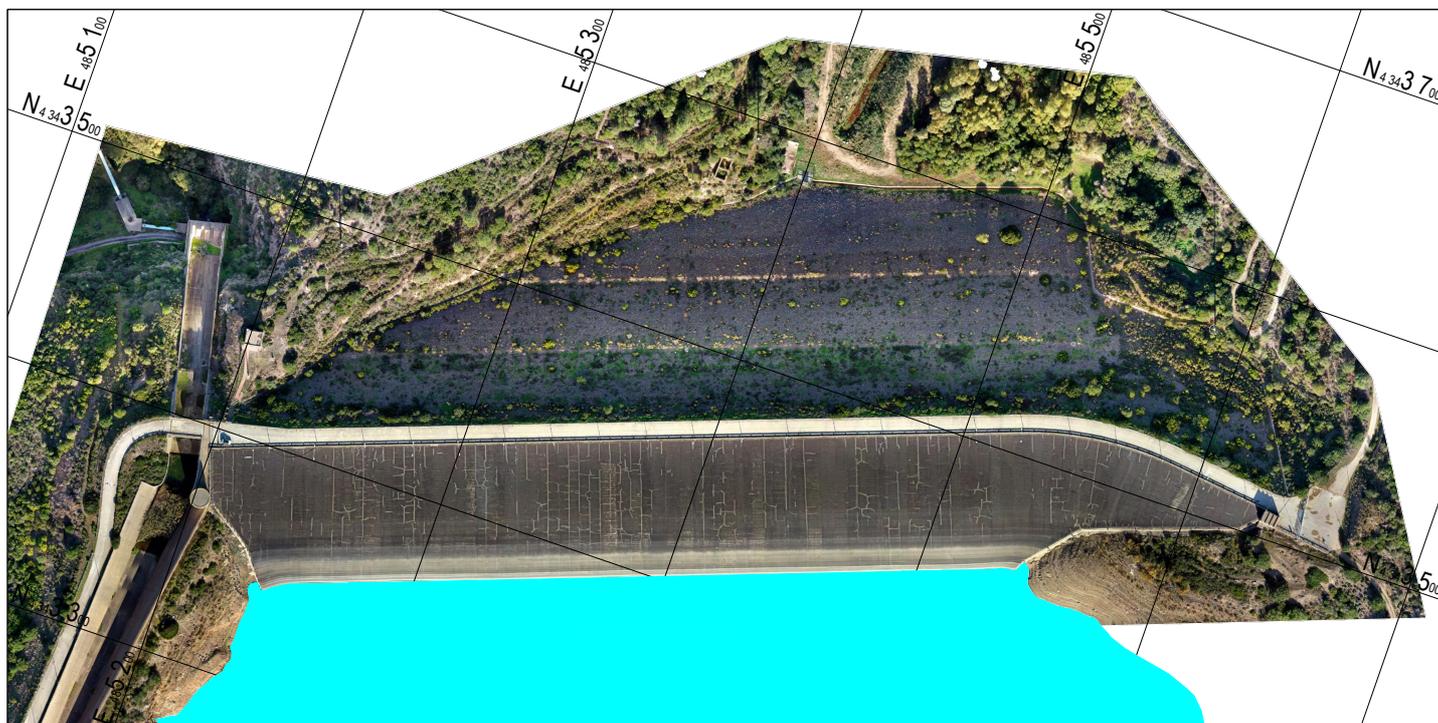




## MEDAU

**Intervento di ripristino del paramento di monte e della diga secondaria ed integrazione dello schermo di tenuta - Cig 82861868FF - Cup:E73E19002460001**



### FATTIBILITA' TECNICA - ECONOMICA

FATTIBILITA' delle ALTERNATIVE Progettuali Vol. 9 di 13

Tav./Elab. **E.09**

Rev. **F**

2 0 0 G E N R S P 0 0 1 F 19 Mar 2022  
sezione - sub-sezione - tipo - ufficio - prog. n° - serie - rev. data

