in scala logaritmica) in funzione del tempo *t* (riportato in scala decimale), determinando poi la retta interpolante e tracciando la retta a essa parallela passante per l'origine (corrispondente all'istante iniziale *t=0 e h/h0=1*). Il valore di T è il tempo corrispondente a *h/h0= 0.37* riportato su questa retta.



© 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.



T 0.37= 14.000

K (m/s)=1.86E-6

Sulla base della prova effettuata è stato possibile pertanto classificare la permeabilità all'interno del corpo diga, costruito in materiale argilloso-sabbioso. Sulla base delle analisi effettuate, il coefficiente di permeabilità K risulta essere pari a $\cong 1.86 * 10^{-6}$ m/sec, pertanto equivalente ad un indice scarso di permeabilità, come riportato nella tabella sottostante.

In merito alle caratteristiche di conducibilità idraulica, il materiale utilizzato per la formazione del nucleo in argilla, pur risultando scarsamente impermeabile non mostra i connotati tipici dei materiali argillosi francamente impermeabili, laddove il coefficiente di permeabilità K deve essere $< 10^{-9}$ m/s.

Pertanto, si ritiene che una delle concause delle emergenze possa essere ricondotta alla tipologia di materiale utilizzato durante la formazione del nucleo in argilla, il quale è da intendersi scarsamente permeabile ma non abbastanza come al contrario ci si sarebbe aspettati. A tal fine, su questo livello argilloso sono state eseguite due prove di laboratorio fondamentali, ossia una prova taglio diretto su campione indisturbato con determinazione della coesione (c), dell'angolo di attrito interno di picco φ e dell'angolo di attrito interno residuo φ' e una prova di compressibilità edometrica con la quale è stato determinato oltre che il modulo edometrico del materiale argilloso, anche il coefficiente di permeabilità relativo in funzione del carico litostatico applicato.

10. Analisi geotecnica del sito – Analisi di laboratorio

A completamento delle indagini in sito sono state eseguite due prove di laboratorio: una prova di taglio per la determinazione dell'angolo di attrito interno di picco (ϕ) e residuo (ϕ'), così come del valore di coesione di picco (c) e residua (c'). e una prova edometrica pe la determinazione del modulo di compressibilità e del coefficiente di permeabilità relativo in funzione del carico litostatico applicato.

© 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.

GEOSYSTEM
Del Dott. Geol. G.B. Demontis
ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)
TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/092010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT.CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N°	4656-1	**DEL**	08/02/2019
COMMITTENTE	Ditta Dott. Antonello Angius		
CANTIERE	Diga Mura-Cabonis - Milis		
CAMPIONE	S3 (9,00-9,30)m		
UBICAZIONE	\		
DATA PRELIEVO	06/02/2019	**DATA PROVA**	08/02/2019
CERTIFICATO N.	037640	**DEL**	12 FEB. 2019

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Apparecchio di Casagrande) ASTM D3080-98

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE : Argilla marnosa consistente con concrezioni e qualche ciottolo

STATO DEL CAMPIONE Indisturbato

POCKET PENETROMETER 175 kPa

VELOCITA'DI PROVA: 0,02 mm/min

CARATTERISTICHE INIZIALI

Provini	N.	1	2	3
Altezza	mm	20,50	20,50	20,50
Lato	mm	59,50	59,50	59,50
Umidita' naturale	W %	18,79	18,79	18,79
Umidita' di prova	W %	18,79	18,79	18,79
Massa campione secco	gr	118,60	118,44	118,61
Densità di prova	kg/m^3	1941,3	1938,8	1941,6
Densità secca	kg/m^3	1634,2	1632,1	1634,5

FASE DI CONSOLIDAZIONE

Carico verticale	kPa	98,1	196,1	294,2
Altezza dopo consolidazione	mm	19,67	19,28	19,17

FASE DI ROTTURA

Carico verticale	kPa	98,1	196,1	294,2
Altezza finale provino	mm	19,54	18,57	18,31
Umidita' di prova finale	W %	18,55	18,55	18,55
Densità umida finale	kg/m^3	2032,5	2136,0	2169,4
Densità secca finale	kg/m^3	1714,5	1801,8	1830,0

Scorrimento orizzontale	**mm**	**3,63**	**7,80**	**8,75**
Sforzo al taglio (massimo) t	**kPa**	**94,00**	**133,00**	**191,00**

Scorrimento orizzontale (Res.) s	**mm**	**3,50**	**7,10**	**4,90**
Sforzo al taglio (Res.) t	**kPa**	**70,00**	**122,00**	**173,00**

NOTE:

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE
Dott. Geol. Guido Demontis

C.C.I.A.A. CAGLIARI 52034 – CODICE FISCALE DMN GNN 64D15 B354K - PARTITA IVA 01588890929

© 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.

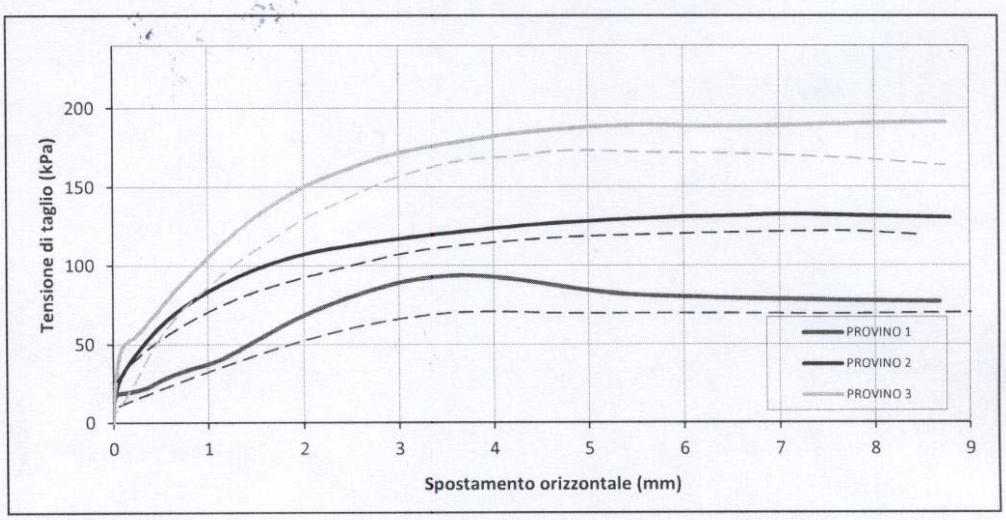
GEOSYSTEM
Del Dott. Geol. G.B. Demontis
ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)
TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec. geosystem@pec.it

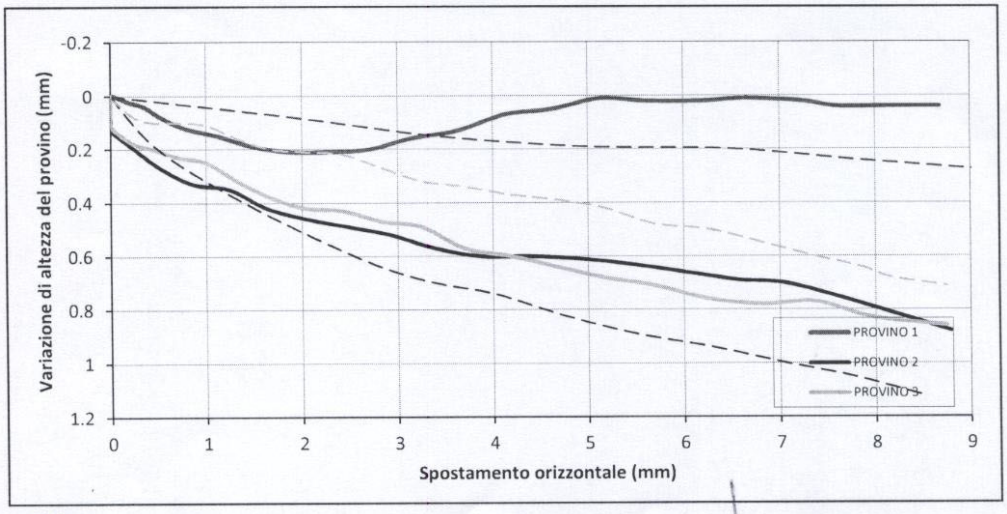
LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D 3080-98

CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n.	*4656-1*	*DEL*	*08/02/2019*
Committente	*Ditta Dott. A. Angius*	CERTIFICATO N.	037640
Cantiere	*Milis*		
Campione	*S3 (9.00-9.30)m*	DEL	12 FEB. 2019





Il Tecnico

Il Direttore

C.C.I.A.A. CAGLIARI 52034 – CODICE FISCALE DMN GNN 64D15 B354K - PARTITA IVA 01588890929

© 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.

MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D 3080-98
CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n.	*4656-1*	*DEL*	*08/02/2019*
Committente	*Ditta Dott. A. Angius*	CERTIFICATO N.	
Cantiere	*Milis*		
Campione	*S3 (9.00-9.30)m*	DEL	

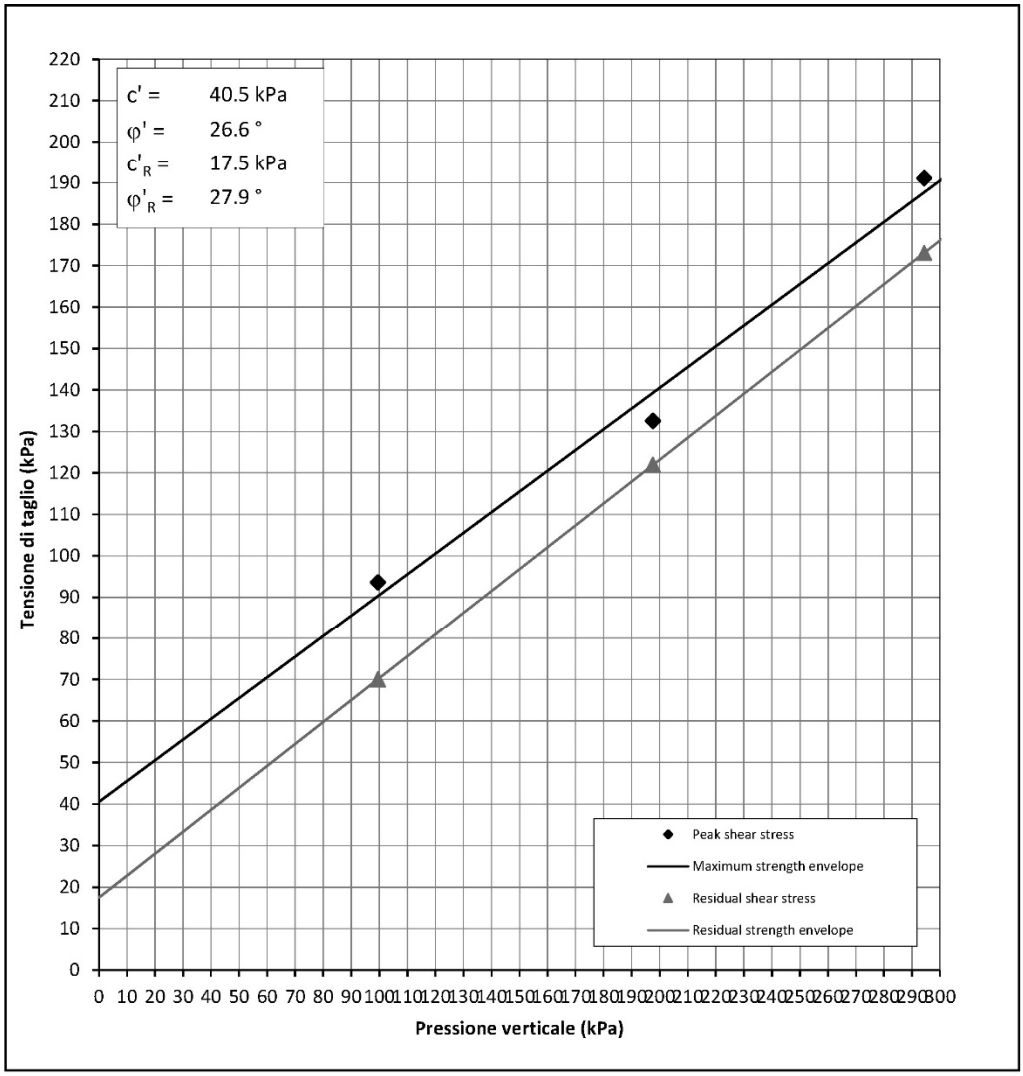


Fig. 38: Diagramma risultati deformazione di taglio sul campione argilloso

Come si evince dal diagramma di fig. 38 il campione presenta un angolo di attrito interno (di picco) di 26.6° e una coesione (picco) di 0.41 Kg/cm^2, mentre i valori residui risultano decisamente inferiori, pari a 0.18 Kg/cm^2, mentre il valore dell'angolo di attrito interno residuo è da ritenersi uguale.

© 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.