#### Il Progettista



**Ingegnere Progettista e Responsabile dell'Integrazione  
tra le varie Prestazioni Specialistiche**

Dott. Ing. Antonio Brasca  
Ordine degli ingegneri di Roma - Iscr. n° 19574 sez. A

#### Sicurezza in fase di Progettazione

Arch. Andrea Serafini  
Ordine degli Architetti della Provincia di Roma -  
n° 13448

#### Geologia

Dott. Andrea Cona  
Ordine degli Geologi della Toscana - n° 795

**Il Direttore del Servizio Opere Idriche  
e Idrogeologiche - RUP**  
Ing. Costantino Azzena

**Marzo 2022**

## INDICE

<b>VOLUME</b>	<b>TITOLO</b>
1 di 13	Relazione GENERALE
2 di 13	Relazione TECNICA
3 di 13	Relazione CAMPO PROVE
4 di 13	Relazione INDAGINI
5 di 13	Elaborati GRAFICI
6 di 13	Prime INDICAZIONI e disposizioni per la stesura dei PIANI della SICUREZZA
7 di 13	Calcolo Sommario della Spesa e QUADRO ECONOMICO
8 di 13	Calcolo Sommario della Spesa e CRONO PROGRAMMA dell'intervento
<b>9 di 13</b>	<b>Documento di FATTIBILITÀ delle ALTERNATIVE Progettuali</b>
10 di 13	Studio Preliminare AMBIENTALE
11 di 13	Studio di INSERIMENTO URBANISTICO
12 di 13	Relazioni di INCIDENZA
13 di 13	Piano Preliminare UTILIZZO TERRE in Sito

Paragrafo	Titolo	Pag.
1	CONTENUTO .....	1
1.1	INTRODUZIONE .....	1
1.2	OGGETTO dell' INCARICO .....	1
1.3	CONTENUTO del PRESENTE STUDIO .....	2
1.4	PRINCIPALI RISULTATI dello STUDIO .....	2
1.4.1	INDAGINI .....	2
1.4.2	SCHERMO IMPERMEABILE di FONDAZIONE .....	3
1.4.3	RIPARAZIONE MANTO IMPERMEABILE .....	4
1.4.4	CONFRONTO dei COSTI .....	5
1.4.5	CRONOPORGRAMMA delle ATTIVITÀ di COSTRUZIONE .....	5
2	DESCRIZIONE delle OPERE PRINCIPALI .....	7
2.1	INTRODUZIONE .....	7
2.2	SERBATOIO .....	7
2.3	DIGA PRINCIPALE (MEDAU) .....	8
2.4	DIGA SECONDARIA (CARRU SEGAU) .....	11
2.5	SFIORATORE .....	11
2.6	SCARICO di FONDO e OPERA di PRESA .....	13
2.7	AVANDIGA .....	13
3	INDAGINE TOPOGRAFICA .....	15
3.1	INTRODUZIONE .....	15
3.2	STRUMENTAZIONE .....	16
3.3	SISTEMA di RIFERIMENTO delle COORDINATE .....	16
3.4	ESECUZIONE del RILIEVO .....	16
3.5	RESTITUZIONE AEROFOTOGRAMMETRICA .....	19
3.6	FILTRO DSM-DTM .....	21
4	GEOLOGIA e GEOTECNICA .....	23
4.1	INTRODUZIONE .....	23
4.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE .....	24
4.3	GEOLOGIA DELLA ZONA DI SBARRAMENTO .....	25
4.4	INDAGINI ESISTENTI .....	29
4.5	DATI GEOSTRUTTURALI .....	32
4.6	PROFILO GEOLOGICO-GEOTECNICO .....	34
5	DEVIAZIONE delle ACQUE .....	38
5.1	INTRODUZIONE .....	38
5.2	AFFLUSSI .....	39
5.2.1	INTRODUZIONE .....	39
5.2.2	BACINO IDROGRAFICO di MEDAU ZIRIMILIS .....	40