GEOSYSTEM
Del Dott. Geol. G.B. Demontis
ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)
TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/092010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT.CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N°	4656-1	**DEL**	08/02/2019
COMMITTENTE	Ditta Dott. Antonello Angius		
CANTIERE	Diga Mura-Cabonis - Milis		
CAMPIONE	S3 (9,00-9,30)m		
UBICAZIONE	/		
DATA PROVA	06/02/2019	**DATA PRELIEVO**	06/02/2019
CERTIFICATO N.	037700	**DEL**	19 FEB. 2019

PROVA EDOMETRICA
(ASTM D2435)

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE: Argilla marnosa consistente con concrezioni e qualche ciottolo

CARATTERISTICHE DEL PROVINO

Altezza provino	cm	2,000
Area provino	cm^2	40,00
Umidita 'iniziale	%	18,79
Densità naturale	kg/m^3	1942,13
Densità secca	kg/m^3	1634,93
Massa volumica reale dei grani	kg/m^3	2611,10
Grado di saturazione	%	82,17
Indice dei vuoti	e	0,597
Pocket Penetrometer	kPa	175

CICLI DI CARICO

Pressione kPa	Cedimento mm	Indice dei vuoti e	Modulo Edometrico kPa	Coeff.di consolidazione cm^2/sec	Coeff.di Permeabilita' cm/sec
0,00	0,000	0,597	\	\	\
24,52	0,100	0,589	5421	\	\
49,04	0,190	0,582	5113	\	\
98,07	0,380	0,567	5200	\	\
196,14	0,750	0,537	8581	\	\
392,28	1,190	0,502	13664	\	\
784,56	1,730	0,459	23890	\	\
1569,12	2,330	0,411	\	\	\
\	\	\	\	\	\
\	\	\	\	\	\

NOTE: \

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE
Dott. Geol. Guido Demontis

C.C.I.A.A. CAGLIARI 52034 – CODICE FISCALE DMN GNN 64D15 B354K - PARTITA IVA 01588890929

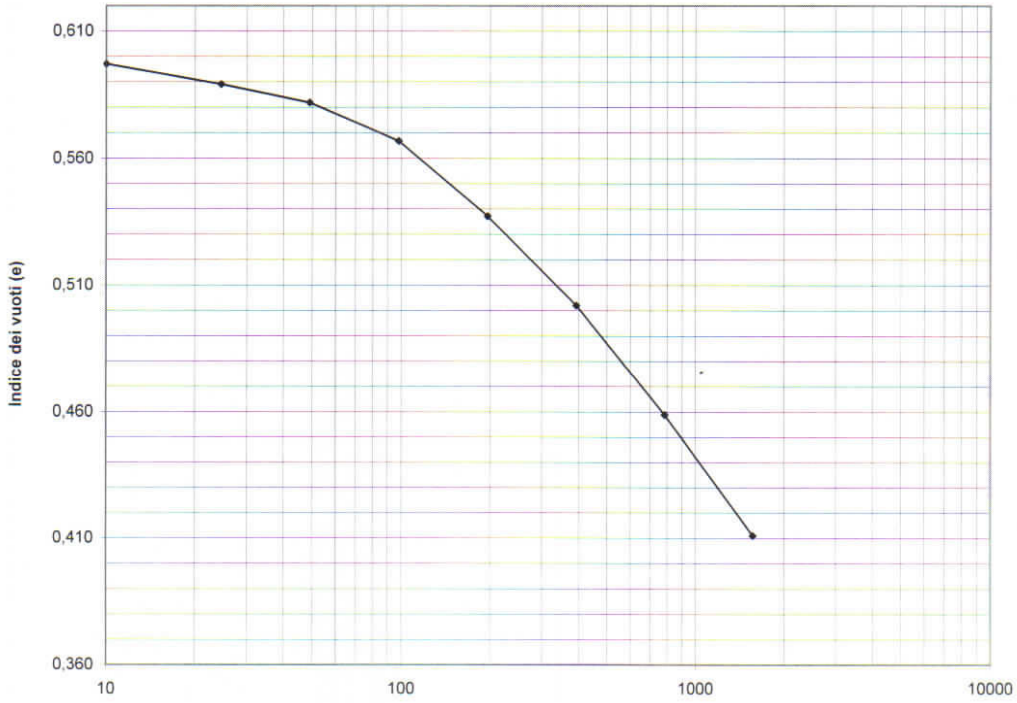
© tutti i diritti riservati.
Il presente elaborato è destinato esclusivamente alle attività di progettazione in oggetto per il Committente. E' vietato qualsiasi utilizzo, anche parziale, per scopi differenti o da parte di altri, senza il permesso scritto dell'Autore.

GEOSYSTEM
Del Dott. Geol. G.B. Demontis
ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)
TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/092010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT.CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N°	4656-1	DEL	08/02/2019
COMMITTENTE	Ditta Dott. Antonello Angius		
CANTIERE	Diga Mura-Cabonis - Milis		
CAMPIONE	S3 (9,00-9,30)m		
UBICAZIONE	/		
DATA PROVA	06/02/2019	DATA PRELIEVO	06/02/2019
CERTIFICATO N.	037709	DEL	19 FEB. 2019

PROVA EDOMETRICA
GRAFICO Indice dei vuoti-Log Pressioni



NOTE: \

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE
Dott. Geol. Guido Demontis

Pagina 2 di 2

C.C.I.A.A. CAGLIARI 52034 – CODICE FISCALE DMN GNN 64D15 B354K - PARTITA IVA 01588890929

© 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.

Come si evince dalla prova di laboratorio, l'indice dei vuoti del campione tende a diminuire con la forma di un'iperbole in ragione di un incremento di pressione, il che sta a significare che il materiale argilloso estratto dal sondaggio ha un comportamento plastico.

Considerato che il campione estratto dal sondaggio S3 ad una profondità compresa tra 9.00 m e 9.30 m dalla quota del coronamento è sottoposto ad una pressione dovuta al cario litostatico di 171 kPa, il relativo coefficiente di permeabilità per tale pressione è pari a $1.6*10^{-8}$ cm/sec, anche uguale a $1.6*10^{-10}$ m/sec.

Pertanto, dalla prova di laboratorio si evince che il materiale argilloso prelevato all'interno del corpo del rilevato ad una profondità di 9.00 m dalla quota del coronamento presenta i connotati tipici dei materiali argillosi che possono essere considerati soddisfacenti per la realizzazione dei nuclei degli sbarramenti in materiali sciolti.

Dalle prove di laboratorio, tuttavia i tecnici riferiscono che il materiale analizzato non è riferibile ad un'argilla pura ma precisamente ad una "*Argilla marnosa consistente con concrezioni e qualche ciottolo*", pertanto riferibile ad un materiale non esattamente "ideale" proprio per la presenza di elementi estranei come ad esempio i ciottoli.

11. 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 ag 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 ag > 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:

$$V_r=V_n*C_u$$

Per quanto concerne la classe d'uso, vengono dette "*Dighe di dimensioni contenute*": le dighe

© 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.

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. 39: 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. 40: Tabella C3 – D.M. 26.06.2014

Facendo riferimento alle prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} definite dalle cogenti NTC, i

© 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.

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. 41: 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:

$$\mathbf{V_r=V_n*C_u}$$

$$\mathbf{V_r=50\ Anni*1.0=50\ Anni}$$

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).

© 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.

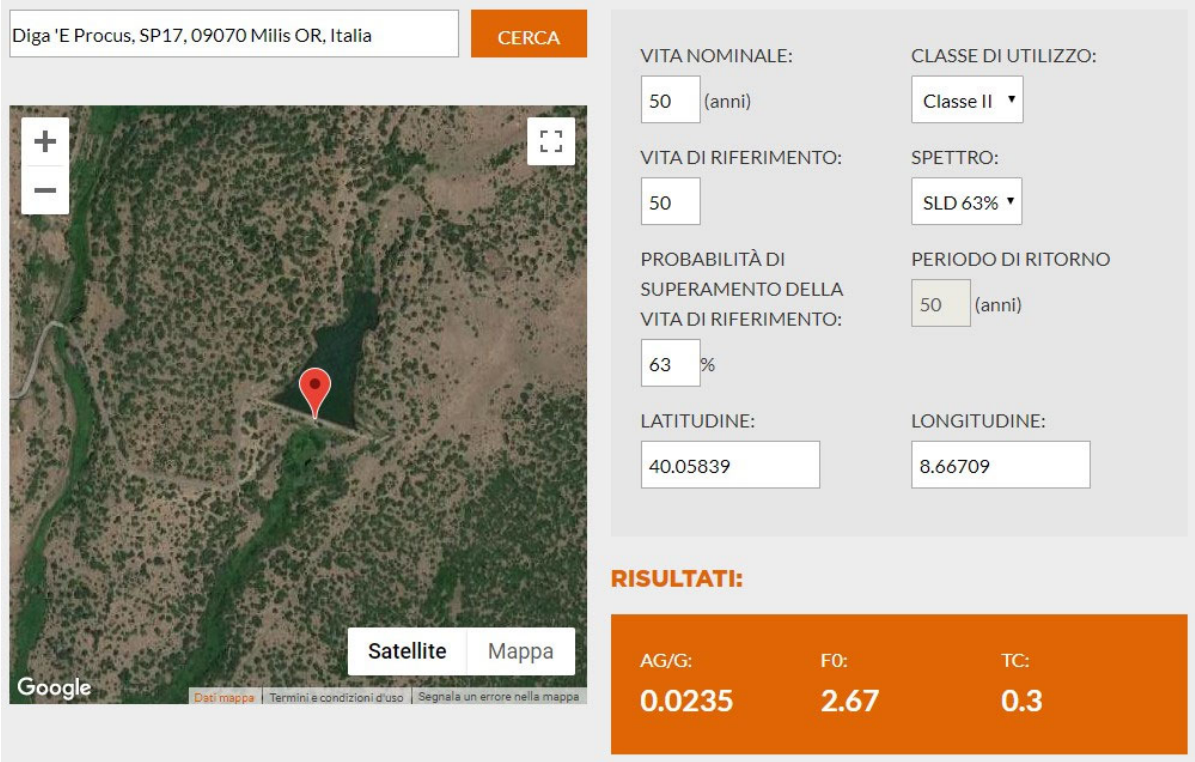


Fig. 42: Tabella parametri sismici SLE per il Sito d'indagine

- **Regione** R = Sardegna
- **Comune** C = Milis
- **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 = 40.05839
- **Longitudine** E = 8.66709
- **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

© 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.

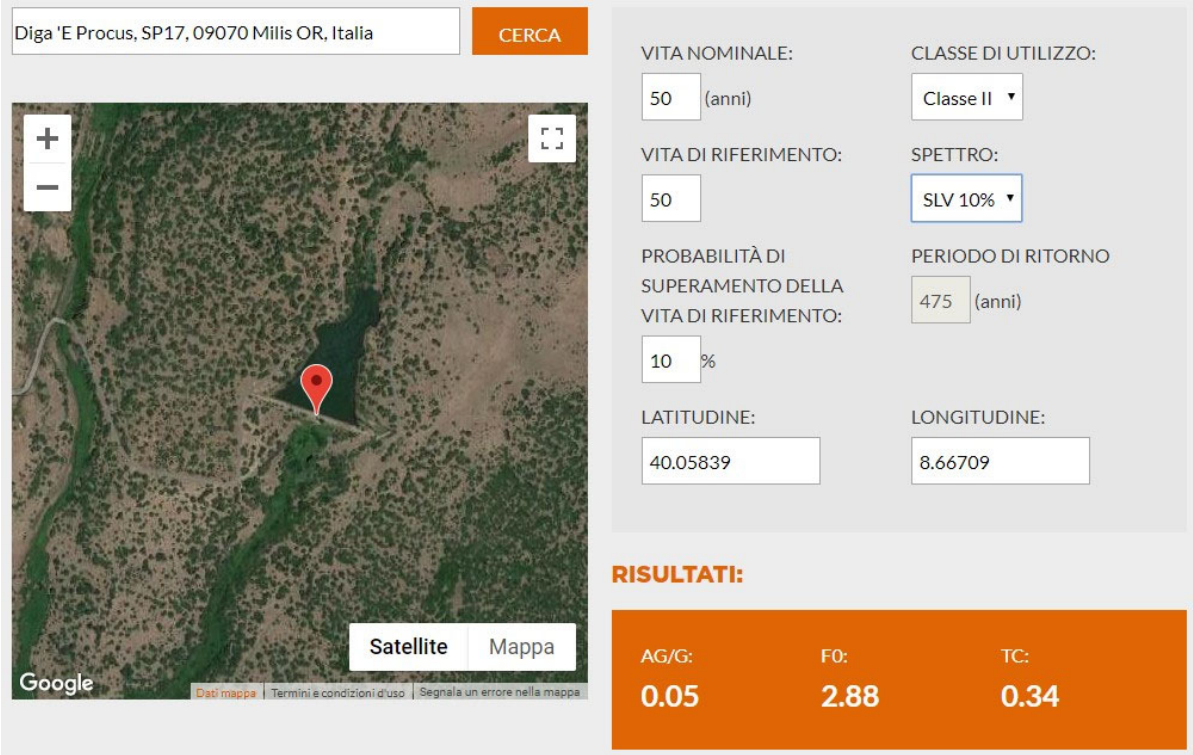


Fig. 43: Tabella parametri sismici SLU per il Sito d'indagine

- **Regione** R = Sardegna
- **Comune** C = Milis
- **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 = 40.05839
- **Longitudine** E = 8.66709
- **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

© 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.

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.

12. Analisi geotecnica del sito - Verifiche di sicurezza Diga Mura Cabonis

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 verifica di stabilità del rilevato arginale dell'invaso di Mura Cabonis. 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).

© 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.

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.

© 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.

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

© 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.

verticale della superficie di contatto tra ghiaccio e paramento della diga. Considerato che lo sbarramento di Mura Cabonis risulta ubicata 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)

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

- Combinazione eccezionale (massimo invaso) (SLU)

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

- Combinazione sismica (SLU e SLE)

© 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.

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

- Combinazione caratteristica rara (SLE irreversibili)

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

- Combinazione caratteristica rara (SLE reversibili)

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

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

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

Nelle precedenti espressioni, si definiscono con il termine:

a) *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.

b) *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;

c) *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:

© 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.

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

Fig. 44: Tabella C5 – D.M. 26.06.2014

Le combinazioni di carico possono pertanto essere così definite:

combinazione / *azioni*	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. 45: 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:

azioni	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. 46: Tabella C7 – D.M. 26.06.2014

© 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.

Per ciascun stato limite calcolato (SLE + SLU), conformemente alle prescrizioni delle NTC, deve essere rispettata la condizione per cui le azioni di progetto (Ed) 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 Einst,d è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, Estb,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.I.

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:

$$Ed \leq Rd$$

Essendo Ed 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 Rd 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 Ed ≤ Rd 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).

© 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.

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 C*ombinazioni* sono formate da gruppi di coefficienti parziali con:

A = Azioni γ F
M = resistenza dei materiali (terreno) γ M
R = Resistenza globale del sistema γ 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 [1]	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.

© 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.

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

a) 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;
b) 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;
c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei para-grafi 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 $\gamma_{\tau r}$ =1,0 (M1) e $\gamma_{\tau r}$ =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 $V_{inst,d}$, ovverosia 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 (Rd):

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

Dove:

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

© 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.

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 Rd, 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:

a) 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 ic 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

© 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.