5.2.3	DATI di PIOGGIA .....	40
5.2.4	STIMA delle PIENE .....	41
5.3	SISTEMA di DEVIAZIONE .....	42
5.3.1	INTRODUZIONE .....	42
5.3.2	AVANDIGA .....	43
5.3.3	SARICO di ESAURIMENTO .....	43
5.3.4	SOGLIA SFIORANTE .....	44
6	PROPOSTA dello SCHEMA delle INIEZIONI .....	45
6.1	ANALISI SCHERMO di PROGETTO (zona centrale) .....	45
6.2	OBBIETTIVI INTEGRAZIONE dello SCHERMO DI TENUTA .....	46
6.3	SCHEMI PRELIMINARI di INTERVENTO .....	47
6.3.1	Alt. 1 = MIGLIORAMENTO PERMEABILITÀ dell'ATTUALE SCHERMO .....	47
6.3.2	Alt. 2 = BULBO di INIEZIONE .....	53
6.3.3	CONFRONTO tra le ALTERNATIVE .....	56
7	RIPRISTINO PARAMENTO di MONTE (Diga di MEDAU e CARRU SEGAU) .....	57
7.1	INTRODUZIONE .....	57
7.2	STATO FESSURATIVO del MANTO .....	57
7.2.1	INTRODUZIONE .....	57
7.2.2	DIGA di MEDAU ZIRIMILIS .....	59
7.2.3	DIGA di CARRU SEGAU .....	61
7.3	ALTERNATIVA con GEOMEBRANE in PVC .....	62
7.3.1	INTRODUZIONE .....	62
7.3.2	GEOMEBRANA POLIMERICA/BITUMINOSA e APPLICAZIONI SIMILARI .....	62
7.3.3	GEOMEBRANA COMPOSITA in PVC e GEODRENO .....	65
7.3.4	STIMA dei COSTI .....	70
7.4	ALTERNATIVA con MANTO BITUMINOSO .....	71
7.4.1	INTRODUZIONE .....	71
7.4.2	INTERVENTI SIMILARI .....	72
7.4.3	DIGA di MEDAU .....	73
7.4.4	DIGA di CARRU SEGAU .....	79
7.4.5	STIMA dei COSTI .....	80
7.5	CONFRONTO delle ALTERNATIVE .....	81
8	CRONOPROGRAMMA dei LAVORI .....	83
8.1	INTRODUZIONE .....	83
8.2	IPOTESI .....	83
8.3	CRONOPROGRAMMA .....	84

## Lista delle Figure

pag.