Attualmente le caratteristiche dell'invaso possono essere così rappresentate:

- Altezza dell'argine < 10 m;
- Volume dell'invaso < 1.000.000 m^3

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 47)

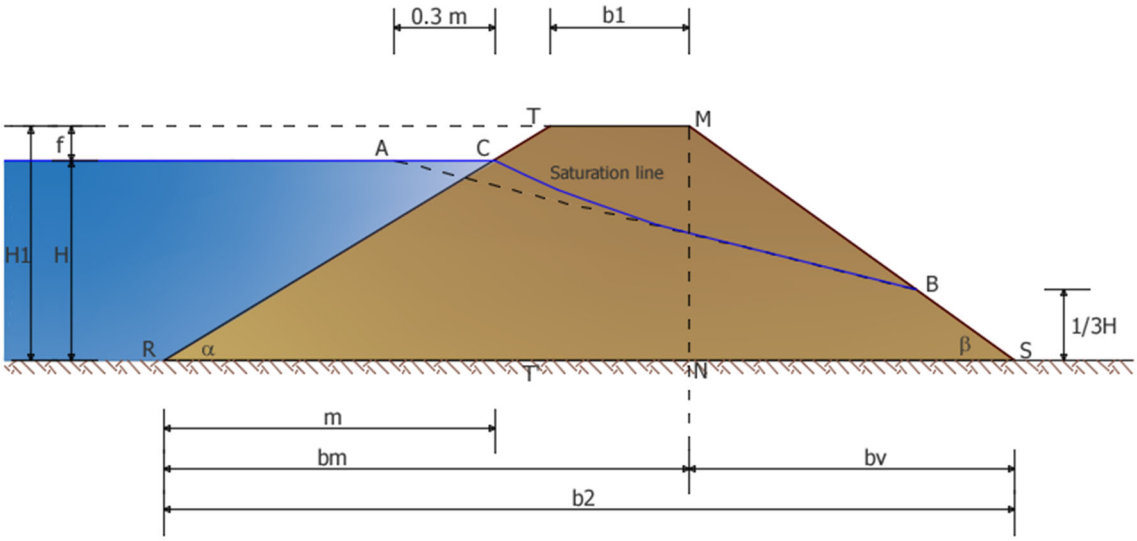


Fig. 47: Rappresentazione schematica del rilevato arginale

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

© 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.

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

- Latitudine N 40.05839
- Longitudine E 8.66709
- Altitudine 116.85 m. slm (coronamento)
- Franco di sicurezza 0.52 m
- Inclinazione del paramento di monte 16°
- Inclinazione del paramento di valle 25°
- Larghezza del coronamento 4.50 m

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

- Latitudine N 40.05839
- Longitudine E 8.66709
- Altitudine 117.25 m. slm (coronamento)
- Franco di sicurezza 1.5 m
- Inclinazione del paramento di monte 16°
- Inclinazione del paramento di valle 25°
- Larghezza del coronamento 4.50 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 19.00 kN/mc
- Peso unità di volume asciutto 16.00 kN/mc
- Peso unità di volume acqua 10.00 kN/mc
- Angolo di resistenza al taglio di picco 26.6°
- Angolo di resistenza al taglio residuo 26.6°
- Coesione efficace di picco 40.5 kN/mq
- Coesione efficace residua 17.5 Kn/mq
- Coefficiente di permeabilità orizzontale e verticale ottenuto da Prova Edometrica e Prova Leugeon $1.6*10^{-10}$ m/sec

© 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.

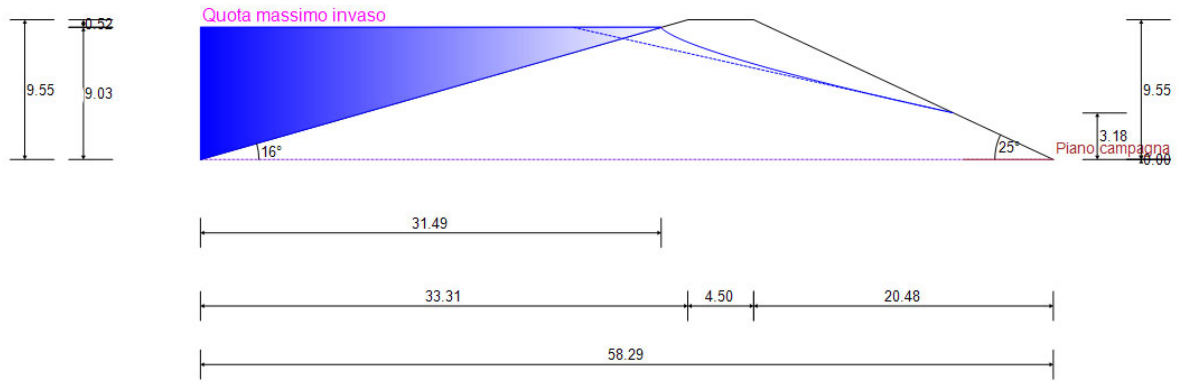


Fig. 48: Rappresentazione schematica del rilevato arginale – condizione ex-ante

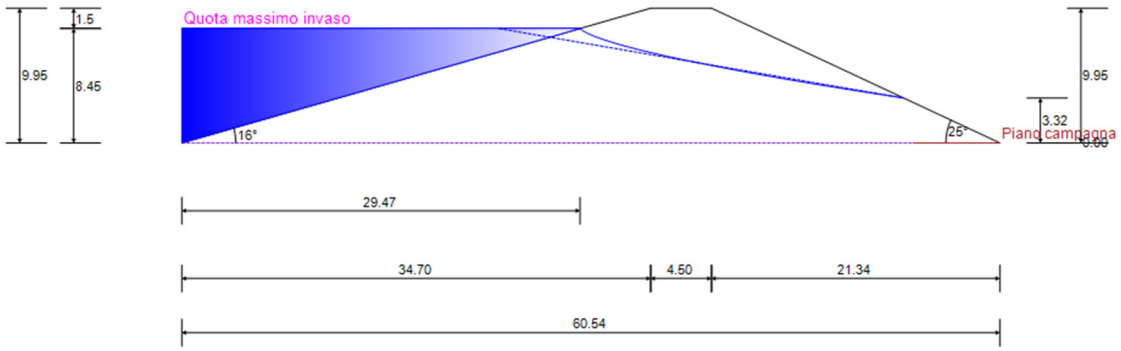


Fig. 49: Rappresentazione schematica del rilevato arginale – condizione ex-post

Relativamente alla spinta dovuta all'interrimento, si considera un carico uniformemente distribuito prodotto dall'arrivo di materiale argilloso (ɣ=1.930 Kg/mc) su di una superficie inclinata considerando un'altezza di interrimento pari alla differenza tra la quota di minima regolazione (108.65 m.s.l.m.) e la quota del piano dell'invaso ≅ quota del piano di campagna (107.30 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)	= 1.35 m
Inclinazione paramento di monte rispetto a verticale	= 71.57°
Spinta attiva interrimento in condizioni statiche	= 38 KN/m

© 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.

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

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

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

$$F_V = k_V \cdot F_O$$

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

$$K_A = tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

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

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:

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

Dove

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

© 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.

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO A SERBATOIO PIENO (Ex-Ante)	
Azione sismica orizzontale della massa strutturale	56.97 kN/m
Azione sismica verticale della massa strutturale	0.28 kN/m
Azione inerziale dell'acqua invasata	9.12 kN/m
Spinta idrostatica dell'acqua invasata	407.70 kN/m
Spinta del terrapieno	208.78 kN/m
Spinta dovuta all'interrimento	38 kN/m
Totale delle forze agenti	682.86 kN/m
Azione Resistente	2690.80 kN/m
Fattore sicurezza a scorrimento	3.94

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO A SERBATOIO PIENO (Ex-Post)	
Azione sismica orizzontale della massa strutturale	61.48 kN/m
Azione sismica verticale della massa strutturale	0.31 kN/m
Azione inerziale dell'acqua invasata	8.89 kN/m
Spinta idrostatica dell'acqua invasata	357.01 kN/m
Spinta del terrapieno	226.58 kN/m
Spinta dovuta all'interrimento	38 kN/m
Totale delle forze agenti	654.27 kN/m
Azione Resistente	2884.22 kN/m
Fattore sicurezza a scorrimento	4.41

Come si evince dalla verifica di sicurezza dello sbarramento a serbatoio pieno è stato dimostrato come l'intervento di progetto avvantaggia ulteriormente il fattore di sicurezza a scorrimento (4.41>3.94).

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

$$E = T_m = F_o + F_V + F_T$$

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

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

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

© 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.

VERIFICA DI SICUREZZO DELLO SBARRAMENTO A SERBATOIO VUOTO (Ex-Ante)	
Azione sismica orizzontale della massa strutturale	**47.98 kN/m**
Azione sismica verticale della massa strutturale	**0.24 kN/m**
Spinta del terrapieno	**278.37 kN/m**
Spinta dovuta all'interrimento	**38 kN/m**
Totale delle forze agenti	**326.59 kN/m**
Azione Resistente	**2684.56 kN/m**
Fattore sicurezza a scorrimento	**8.22**

VERIFICA DI SICUREZZO DELLO SBARRAMENTO A SERBATOIO VUOTO (Ex-Post)	
Azione sismica orizzontale della massa strutturale	**51.77 kN/m**
Azione sismica verticale della massa strutturale	**0.26 kN/m**
Spinta del terrapieno	**302.11 kN/m**
Spinta dovuta all'interrimento	**38 kN/m**
Totale delle forze agenti	**354.14 kN/m**
Azione Resistente	**2935.38 kN/m**
Fattore sicurezza a scorrimento	**8.29**

Come si evince dalla verifica di sicurezza dello sbarramento a serbatoio pieno è stato dimostrato come l'intervento di progetto avvantaggia ulteriormente il fattore di sicurezza a scorrimento (8.29>8.22).

Relativamente alle condizioni di **serbatoio rapidamente svuotato**, si considera a vantaggio della sicurezza la porzione di ammasso RTMNR. Lo sforzo totale di taglio Tm 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:

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

© 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.

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO RAPIDAMENTE SVUOTATO (Ex-Ante)	
Totale delle forze agenti	**529.95 kN/m**
Azione Resistente	**910.58 kN/m**
Fattore sicurezza a scorrimento	**1.72**

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO RAPIDAMENTE SVUOTATO (Ex-post)	
Totale delle forze agenti	**537.00 kN/m**
Azione Resistente	**979.82 kN/m**
Fattore sicurezza a scorrimento	**1.82**

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 (1.82>1.72).

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

Dove:

La=b2 sviluppo planimetrale del profilo di fondazione

cm= 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:

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

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

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

Dove:

H altezza della quota di massimo invaso

F franco

kv permeabilità verticale

ko permeabilità orizzontale

© 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.

VERIFICA IDRAULICA A SIFONAMENTO (Ex-Ante)	
Portata di filtrazione	**0.000063 mc/s**
Lunghezza di filtrazione	**28.62 m**
Fattore sicurezza a sifonamento	**1.29**

VERIFICA IDRAULICA A SIFONAMENTO (Ex-Post)	
Portata di filtrazione	**0.000001 mc/s**
Lunghezza di filtrazione	**31.41 m**
Fattore sicurezza a sifonamento	**1.43**

Come si evince dalla verifica di sicurezza al sifonamento, è stato dimostrato come l'intervento di progetto avvantaggia ulteriormente il fattore di sicurezza (1.43>1.29).

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 Vinstd, ovverosia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente (Ginst,d) e quella variabile (Qinst,d), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti (Gstb,d) e delle resistenze (Rd):

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

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

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 Rd, tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

a) 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 ic 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;

© 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.

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 $\gamma_R = 2$.

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 G2 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).

13. 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 plano-altimetrico dell'area d'intervento.

© 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.

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.

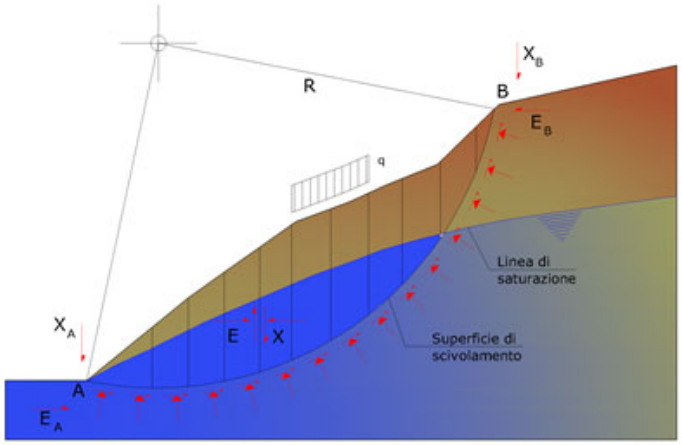
Metodo equilibrio limite (LEM)

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 (***Tf***), 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.).

© 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.



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 *Ni* agenti sulla base di ciascun concio;
- *n* valori delle forze di taglio alla base del concio *Ti*
- *(n-1)* forze normali *Ei* agenti sull'interfaccia dei conci;
- *(n-1)* forze tangenziali *Xi* agenti sull'interfaccia dei conci;
- *n* valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle *Ei*;
- *(n-1)* valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle *Xi*;
- 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

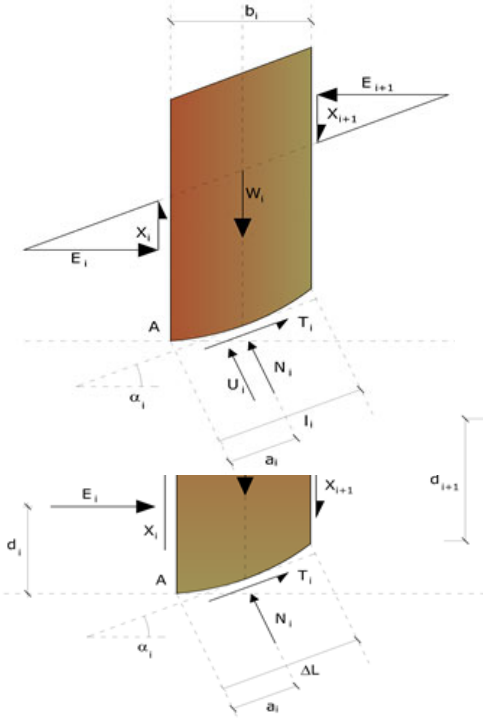
Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

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

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a (n-2) in quando si fa l'assunzione che Ni 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.

© 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.

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 *Ni*;
n valori delle forze da taglio *Ti*;
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.

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

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:

ΣFv = 0, ΣM0 = 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 ΔX= 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 %.

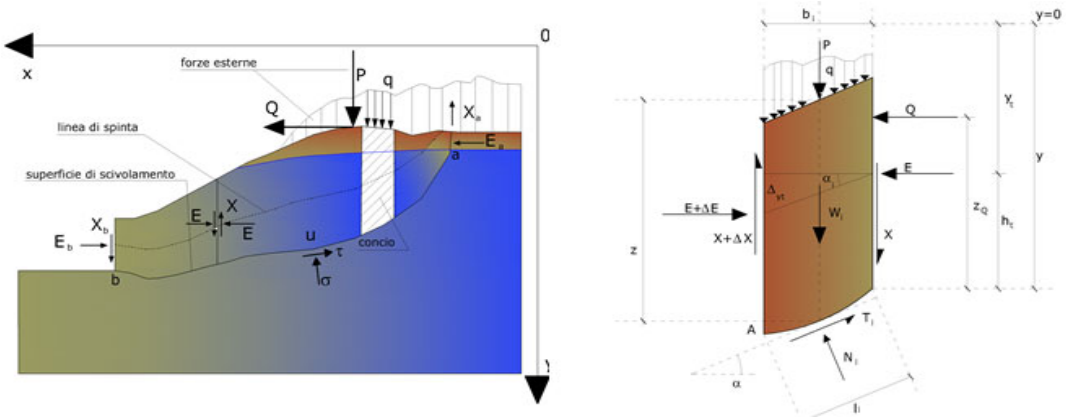
Metodo di JANBU (1967)

© 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.

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici si 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.

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



Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

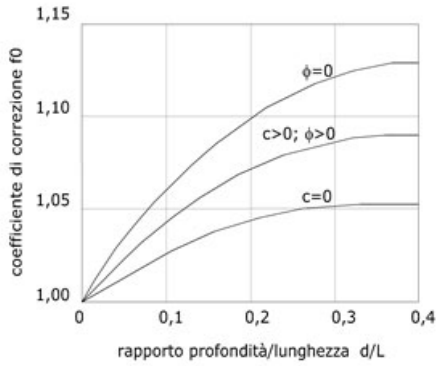
Assumendo ΔXi= 0 si ottiene il metodo ordinario.

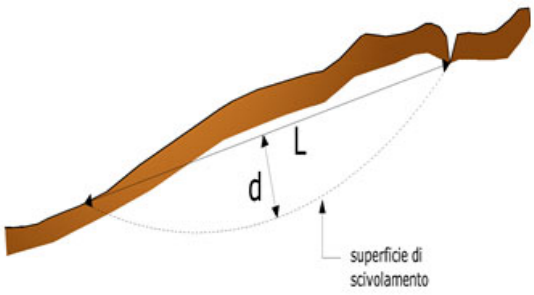
Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

Fcorretto = fo F

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

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

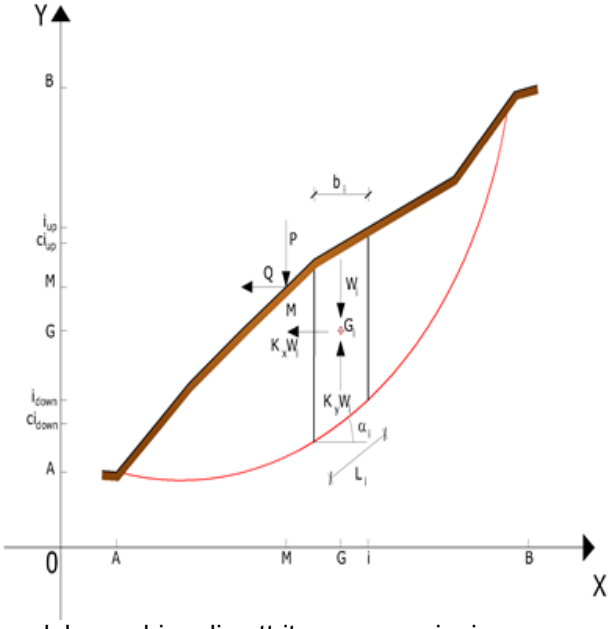




© tutti i diritti riservati.
Il presente elaborato è destinato esclusivamente alle attività di progettazione in oggetto per il Committente. E' vietato qualsiasi utilizzo, anche parziale, per scopi differenti o da parte di altri, senza il permesso scritto dell'Autore.

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 KxW e KzW, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio δ 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;

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

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

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

uci = 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:

© 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.

Wi cos αi / Li = 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 x0 ed xn sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre xci 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 Kz g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore (1 - Kz).

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 Ni e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C3.

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 C3.

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 Kc) 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

© 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.

verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale Ni 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.

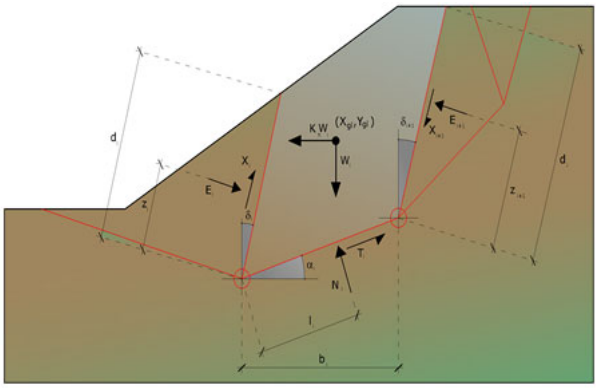
Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$Ni \cos \alpha i + Ti \sin \alpha i = Wi - \Delta Xi$$
$$Ti \cos \alpha i - Ni \sin \alpha i = KWi + \Delta Ei$$

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

$$\Sigma \Delta Ei = 0$$
$$\Sigma \Delta Xi = 0$$

dove Eì e Xi 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:

$$*\sum \Delta X_i \cdot tg\left(\psi_i' - \alpha_i\right) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$**\sum \Delta X_i \cdot \left[\left(y_{mi} - y_G\right) \cdot tg\left(\psi_i' - \alpha'\right) + \left(x_i' - x_G\right)\right] = \sum W_i \cdot \left(x_{mi} - x_G\right) + \sum \Delta_i \cdot \left(y_{mi} - y_G\right)$$

© 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.

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 = Kc *accelerazione critica* se F = 1

F = Fs *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 Xi ed Ei 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 Xi:

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

dove Qi 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 Kc, 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

$$Mi = 0 \quad i=1\ldots..n$$

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

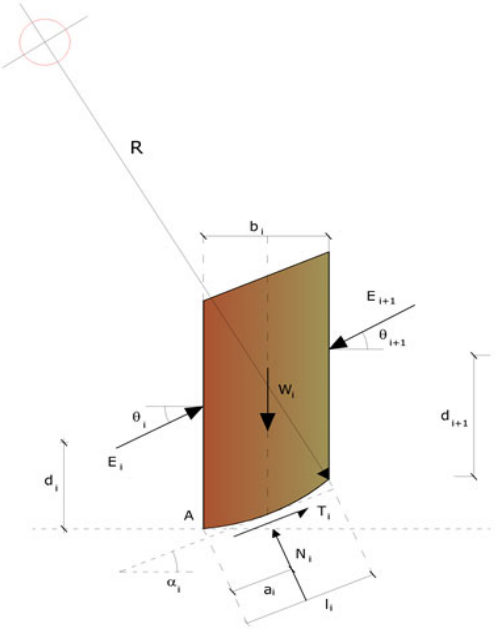
© tutti i diritti riservati.
Il presente elaborato è destinato esclusivamente alle attività di progettazione in oggetto per il Committente. E' vietato qualsiasi utilizzo, anche parziale, per scopi differenti o da parte di altri, senza il permesso scritto dell'Autore.

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:

$$Q_i=\frac{\frac{c}{F_s}(W\cos\alpha-\gamma_w hl\sec\alpha)\frac{tg\alpha}{F_s}-Wsen\alpha}{\cos(\alpha-\theta)\left[\frac{F_s+tg\varphi tg(\alpha-\theta)}{F_s}\right]}$$



forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

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

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

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

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

$$\sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (Fsm) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (Fsf) 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 Fsm = Fsf.

Metodo di MORGENSTERN e PRICE

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo X = λ 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, sinusoide, semi-sinusoide, trapezia, spezzata…) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

© 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.

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 Fs, il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU. Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

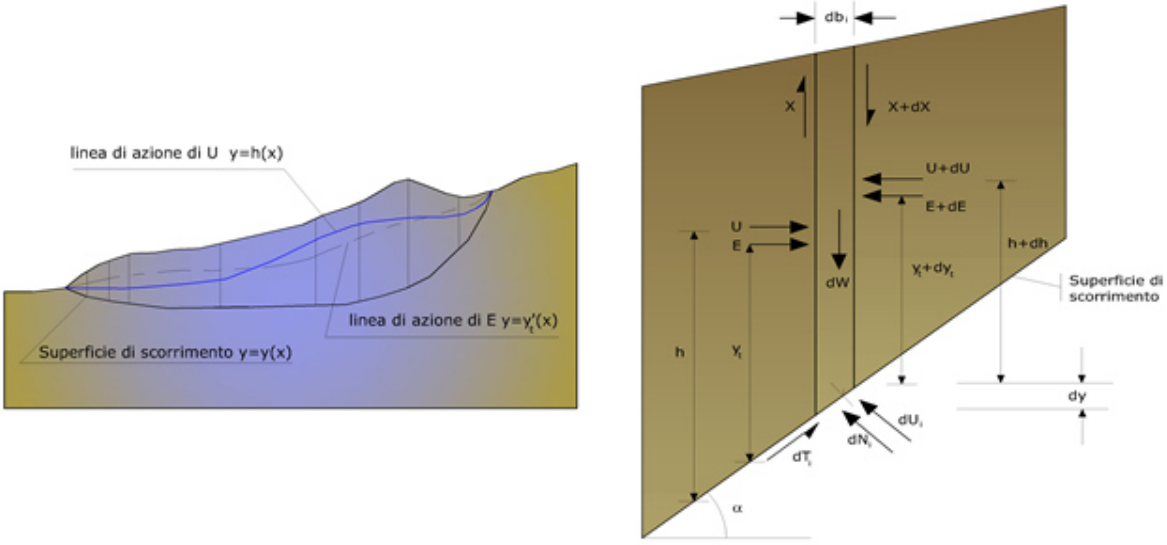
$$c'\sec^2\frac{\alpha}{F_s}+tg\varphi'\left(\frac{dW}{dx}-\frac{dX}{dx}-tg\alpha\frac{dE}{dx}-\sec\alpha\frac{dU}{dx}\right)=$$

$$=\frac{dE}{dx}-tg\alpha\left(\frac{dX}{dx}-\frac{dW}{dx}\right)$$

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

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

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 Hoeck 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

© 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.

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:

$$tg\varphi = AB\left(\frac{N}{\sigma_c} - T\right)^{B-1}$$

$$c = A\sigma_c\left(\frac{N}{\sigma_c} - T\right)^{B} - Ntg\varphi$$

dove:

sc 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 vengono 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:

$$RMR = 9\ lnQ + 44$$

	Calcari 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

© 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.

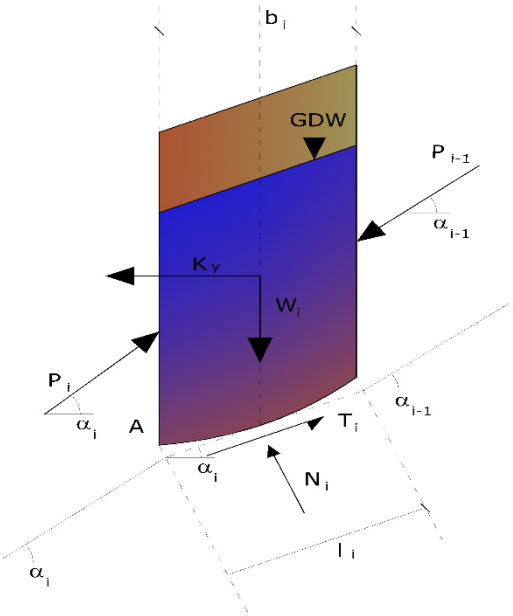
RMR = 3 Q = 0.01	A = 0.042 B = 0.534 T = 0	A = 0.050 B = 0.539 T = 0	A = 0.061 B = 0.546 T = 0	A = 0.065 B = 0.548 T = 0	A = 0.078 B = 0.556 T = 0

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 (Pi-1) e Pi si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia
- (αi), 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);

© 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.

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 Rp 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.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento.

© 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.

L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

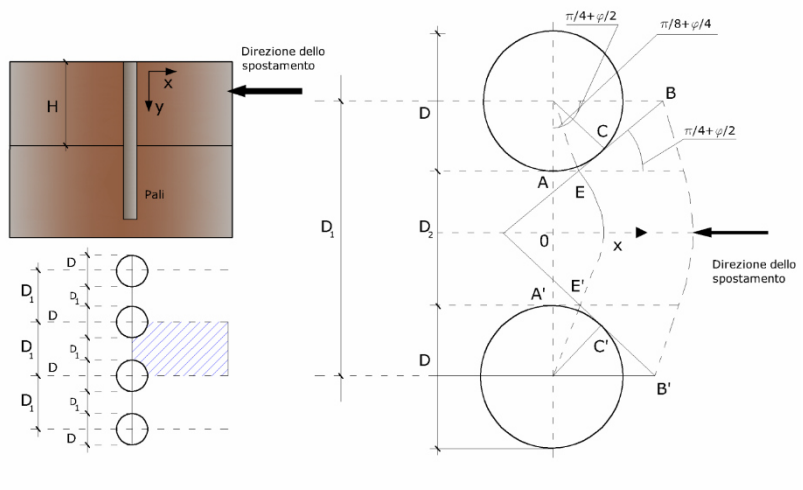
Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativi nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo).

Da questa interferenza, fra "sbarramento" e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo–terreno).

Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro.



Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto

© 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.

indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.

Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite.

A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione della spinta attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B;
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli +(45 + φ/2) e – (45 + φ/2);
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidezza a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k1} \left[1/\left(N_\varphi tag\varphi \left(e^{k2} - 2(N_\varphi)^{1/2} tag\varphi - 1 \right) + K3 \right] - C\left[D_1 \cdot K_3 - D_2/(N_\varphi)^{1/2} \right] + \gamma Z/N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k1} \cdot e^{k2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

φ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D1 = interasse tra i pali;

D2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

Nφ = tag2(π/4 + φ/2)

$$K_1 = (N_\varphi)^{1/2} tag\varphi + N_\varphi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2)/D_2 \cdot N_\varphi tag(\pi/8 + \varphi/4)$$

$$K_3 = \left[2tag\varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1/(N_\varphi)^{1/2} \right] / \left[(N_\varphi)^{1/2} tag\varphi + N_\varphi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

© 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.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere c = 0, l'espressione diventa:

$$P = 1/2\,\gamma \cdot H^2 \Big/ N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k1} \cdot e^{k2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con φ = 0 e C ≠ 0, si ha:

$$P(z) = C\left[D_1\left(3\ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \operatorname{tag} \pi/8\right) - 2(D_1 - D_2)\right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z)dZ$$

$$P = C \cdot H\left[D_1\left(3\ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \operatorname{tag} \pi/8\right) - 2(D_1 - D_2)\right] + 1/2\,\gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica.

Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P, influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D2/D1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti (D2 = 0 P→ ∞ e D2 = D1 P→ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

© 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.

Metodo del carico limite di Broms

Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

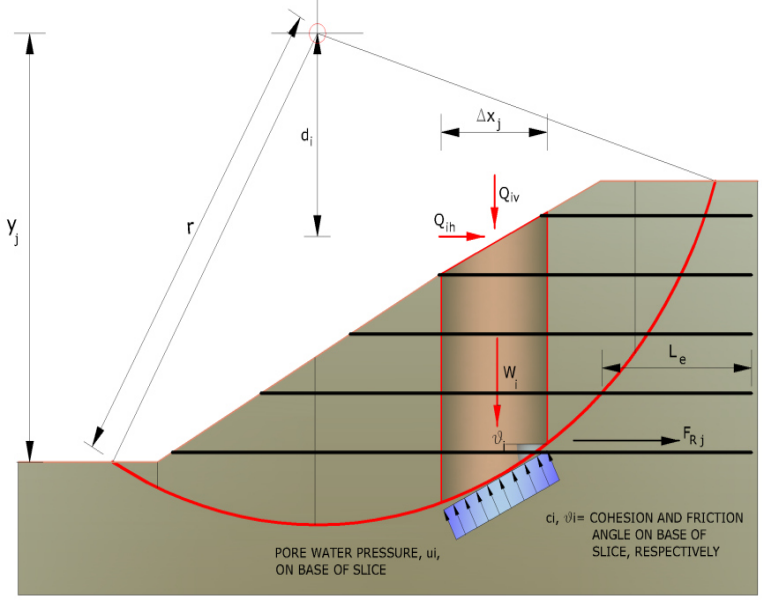
Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (Momento di plasticizzazione).

Elemento Rinforzo

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento.

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.

$$SF = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left[\frac{c_i \Delta x_i + (W_i + Q_{iv} - u_i \Delta x_i)\tan\phi_i}{\cos\theta_i + (\sin\theta_i \tan\phi_i)/SF}\right]}{\sum_{i=1}^{n}(W_i + Q_{iv})\sin\theta_i - \frac{\left(\sum_{i=1}^{n} Q_{ih} d_i\right)}{r} - \frac{\left(\sum_{j=1}^{n} F_{Rj} Y_j\right)}{rSF}}$$



Le verifiche di natura interna hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, quelle calcolate sono la verifica a rottura dell'elemento di rinforzo per trazione e la verifica a sfilamento (Pullout).

© 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.

Il parametro che fornisce la resistenza a trazione del rinforzo, TAllow, si calcola dalla resistenza nominale del materiale con cui è realizzato il rinforzo ridotto da opportuni coefficienti che tengono conto dell'aggressività del terreno, danneggiamento per effetto creep e danneggiamento per installazione. L'altro parametro è la resistenza a sfilamento (Pullout) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{Pullout} = 2 \cdot Le \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)}$$

dove:

- δ: Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;
- $T_{Pullout}$: Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza Le all'interno della parte stabile del terreno;
- Le: Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;
- fb: Coefficiente di Pullout;
- σ'v: Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e $T_{Pullout}$, la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T'.

Ancoraggi

Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

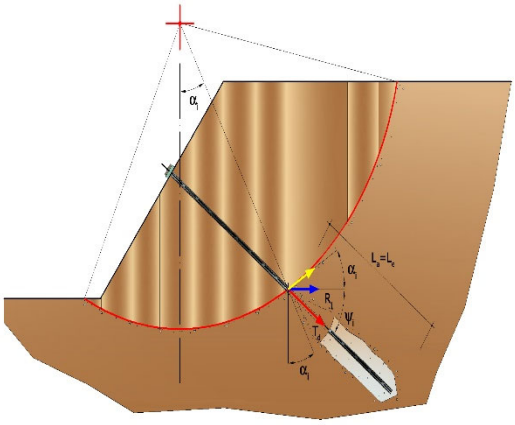
- testata: indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- fondazione: indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia.

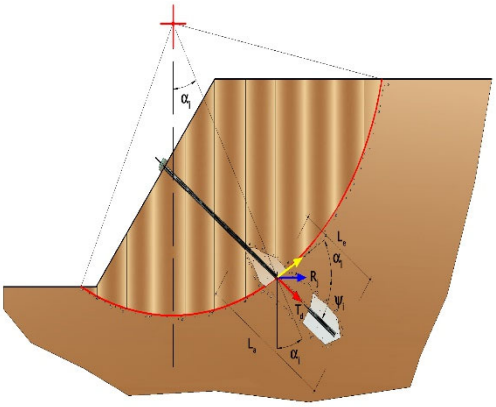
L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

© 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.

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:
per i tiranti di tipo attivo, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$Fs = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos\alpha_i}}$$

per tiranti di tipo passivo e per i chiodi, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$Fs = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos\alpha_i}}{E_d}$$

© 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.

Con Rj si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos\Psi_i \cdot \left(\frac{1}{i}\right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a}\right)$$

dove:

- Td: tiro esercizio;
- ψi: inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;
- i: interasse;
- Le: lunghezza efficace;
- La: lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l'i-esimo concio e il j-esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell'i-esimo concio.

La verifica di stabilità è stata eseguita in back – analisys mediante l'applicativo SLOPE della Geostru che, attraverso complicati algoritmi di calcolo, ricerca la superficie di scorrimento più critica del versante. Relativamente al sito d'indagine, è stata elaborata la sezione più significativa del versante ove è ubicato il rilevato arginale.

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.

La verifica di stabilità è stata eseguita in back – analisys mediante l'applicativo SLOPE della Geostru che, attraverso complicati algoritmi di calcolo, ricerca la superficie di scorrimento più critica del versante anche considerando la linea di saturazione. Relativamente al sito d'indagine, è stata elaborata la sezione più significativa del corpo del rilevato arginale.

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

© 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.

Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma	circolare

==========

MAGLIA DEI CENTRI

==========

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	72.51	m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	61.18	m
Ascissa vertice destro superiore xs	91.51	m
Ordinata vertice destro superiore ys	80.18	m
Passo di ricerca	10.0	
Numero di celle lungo x	10.0	
Numero di celle lungo y	10.0	

==========

STRATIGRAFIA

Strato	c (kg/cm²)	Fi (°)	G (Kg/m³)	Gs (Kg/m³)	Litologia
1	0.41	26.60	1634.00	1941.00	Argilla debolmente sabbiosa

Legenda:

c: coesione;

Fi: Angolo di attrito;

G: Peso Specifico;

Gs: Peso Specifico Saturo;

RISULTATI ANALISI DI STABILITA' DIGA - METODO FELLENIUS

==========

Fs minimo individuato	5.28	
Ascissa centro superficie	72.51	m
Ordinata centro superficie	66.88	m
Raggio superficie	16.85	m

==========

Analisi dei conci. Superficie xc = 72.514 yc = 66.88 Rc = 16.849 Fs=5.28

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	2.52	-32.39	2.98	15653.16
2	2.52	-22.66	2.73	23744.75
3	2.52	-13.6	2.59	29468.92

© 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	2.52	-4.88	2.53	33054.39
5	2.52	3.72	2.53	33897.1
6	2.52	12.41	2.58	34002.48
7	2.52	21.41	2.71	32952.18
8	2.11	30.17	2.44	25089.11
9	2.93	40.93	3.88	25789.7
10	2.52	55.04	4.4	8722.13

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	3520.09	12353.71	0.0	0.0	16863.79	3933.58	0.0
2	10040.53	23950.5	3520.09	12353.71	20363.42	4067.24	0.0
3	13810.27	34941.16	10040.53	23950.5	27563.59	4642.08	0.0
4	14483.67	42824.38	13810.27	34941.16	32934.66	5101.79	0.0
5	12870.77	45841.54	14483.67	42824.38	35239.3	5317.34	0.0
6	10397.43	43389.44	12870.77	45841.54	36149.93	5446.7	0.0
7	7711.42	35366.55	10397.43	43389.44	36106.67	5541.52	0.0
8	5360.25	24806.32	7711.42	35366.55	29029.37	4662.15	0.0
9	2840.52	8311.15	5360.25	24806.32	32193.04	6086.59	0.0
10	0.0	0.0	2840.52	8311.15	13436.32	4714.09	0.0

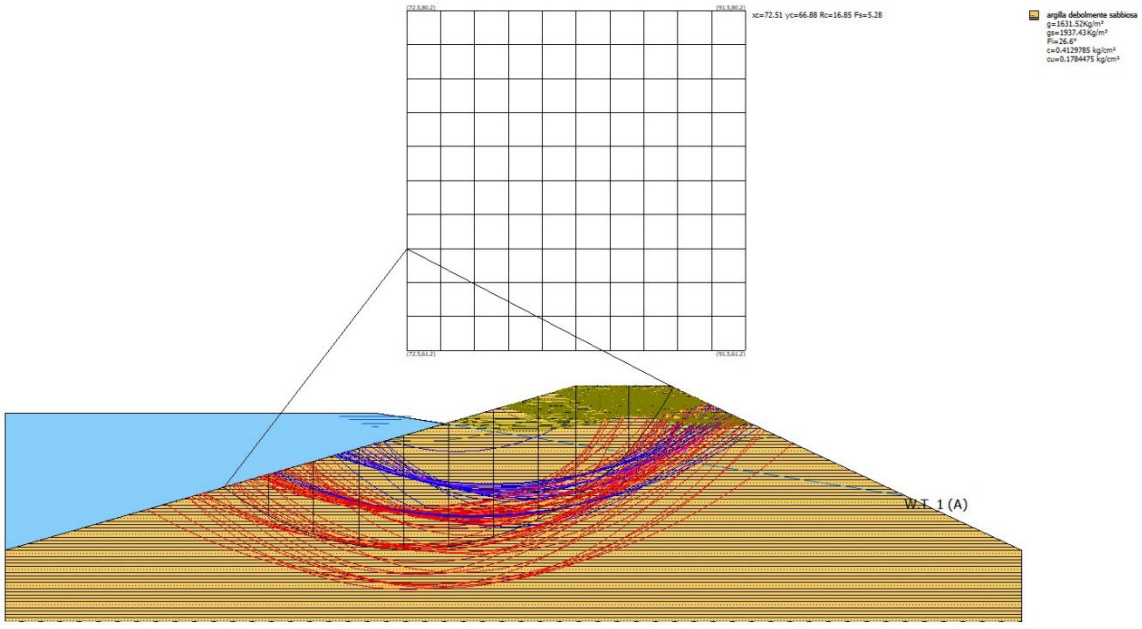


Fig. 50: Analisi di stabilità corpo del rilevato – Condizione Ex-Ante

© 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.

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 Morgestern & Price.

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

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 – analisys è una superficie di scorrimento critica avente coordinate xc = 72.514 yc = 66.88 Rc = 16.849 fattore di sicurezza minimo Fs=5.28.

Come si evince dall'analisi di calcolo, il coefficiente di sicurezza nella condizione SLU risulta soddisfatto dalla relazione **Fs = 5.28 > 1,3** (Coefficiente di sicurezza minimo ritenuto accettabile)

ANALISI DI STABILITÀ DEL PENDIO METODO DI FELLENIUS (CONDIZIONE EX-POST)

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	71.25	m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	60.6	m
Ascissa vertice destro superiore xs	88.73	m
Ordinata vertice destro superiore ys	78.08	m
Passo di ricerca	10.0	
Numero di celle lungo x	10.0	
Numero di celle lungo y	10.0	

© 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.

STRATIGRAFIA

Strato	c (kg/cm²)	Fi (°)	G (Kg/m³)	Gs (Kg/m³)	Litologia
1	0.41	26.60	1634.00	1941.00	Argilla debolmente sabbiosa

Legenda:

c: coesione;

Fi: Angolo di attrito;

G: Peso Specifico;

Gs: Peso Specifico Saturo;

RISULTATI ANALISI DI STABILITA' DIGA - METODO FELLENIUS

==========

Fs minimo individuato	3.15	
Ascissa centro superficie	71.25	m
Ordinata centro superficie	62.35	m
Raggio superficie	14.91	m

==========

Analisi dei conci. Superficie xc = 88.795 yc = 72.098 Rc = 23.978 Fs=2.036

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	2.57	-43.4	3.53	4158.24	0.0	20.79	0.41	26.6	20002.7	3037.3	-2856.1
2	2.57	-30.8	2.99	10566.57	0.0	52.83	0.41	26.6	22681.3	9120.0	-5413.3
3	2.57	-19.8	2.73	15252.1	0.0	76.26	0.41	26.6	24002.0	14421.3	-5168.9
4	2.57	-9.5	2.6	18641.96	0.0	93.21	0.41	26.6	24628.2	18475.8	-3091.5
5	2.57	0.4	2.57	20911.21	0.0	104.56	0.41	26.6	23802.6	21015.2	148.6
6	2.57	10.4	2.61	45252.51	0.0	226.26	0.41	26.6	22524.1	22211.7	8146.8
7	2.57	20.7	2.75	44500.3	0.0	222.5	0.41	26.6	20650.9	21191.1	15713.1
8	2.21	30.9	2.58	35613.39	0.0	178.07	0.41	26.6	15472.9	15232.3	18299.2
9	2.93	43.7	4.05	37315.2	0.0	186.58	0.41	26.6	14863.7	12261.1	25767.6
10	2.57	62.1	5.48	14870.19	0.0	74.35	0.41	26.6	0.0	7001.4	13137.4

Legenda:

B: Larghezza del concio;

Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio;

© 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.

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.