Figura 2.3.1:	Medau, Sezione tipica della diga.....	9
Figura 2.3.2:	Medau, Galleria d'ispezione, Profilo longitudinale e sezione tipica.....	10
Figura 2.5.1:	Medau, Sezione tipica della diga.....	12
Figura 2.7.1:	Medau, Sezione tipica della diga.....	14
Figura 3.1.1:	Limite Rilievo Drone.....	15
Figura 3.4.1:	Rilievo Drone, punti di scatto.....	17
Figura 3.4.2:	Rilievo Drone, disposizione dei target ed il loro errore residuo RMSE (scarto quadratico).....	18
Figura 3.6.1:	rilievo Drone, a) DSM; b) DTM.....	22
Figura 4.2.1:	Carta geologica schematica del territorio a sud di Siliqua, 100k (Calvino, 1972). ....	24
Figura 4.3.1:	Carta Geologica (SP) – Progetto Esecutivo 1972. ....	26
Figura 4.3.2:	Arenite quarzifica con venature di quarzo (sondaggio S2-1999). ....	27
Figura 4.3.3:	Siltiti con venature di argillite (sondaggio S2-1999). ....	28
Figura 4.3.4:	2009, Stralcio del Foglio Geologico CARG n. 556 "Assemini". ....	29
Figura 4.4.1:	Foto delle cassette catalogatrici (sondaggio S2-1999).....	30
Figura 4.5.1:	Stereoplot dei giunti rilevati nei pozzi geognostici realizzati durante la campagna indagini del 1982.....	32
Figura 4.5.2:	Dettaglio di un giunto J1/J2 con una patina argillosa. (sondaggio S2-1999, prof. 28 m circa). ....	33
Figura 4.5.3:	Dettaglio di un giunto J1/J2 ricementato e parzialmente aperto (sondaggio S2-1999, prof. 20 m circa). ....	33
Figura 4.6.1:	Esempio di configurazioni dei Log dei sondaggi utilizzati nel profilo geologico-geotecnico. ....	35
Figura 4.6.2:	Estratto del profilo geologico-tecnico.....	36
Figura 4.6.3:	Distribuzione della frequenza delle classi di RQD all'interno dei sondaggi lungo il cunicolo. ....	36
Figura 4.6.4:	Estratto del profilo geologico-geotecnico – zona centrale. ....	37
Figura 5.1.1:	Avandiga (durante la costruzione).....	38
Figura 5.1.2:	Scarico di Fondo, (foto a sinistra) Tubazione 500mm; (foto destra) Volantino saracinesca.....	39
Figura 5.3.1:	Tubazione di esaurimento, Scala di deflusso.....	44
Figura 5.3.2:	Soglia Sfiorente scarico di fondo, Scala di deflusso.....	44
Figura 6.1.1:	Distribuzione verticale Unità Lugeon prima e dopo le iniezioni (conci 10-30).....	46
Figura 6.1.2:	Profilo diga (conci 9-30) con Unità Lugeon prima e dopo le iniezioni.....	46
Figura 6.3.1:	Gibe III (Etiopia), distribuzione dei punti finali di iniezione per serie di fori successive.....	48
Figura 6.3.2:	Sezione trasversale schermo integrativo.....	49
Figura 6.3.3:	Pianta schermo integrativo.....	50
Figura 6.3.4:	Schema intercalazioni fori.....	50
Figura 6.3.5:	Parametri iniziali iniezione.....	51
Figura 6.3.6:	Geometria dell'intervento di "inspessimento" della cortina.....	54
Figura 6.3.7:	Pianta bulbo integrativo.....	54
Figura 7.2.1:	Diga di Medau, Stato fessurativo.....	59
Figura 7.2.2:	Diga di Medau, Stato fessurativo, Dettaglio.....	59
Figura 7.2.3:	Diga di Medau, rilievo termografico.....	60
Figura 7.2.4:	Diga di Carru Segau, Stato fessurativo.....	61
Figura 7.2.5:	Diga di Medau, Stato fessurativo, Dettagli.....	61
Figura 7.3.1:	Membrana in PVC (SIBELON), decadimento tensione di trazione longitudinale vs tempo.....	66
Figura 7.3.2:	Membrana in PVC (SIBELON), decadimento tensione di trazione trasversale vs tempo.....	67
Figura 7.3.3:	Membrana in PVC (SIBELON), decadimento contenuto plasticizzanti vs tempo.....	67
Figura 7.4.1:	Diga di Bumbuna (Sierra Leone), Fresatura delle strato superiore impemeabile.....	74
Figura 7.4.2:	esempio di approfondimento della fresatura su lesioni profonde.....	75
Figura 7.4.3:	Diga di Gigel Gibe, Schema di stesa.....	76
Figura 7.4.4:	Diga di Arcichiaro, strato imp., compattazione.....	76
Figura 7.4.5:	Diga di Bumbuna, Protezione Giunto Conglomerato-Calcestruzzo.....	79
Figura 8.3.1:	GANNT, Membrana in PVC + Bulbo di iniezione.....	85
Figura 8.3.2:	GANNT, Membrana in PVC + Miglioramento attuale schermo.....	86

## Lista delle Tabelle

pag.