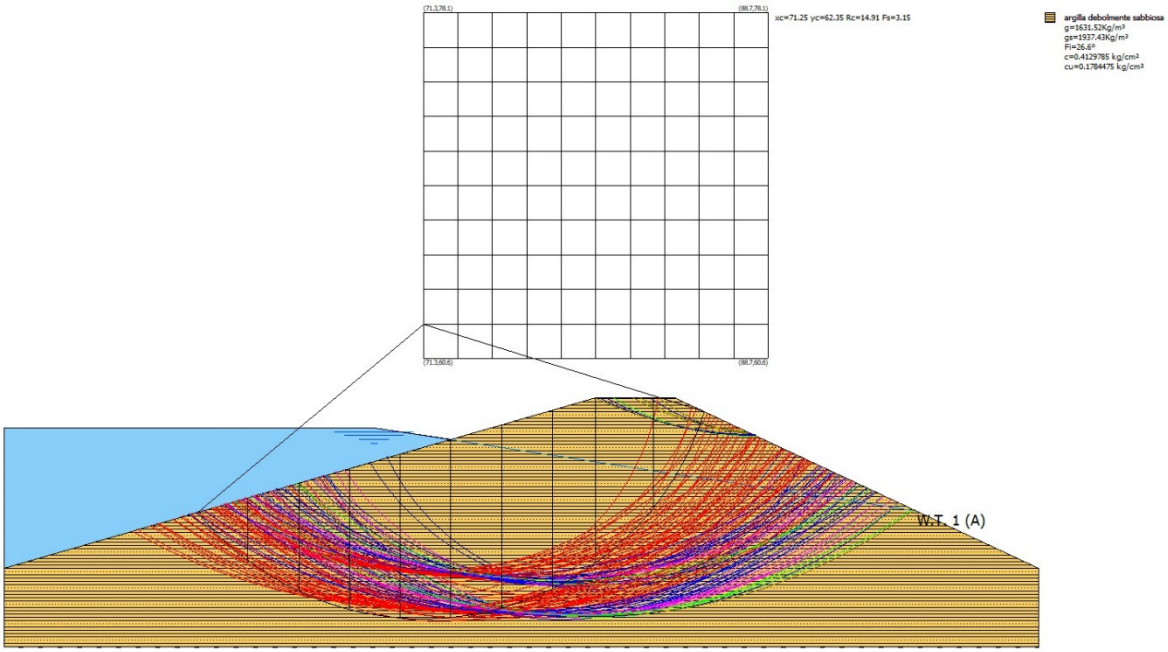


Fig. 51: Analisi di stabilità corpo del rilevato – Condizione Ex-Post

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 Morgestern & Price.

Secondo le Tabelle sopra riportate, il coefficiente di sicurezza Fs 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 – analisys è una superficie di scorrimento critica avente coordinate xc = 71.253 yc = 62.348 Rc = 14.912 fattore di sicurezza minimo Fs=3.151.

Come si evince dall'analisi di calcolo, il coefficiente di sicurezza nella condizione SLU risulta soddisfatto dalla relazione **Fs = 3.151 > 1,3** (Coefficiente di sicurezza minimo ritenuto accettabile)

© 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.

14. Analisi geotecnica del sito – Caratteristiche degli interventi di messa in sicurezza, consolidamento e impermeabilizzazione

Per quanto concerne le caratteristiche geotecniche e idrogeologiche del corpo del rilevato costituente la Diga di Mura Cabonis è stato dimostrato come lo sbarramento esistente abbia necessità di interventi di somma urgenza a causa delle emergenze rilevate nel paramento di valle.

Le fuoriuscite d'acqua sono riconducibili a moti di filtrazione all'interno del nucleo di argilla il quale risulta formata da argille marnose debolmente sabbiose, con concrezioni e qualche ciottolo le cui caratteristiche di qualità risultano inadeguato a garantire un idoneo schermo all'acqua.

Appare evidente come lo stato del nucleo di argilla debba essere ripristinato quantomeno per le condizioni di impermeabilità.

Appare doveroso specificare che il paramento di monte del corpo del rilevato risulta rivestito da conci di pietra basaltica piuttosto irregolari.

Inoltre, considerato che la superficie del paramento di monte non risulta omogenea sotto il profilo della sua linearità appare necessario programmare un intervento di ripristino



Fig. 52: Ripresa fotografica del rivestimento del paramento di monte in conci di pietra basaltica

Appare evidente che occorre optare per un sistema di tipo win-win ossia doppiamente vincente, in modo tale che possa garantire oltre che il ripristino delle condizioni di impermeabilità anche un'azione di consolidamento dell'intero corpo del rilevato.

© 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.

Un'opzione valida e praticata in altri invasi è certamente rappresentata dalla tecnica di consolidamento e sistemazione del paramento di monte mediante la stesa di conglomerato bituminoso previa realizzazione di un diaframma in calcestruzzo, da realizzarsi al piede del paramento di monte.

Le lavorazioni possono essere schematizzate in due fasi:

1) Rullatura dello strato esistente e lavorazioni preliminari;
2) Stesa dei nuovi strati di conglomerato bituminoso;
3) Compattazione del nuovo strato in conglomerato bituminoso;
4) Realizzazione degli strati successivi;
5) Realizzazione e sigillatura dei giunti;
6) Esecuzione dei carotaggi e sigillatura per esecuzione controllo di qualità;
7) Sigillatura superficiale;

15. Rullatura strato esistente e lavori preliminari

Al fine di poter realizzare uno strato impermeabile in conglomerato bituminoso è necessario che vi sia un piano la cui superficie sia più o meno liscia e sufficientemente stabile da poter sopportare il peso delle macchine durante la stesa e i carichi idrostatici successivamente.

La prima operazione da eseguire sul coronamento è la preparazione del sottofondo e della massicciata che dovrà necessariamente sopportare i carichi provenienti dagli stabilizzatori della gru-argano in fase di esercizio. A tal fine è prevista la formazione di un rilevato in misto cementato, avente uno spessore medio di circa 40 ÷ 50 cm previa preparazione del sottofondo, che dovrà necessariamente essere compattato con rullo vibrante.

Una volta eseguita la compattazione e misurato con prova su piastra il modulo di deformazione del coronamento, verrà eseguita la formazione della massicciata in misto cementato, per raggiungere la quota finale del coronamento.

La massicciata in misto cementato dovrà essere compattata fino ad ottenere un modulo di deformazione non inferiore a 80 N/mm^2.

Terminate le operazioni di preparazione del coronamento verranno eseguite le operazioni sul coronamento.

La prima lavorazione è la sigillatura dei giunti di pietra basaltica poggiati sul paramento e la successiva rullatura con macchinario vibro-compattatore di adeguato peso, affinché possano essere soddisfatti i requisiti minimi di portanza del piano di posa che dovrà essere esaminato sia con prove di densità in sito e con prove di carico su piastra (laddove possibile, trattandosi di piano inclinato.

Una volta terminate le operazioni di rullatura dello strato esistente si procederà alla spruzzatura dell'intera superfice con un diserbante naturale che dovrà essere proposto dall'offerente e approvato dalla Direzione Lavori.

© 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.

Successivamente alla spruzzatura del diserbante sarà necessario procedere alla spruzzatura della superficie con emulsione bituminosa cationica con contenuto di bitume non inferiore al 55% in quantità da 2 a 5 kg/mq a seconda della natura del sottofondo per permettere l'ancoraggio dello stato successivo.

L'emulsione bituminosa dovrà essere spruzzata anche sopra allo strato di binder prima della stesa dello strato di chiuso per una quantità pari a 0,200 Kg/mq.

Tutte le operazioni effettuate in pendenza sul paramento della diga verranno assicurate tramite ancoraggio dei mezzi a degli argani posti sulla strada di coronamento della diga stessa.

Per garantire la sicurezza delle operazioni gli argani dovranno essere equipaggiati con una doppia fune.

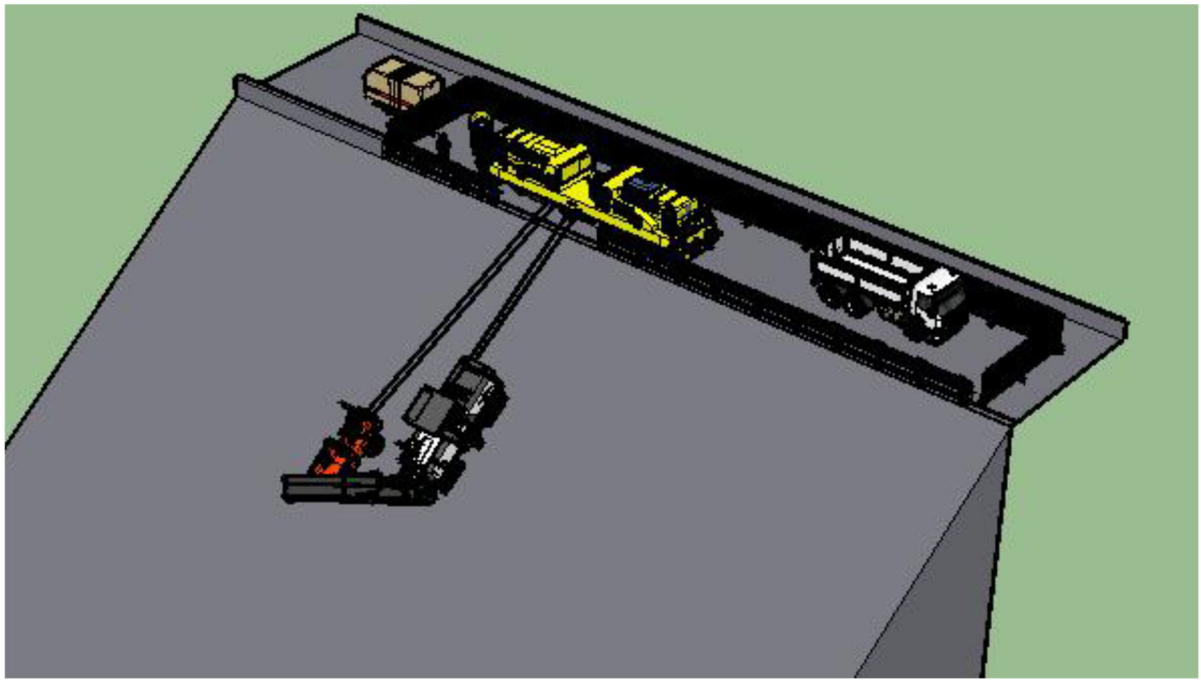


Fig. 53: Schematizzazione dell'intervento di ancoraggio con sistema gru-argano

16. Stesa dei nuovi strati di conglomerato bituminoso

L'operazione di stesa avverrà per strisce parallele con partenza dal piede della diga fino in cima, tramite vibrofinitrice in perfetto stato d'uso adattata al funzionamento in pendenza e ancorata ad un carro argani posto sul coronamento della diga.

Allo stesso carro argani dovrà essere ancorato un dumper che alimenterà la finitrice direttamente in pendenza ed uno o più rulli per la compattazione. Raggiunta la sommità della diga la vibrofinitrice dovrà salire sul carro argani che la trattiene, staccandosi dal paramento e, col carro argani, si sposterà sulla passata successiva per ridiscendere verso il punto di nuova partenza. Durante questo

© 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.

spostamento gli altri argani dovranno restare indipendenti per consentire che le operazioni di rullatura non vengano interrotte.

La rullatura deve avvenire subito dopo la stesa affinché la temperatura del materiale posto in opera non si abbassi oltre i 130°C.

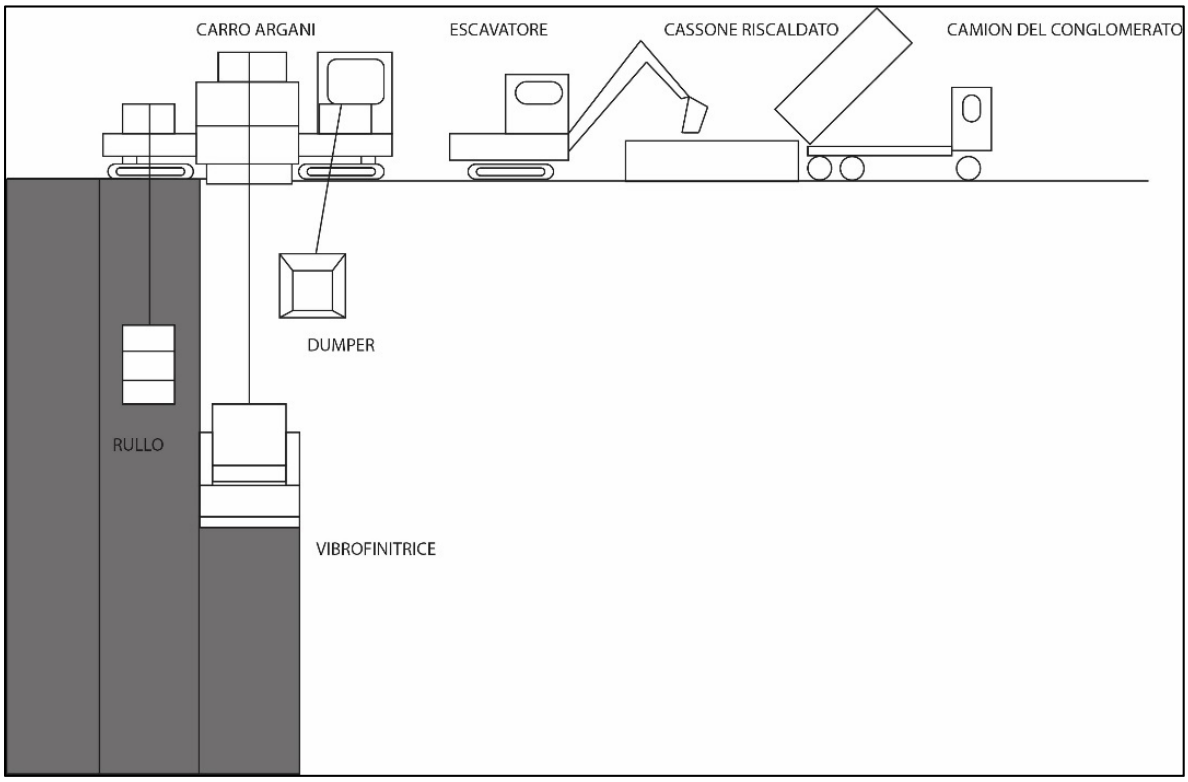


Figura 54: sequenza stesa

Il controllo del quantitativo di materiale posato dovrà essere effettuato tramite misurazione con laser scanner prima e dopo la stesa.

La temperatura del conglomerato bituminoso all'atto della stesa controllata immediatamente dietro la finitrice dovrà risultare in ogni momento non inferiore a 140°C.

La stesa dei conglomerati dovrà essere sospesa quando le condizioni meteorologiche generali possono pregiudicare la perfetta riuscita del lavoro, quando il piano di posa si presenti bagnato e quando la temperatura ambiente sia inferiore ai 5°C. La temperatura dell'asfalto durante la posa in opera dovrà essere misurata in continuo con un sensore termometrico.

Il trasporto del conglomerato dall'impianto di confezione al cantiere di stesa dovrà avvenire mediante mezzi di trasporto di adeguata portata, efficienti e veloci, sempre dotati di telone di copertura per evitare i raffreddamenti superficiali eccessivi e la formazione di crostoni.

Il conglomerato bituminoso verrà scaricato in un cassone termo-riscaldato posto sulla cresta della diga o su un caricatore riscaldato e prelevato da un escavatore che lo deposita su un dumper

© 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.

ribaltabile. Quest'ultimo assicurato tramite cavi ad un argano discende il paramento della diga e va ad alimentare la finitrice.

Nella stesa deve essere posta particolare attenzione alla stesa di strisciate parallele e alla temperatura dei giunti di sovrapposizione delle strisciate per evitare la creazione di giunti freddi. Si intendono giunti freddi tutti i giunti tra una passata e la successiva in cui la temperatura dell'asfalto già in opera diventi inferiore agli 80°C, in questo caso i giunti dovranno essere opportunamente trattati.

17. Compattazione del nuovo strato in conglomerato bituminoso

La compattazione dei conglomerati dovrà iniziare quando la temperatura del materiale sia ancora sufficientemente alta per permettere la compattazione e condotta a termine senza interruzioni. L'addensamento di norma dovrà essere realizzato con un rullo da 4 ton con un numero di passaggi dal basso verso l'alto adeguato ad ottenere un valore di vuoti residui <3%. Il rispetto dei requisiti minimi di impermeabilità dovrà essere eseguito con prove giornaliere (carotaggi) e successivamente tramite vacuum test. I requisiti minimi richiesti per il Piano della Qualità che dovrà essere redatto dall'Appaltatore sono:

- 1 carota per ogni giorno di stesa o per almeno 1.000 mq stesi
- Vacuum per ogni strisciata o per almeno 500 mq stesi
- Le prove minime sono descritte in calce al presente documento.

Si avrà cura che la compattazione sia condotta con la metodologia più adeguata a ottenere uniforme addensamento in ogni punto ed evitare fessurazioni e scorrimenti nello strato appena steso. La superficie degli strati dovrà presentarsi priva di irregolarità ed ondulazioni.

La sovrapposizione dei giunti longitudinali tra i vari strati sarà programmata e realizzata in maniera che essi risultino fra di loro sfalsati di almeno 10 cm.

La temperatura tra due strisciate consecutive dovrà essere controllata con un termometro infrarossi prima della stesa successive e, se risultasse inferiore a 80°C, il giunto dovrà essere trattato come un giunto freddo.

I giunti freddi verticali o orizzontali, derivanti dalle interruzioni giornaliere dovranno essere accuratamente trattati tramite riscaldamento e ribattitura per assicurare una perfetta adesione con la nuova stesa. Il trattamento dei giunti verticali dovrà essere effettuato a mano o tramite appositi macchinari che garantiscano il riscaldamento del giunto fino a temperatura superiore ai 100°C per l'intera altezza dello strato, tramite lampade a infrarossi e successivamente una battitura con movimento oscillante tramite piastra riscaldata.

La tenuta dei giunti dovrà essere verificata tramite Vacuum test. È assolutamente vietato l'utilizzo di fiamme vive per riscaldare il manto in conglomerato bituminoso.

© 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.

18. Realizzazione degli strati successivi

Le operazioni sopra descritte devono essere ripetute per ogni strato di asfalto posto in opera fatta eccezione per il trattamento dei giunti che deve essere eseguito solo in corrispondenza degli strati impermeabili.

Le caratteristiche minime degli strati sono le seguenti:

STRATO	Spessore (cm)	Vuoti (%)	% di bitume
impermeabile superiore	≥8,0	<3	6,5-8,0
binder	≥10,0	9-12	4,0-6,0

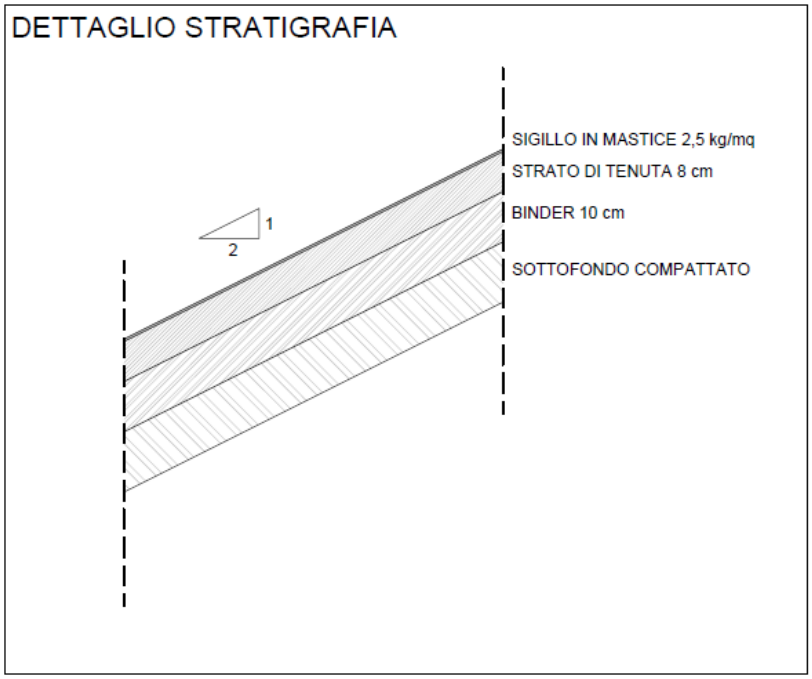


Figura 55: Dettaglio stratigrafia

19. Realizzazione dei giunti

La realizzazione dei giunti è il punto più critico dell'intera opera e in particolare quello inferiore.

- Collegamento inferiore

Come si evince dallo schema seguente il giunto inferiore dovrà essere realizzato per strati successivi e data l'inclinazione del paramento la parte inferiore dovrà essere eseguita manualmente. Questa, per quanto allo strato impermeabile, dovrà essere fatta in contemporanea con la stesa della strisciata superiore eseguita a macchina per evitare la formazione di un giunto orizzontale freddo.

© 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.

Dopo la stesa del binder dovrà essere eseguito il cuneo di asfalto chiuso che sarà applicato a mano e compattato con appositi pestelli riscaldati per garantire la chiusura e l'aderenza con gli strati attigui. Successivamente verrà realizzato lo strato impermeabile che nella parte orizzontale aumenterà di spessore fino a 10 centimetri totali.

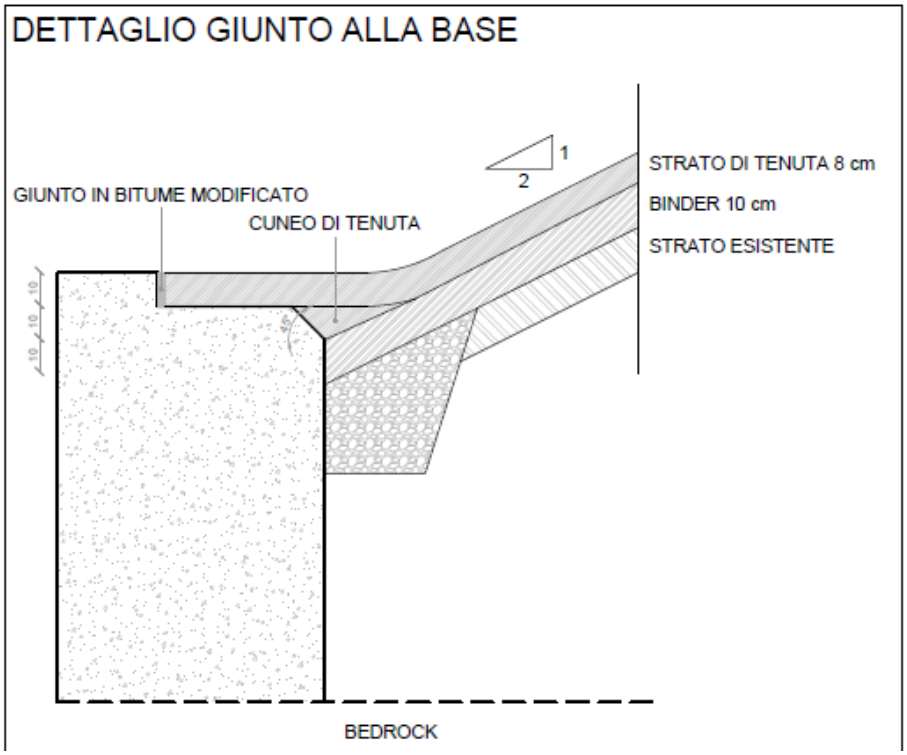


Figura 56: Dettaglio giunto alla base

L'intervento sarà articolato nelle seguenti fasi di lavorazione:

- pulizia con aria per rimuovere eventuali residui di polvere o sporcizia.
- spruzzatura di emulsione bituminosa
- stesa dello strato di tenuta in conglomerato bituminoso e creazione di una fessura come giunto di 2 cm di spessore
- compattazione tramite piastra vibrante e/o rullo
- riempimento del giunto mediante colata a caldo di bitume modificato, in una o più passate per evitare eccessivi colamenti;

- Collegamento superiore

Il giunto superiore dovrà essere realizzato come da schema seguente facendo attenzione alla buona compattazione dello strato impermeabile.

© 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.

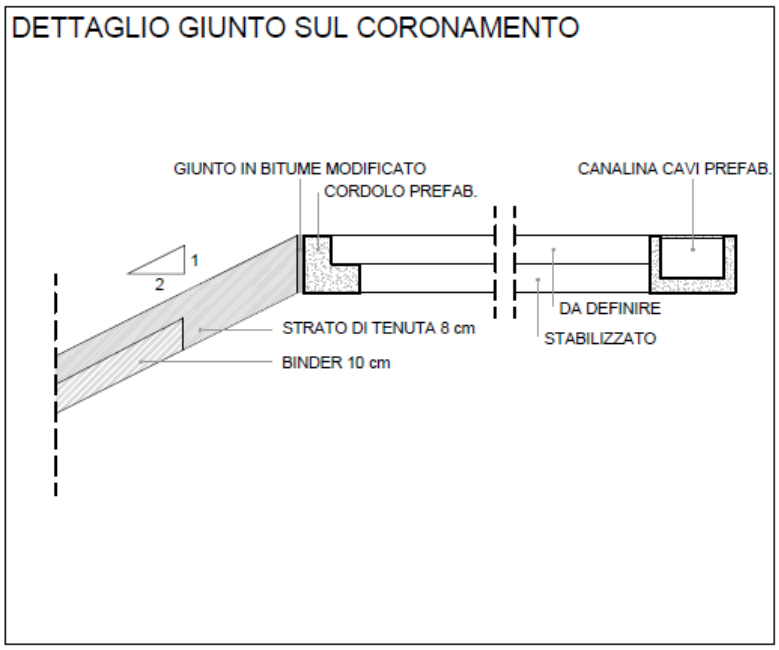


Figura 57: Dettaglio giunto sul coronamento

Nella parte terminale del paramento verrà realizzato un blocco di asfalto impermeabile di una larghezza di almeno 50 centimetri. A contatto con il cordolo superiore, come nel caso del giunto inferiore, dovrà essere lasciato un giunto di 2 centimetri di larghezza da riempire che bitume modificato colato a caldo.

20. Esecuzione di carotaggi e richiusura dei fori di carotaggio

Ai fini del controllo qualità dovranno giornalmente essere prelevate delle carote, come da prescrizioni descritte nei paragrafi successivi.

Le carote prelevate per eseguire i test di laboratorio devono essere richiuse in modo corretto per evitare l'infiltrazione dell'acqua o la creazione di punti critici per la permeabilità della diga.

La procedura è la seguente:

- Pulizia profonda del foro di carotaggio tramite soffiatura con aria compressa
- Riscaldamento del foro tramite lampade a raggi infrarossi.
- Applicazione di emulsione bituminosa su tutta la superficie del foro
- Riempimento a mano con conglomerato bituminoso per strati successivi non superiori a 10 cm e relativa compattazione con pestelli manuali.

Il conglomerato bituminoso da utilizzare per la chiusura dei fori di carotaggio dovrà avere le stesse caratteristiche di quello usato per il nuovo strato di tenuta e durante la posa dovrà essere mantenuto a temperatura non inferiore a 140 °C tramite casse termoriscaldate.

© 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.

21. Sigillo superficiale

Sopra lo strato nuovo di tenuta sarà steso uno strato di sigillo in mastice bituminoso a caldo.

Lo strato di sigillo superficiale ha la funzione di proteggere il sottostante strato di tenuta dai processi di invecchiamento. L'invecchiamento è una conseguenza dell'evaporazione dei volatili del bitume esposto dalla superficie del conglomerato bituminoso; questo processo indurisce il bitume, lo rende fragile e soggetto a fessurazioni. Arricchendo la superficie esposta con il mastice si ritardano questi fenomeni prolungando di fatto la vita utile del manto impermeabile.

La composizione della miscela in peso dovrà essere realizzata come di seguito:

MATERIALE	U.M.	QUANTITA'
Bitume 70/100 o 50/70	Massa %	25.0 – 30.0
Filler <0,63 mm	Massa %	70.0 – 75.0
Punto di rammollimento Wilhelmi	°C	≥ 90

I materiali saranno mescolati meccanicamente in loco con un miscelatore o in un impianto. Per la scelta del processo e del tempo di miscelazione, bisogna considerare di ottenere un involucro completo e omogeneo. La temperatura di posa va da 150 a 190° C. Per il trasporto, bisogna utilizzare un mezzo dotato di controllo della temperatura. La posa viene effettuata con un macchinario che mantiene costante la temperatura del mastice e garantisce una distribuzione omogenea del materiale (totale ≥ 2,0 kg / m²).

Si garantisce che i prodotti impiegati, una volta posti in opera, non saranno contaminanti per l'ambiente. Tutti i materiali impiegati garantiranno la perfetta compatibilità coi materiali costituenti lo schermo impermeabile esistente.

22. Prescrizioni riguardanti i materiali da utilizzare

Il mix design del conglomerato bituminoso da porre in opera dovrà essere predisposto dall'esecutore e approvato dal Committente. In ogni caso dovranno essere rispettate le seguenti prescrizioni.

- Inerti

Gli inerti dovranno essere costituiti da elementi sani, duri, di forma poliedrica, puliti esenti da polvere e da materiali estranei secondo le norme UNI EN 13043, non acidi. Gli elementi litoidi non dovranno mai avere forma appiattita, allungata o lenticolare. La miscela degli inerti è costituita dall'insieme degli aggregati grossi e dagli aggregati fini ed eventuali additivi (filler) secondo la

© 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.

definizione delle norme UNI EN 13108-1. Ai fini dell'impiego è obbligatoria l'attestazione di conformità (CE) da parte del produttore.

Gli aggregati dovranno essere compresi in uno specifico fuso granulometrico per ogni tipologia (chiuso, drenante, binder, ecc.)

nelle prove sarà possibile eseguire delle verifiche su inerti di recupero in particolare sul riutilizzo di materiale fresato al fine di ridurre l'impatto ambientale delle operazioni. L'utilizzo finale sulla specifica attività verrà stabilito sulla base dei risultati ottenuti.

- Leganti Bituminosi

Leganti bituminosi semisolidi: si intendono i bitumi per uso stradale costituiti sia da bitumi di base che da bitumi modificati. I bitumi di base per uso stradale sono quelli di normale produzione con le caratteristiche indicate nella tabella seguente.

TABELLA 6.A		Bitume 40/80	Bitume 70/100
caratteristiche	U.M.	valore	
PRIMA PARTE			
penetrazione a 25° C	dmm	40-80	70-100
punto di rammollimento	° C	45-60	40-60
punto di rottura Fraass, min.	° C	≤-6	≤-8
ritorno elastico	%	-	-
stabilità allo stoccaggio tube test	°C	-	-
viscosità dinamica a 160° C	Pa x s	0,03-0,10	0,02-0,10
SECONDA PARTE - valori dopo RTFOT (*)			
incremento del punto di rammollimento	°C	≤ 9	≤ 9
penetrazione residua	%	≥40	≥50

Lo strato di binder sarà realizzato con bitume normale; lo strato impermeabile sarà preventivamente testato con bitume modificato e con bitume normale, sulla base dei risultati ottenuti si sceglierà il mix più idoneo.

Lo strato di tenuta sarà eseguito in conglomerato bituminoso del tipo chiuso avente una miscela con le seguenti caratteristiche di fuso granulometrico:

.

Setaccio	max	min
16	100	100
12.5	100	94
10	100	90

© 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.

8	96	84
6.3	87	75
4	72	61
2	57	45
1	44	32
0.5	34	22
0.25	28	16
0.125	23	11
0.063	16	10

Legante bituminoso del tipo base 40/80 oppure 70/100 con un tenore calcolato in peso sulla miscela compreso tra 7,0 e 8,0 % (Contenuto di bitume).

Le caratteristiche dello strato di tenuta saranno le seguenti:

Contenuto dei vuoti residui nell'impasto costipato in fustella Marshall (35 +35 colpi): 1-3%
Contenuto vuoti residui in opera: 2-4 %
Coefficiente di permeabilità nell'impasto costipato in fustella Marshall (35 +35 colpi) o in opera (misurato con permea metro a colonna d'acqua altezza media 500 cm o pressione 0,5-3 atm) non deve essere superiore a 10 -8 cm/sec
Stabilità termica determinata in laboratorio mediante prove di stabilità sul piano inclinato L:H = 1:2 alla temperatura di 80° per 24 ore minore di 0,6 mm
Stabilità Marshall maggiore di 700Kg (35+35 colpi)
Scorrimento Marshall dovrà essere compresa tra 5 e 8 mm (35+35 colpi)

23. Analisi e prove sul conglomerato bituminoso

Prima della stesa del conglomerato bituminoso l'impresa effettuerà dei controlli preventivi della fornitura, riservandosi di non accettare il materiale dall'impianto qualora le seguenti prove dessero esito negativo.

Legante Bituminoso "Vergine"	
Penetrazione su bitume	UNI EN 1426
Punto di rammollimento	UNI EN 1427
Viscosità a 130°C	

© 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.

Filler:

- massa volumica reale
- massa volumica apparente
- potere rigidificante

Conglomerato bituminoso:

Contenuto di bitume	UNI EN 12697-1
Curva granulometrica materiale estratto	UNI EN 12697-2
Vuoti della miscela compattata (Vm-VFB)	UNI EN 12697-8
Massa volumica massima calcolata	UNI EN 12697-5
Massa volumica in mucchio	UNI EN 12697-6
Marshall completa	UNI EN 12697-34

- Stabilità su piano inclinato

24. Controlli sulla posa

In particolare per ogni giorno di stesa verranno effettuati dei prelievi e sottoposti alle seguenti verifiche:

- contenuto di legante bituminoso
- curva dell'aggregato estratto
- Prova Marshall su almeno 3 provini
- Massa volumica del provino Marshall
- contenuto di vuoti Marshall
- stabilità

In fase post-stesa per ogni miscela e per ogni giorno di stesa verrà eseguito il prelievo di n. 1 carote ø100mm o 150mm su cui misurare:

- spessore dello strato
- contenuti di bitume
- curva dell'aggregato estratto
- densità bulk
- contenuto di vuoti
- permeabilità.

La Direzione lavori potrà richiedere l'esecuzione di carote aggiuntive per eventuali retest

© 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.

25. Dotazioni necessarie all'esecuzione dei lavori

Tutte le operazioni effettuate in pendenza sul paramento della diga saranno eseguite vincolando personale e mezzi ad argani posti sulla strada di coronamento della diga stessa. Gli argani a sostegno dei macchinari saranno tutti dotati di doppie funi a garanzia della massima sicurezza dei mezzi.

Dotazioni minime richieste:

un carro argani principale dotato di tre argani con doppia fune di cui: uno per l'ancoraggio del dumper, uno per l'ancoraggio della vibrofinitrice e un argano basculante per manovrare il rullo compattatore.

n. 1 argani secondari

n. 1 carrello spandi-emulsione adeguatamente modificato per operare in pendenza.

n. 1 carrelli per eseguire le operazioni di carotaggio, ispezioni e prove lungo il paramento.

Per le operazioni di stesa del conglomerato sarà necessaria la dotazione di n. 2 vibrofinitrici cingolate con banco di stesa da 2,5 a 4,0 m, adeguatamente modificate per operare in pendenza

N. 1 cassone termo-riscaldato per lo stoccaggio del conglomerato bituminoso e n. 1 escavatori per carico materiale o caricatore riscaldato.

Per la compattazione del materiale esistente sarà necessaria la dotazione di n. 1 rullo di peso superiore a 4t., per lo strato di tenuta sarà necessaria la dotazione di n. 1 rulli da 4 t, per la compattazione del conglomerato in corrispondenza dei setti impermeabili n. 1 rullo da 2,5 t e per la compattazione del giunto alla base del paramento n. 1 rullo da 1,5 t

Per la stesa del sigillo in mastice a caldo sarà necessaria la dotazione di n. 1 macchina spandi-mastice e n. 1 bonze riscaldate.

26. Manutenzione

I manti in conglomerato bituminoso assicurano una vita utile di diverse decine di anni senza la necessità di particolari manutenzioni, possiamo portare ad esempio tra le dighe italiane quella di Zoccolo, realizzata nei primi anni 60 e in perfetto stato di conservazione, le dighe sarde di Meddau Zirimillis e Carru Segau realizzate a metà anni 80 e così come molte altre.

È opportuno nei primi anni di vita della diga verificare con cadenza biennale solo visivamente lo stato del paramento verificando che non ci siano delle fessurazioni e prestando attenzione ai giunti laterali dove il modificato deve mantenere nel tempo elasticità per poter assorbire eventuali cedimenti differenziali.

Dopo la prima decade queste visite ispettive possono essere fatte annualmente.

© 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.

Dopo 15-20 anni dalla sua realizzazione è opportuno eseguire un paio di carotaggi per verificare lo stato di invecchiamento dell'asfalto e pianificare di seguito un eventuale ripristino dello strato di mastice superficiale.

Il mastice date le sue caratteristiche e la sua funzione protettiva si deteriore per primo ma preservando la qualità dell'asfalto sottostante. Dopo l'applicazione del nuovo strato le operazioni di manutenzione possono riprendere come se la diga fosse stata appena realizzata.

Di seguito un elenco di prove che possono essere eseguite post-operam per valutare lo stato del paramento:

Prove in sito:

- vacuum test
- Carotaggio verticale D=150 mm e sulla carota le seguenti prove in laboratorio
- Caratteristiche della carota (UNI)
- Contenuto di bitume, secondo UNI EN 12697-1
- Curva granulometrica materiale estratto, secondo UNI EN 12697-2
- Massa volumica apparente miscela, secondo UNI EN 1097-6
- Prelievi
- Ritorno elastico a 25°C
- Punto di rammollimento Wihelmi, secondo DIN 1886 Part 15

27. Considerazioni conclusive

Nell'ambito del Programma di sviluppo rurale 2014-2020 – Reg. (UE) n. 1305/2013 – Misura 4 "Investimenti in immobilizzazioni materiali" – Sottomisura 4.3 "Sostegno a investimenti nell'infrastruttura necessaria allo sviluppo, all'ammodernamento e all'adeguamento dell'agricoltura e della silvicoltura" – Tipo di intervento 4.3.2 "Efficentamento delle reti e risparmio idrico" – bando 2017 – procedura di autorizzazione alla prosecuzione dell'esercizio ex Art. 25 dell'Allegato A – L.R. 12/2017, è stato conferito incarico allo scrivente Dott. Geol. Simone Manconi, iscritto al n° 513 dell'Ordine dei Geologi della Sardegna per la redazione della relazione geotecnica a supporto degli interventi previsti. La presente relazione è stata redatta al fine di esaminare le questioni di carattere geotecnico connesse con il progetto definitivo ed esecutivo relativo alle opere e interventi per la messa in sicurezza della Diga di Mura Cabonis in territorio di Milis (OR).

Lo sbarramento in questione è caratterizzato da copiose emergenze sul paramento di valle che ne hanno compromesso la tenuta idraulica, pertanto è stato ipotizzato un intervento che possa garantire oltre che il ripristino delle condizioni di impermeabilità anche un'azione di consolidamento dell'intero corpo del rilevato. Un'opzione valida e praticata in altri invasi è certamente rappresentata dalla tecnica di consolidamento e sistemazione del paramento di monte mediante la stesa di

© 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.

conglomerato bituminoso previa realizzazione di un diaframma in calcestruzzo, da realizzarsi al piede del paramento di monte.

A tal fine sono state eseguite una serie di indagini indirette e dirette per verificare le reali condizioni della diga, la cui costruzione risale agli anni ’50.

Nel complesso la diga è costituita da un nucleo in argilla limosa scarsamente permeabile, avente un’altezza complessiva di circa 14 metri nel punto più alto dello sbarramento e piano di appoggio costituito da un substrato basaltico da poco a mediamente alterato con livelli argillificati superficiali.

Attraverso le indagini indirette (misurazioni geofisiche) è stato accertato che le perdite idriche sono raggruppate nella parte centrale del paramento di valle, così come dimostrato dalle indagini dirette (sondaggi geognostici).

Relativamente alle caratteristiche idrogeologiche del sito sono state eseguite due prove di permeabilità, di cui una destinata al substrato basaltico alterato ed una destinata al corpo del rilevato.

Relativamente al substrato roccioso basaltico, è stato rilevato un coefficiente scarso di permeabilità, pertanto da giudicarsi idoneo per il tipo di opera ad esso collegata. Per quanto concerne il corpo del rilevato, il materiale utilizzato per la formazione del nucleo in argilla, pur risultando poco impermeabile non mostra i connotati tipici dei materiali argillosi francamente impermeabili, pertanto, relativamente alla presenza delle emergenze sul paramento di valle, le stesse possono essere ricondotte alla tipologia di materiale utilizzato durante la formazione del nucleo in argilla, il quale è da intendersi scarsamente permeabile ma non impermeabile come al contrario ci si sarebbe aspettati.

Nell’ambito dell’analisi geotecnica dell’invaso, in riferimento a quanto stabilito dalle nuove norme tecniche sulle costruzioni (NTC 2018) e sulla base di quanto disposto dal D.M. 26 giugno 2014, è stata eseguita la verifica di sicurezza e l’analisi di stabilità del corpo diga.

Relativamente alle verifiche di sicurezza nelle condizioni di: serbatoio pieno, serbatoio vuoto, serbatoio rapidamente svuotato e verifica idraulica a sifonamento e sollevamento, è stato verificato che i coefficienti di sicurezza ottenuti sono maggiori rispetto alle condizioni di equilibrio limite.

Per quanto concerne le caratteristiche geotecniche e idrogeologiche del corpo del rilevato costituente la Diga di Mura Cabonis è stato dimostrato come l’argine esistente abbia necessità di interventi di somma urgenza a causa delle emergenze rilevate nel paramento di valle.

Le fuoriuscite d’acqua sono riconducibili a moti di filtrazione all’interno del nucleo di argilla il quale risulta costituito da argille marnose debolmente sabbiose, con concrezioni e qualche ciottolo, le cui caratteristiche geotecniche rilevate in sito e laboratorio la rendono tale da essere giudicata inadeguata a garantire un idoneo schermo all’acqua.

A tal fine, si è optato per un sistema impermeabilizzante in conglomerato bituminoso che possa garantire oltre che il ripristino delle condizioni di impermeabilità anche un’azione di consolidamento dell’intero corpo del rilevato.

© 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.

Per quanto concerne le lavorazioni previste in progetto, stante l'esigenza di utilizzare dei macchinari come gru-argano, si rende necessario prescrivere un intervento di livellamento e compattazione del sottofondo costituente il coronamento della diga con la contestuale formazione di un rilevato in misto cementato avente uno spessore medio di 40 ÷ 50 cm, da compattarsi fino ad ottenere un modulo di deformazione della massicciata non inferiore a 80 N/mm^2, tale da garantire una migliore stabilità del piano di coronamento su cui verranno impiegati i mezzi d'opera.

© 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.