<i>Tabella 1.4.1: Confronto dei Costi</i> .....	5
<i>Tabella 2.2.1: Serbatoio, Livelli e Volumi</i> .....	7
<i>Tabella 2.3.1: Diga, Caratteristiche Principali</i> .....	8
<i>Tabella 2.4.1: Diga, Caratteristiche Secondaria</i> .....	11
<i>Tabella 2.7.1: Caratteristiche avandiga</i> .....	13
<i>Tabella 3.2.1: Caratteristiche principali DJI Mavic Pro 2</i> .....	16
<i>Tabella 3.4.1: Rilievo Drone, errore residuo RMSE (scarto quadratico) dei Target</i> .....	18
<i>Tabella 4.4.1: Base dati delle INDAGINI relative alla diga di Medau Zirimilis</i> .....	31
<i>Tabella 4.6.1: Sondaggi relativi al profilo geologico-geotecnico lungo il cunicolo (diga di Medau Zirimilis)</i> .....	34
<i>Tabella 5.2.1: Elenco dei dati Geomorfologici e idrogeologici del bacino con sezione di chiusura Medau-Zirimilis</i> .....	40
<i>Tabella 5.2.2: Portate al colmo per assegnato tempo di ritorno calcolate con i vari metodi</i> .....	41
<i>Tabella 5.2.3: Incidenza del periodo secco sull'anno idrologico in funzione del <math>T_r</math></i> .....	42
<i>Tabella 5.2.4: Portate al colmo per assegnato tempo di ritorno calcolate per il periodo secco</i> .....	42
<i>Tabella 7.3.1: Utilizzo delle Geomembrane nelle dighe (rif. ICOLD No. 135, Tab. 4)</i> .....	63
<i>Tabella 7.3.2: Riparazione Tenuta della diga con Geomembrane in PVC, Interventi similari</i> .....	64
<i>Tabella 7.3.3: Dighe con Geomembrana in PVC (SIBELON) esaminate dal CESI</i> .....	66

## DICHIAZIONE DI ESCLUSIONE DI RESPONSABILITÀ

Le Società Studio Ing. G. Pietrangeli s.r.l. (SP) sottolinea che varie sezioni di questo rapporto si basano su dati forniti da o provenienti da fonti di terze parti. SP non si assume alcuna responsabilità per perdite o danni subiti dal cliente o da terzi a causa di errori o inesattezze in tali dati.

# 1 CONTENUTO

## 1.1 INTRODUZIONE

Il presente elaborato è stato redatto in conformità allo schema di contratto di Appalto per " AFFIDAMENTO DELLE ATTIVITÀ DI SERVIZI DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA PER LA PROGETTAZIONE DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA, ESECUTIVA, DIREZIONE DEI LAVORI E COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE AFFERENTE ALL'INTERVENTO DENOMINATO "MEDAU ZIRIMILIS (7D.S3): INTERVENTO DI RIPRISTINO DEL PARAMENTO DI MONTE DELLA DIGA PRINCIPALE E DELLA DIGA SECONDARIA ED INTEGRAZIONE DELLO SCHERMO DI TENUTA", CON INCARICO OPZIONALE PER DIREZIONE DEI LAVORI E ASSISTENZA AL COLLAUDO, PROVE DI ACCETTAZIONE, CONTABILITÀ DEI LAVORI, COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN ESECUZIONE" entrato in forza con verbale del 13 Novembre 2020.

## 1.2 OGGETTO dell' INCARICO

L'art. 3 dello Schema di Contratto di Appalto, così recita

*"1. Il contratto ha ad oggetto l'incarico professionale relativo ai servizi di cui in premessa e di seguito indicati:*

- *Prestazioni principali*
  - *Progettazione di fattibilità tecnica ed economica comprensiva del documento di fattibilità delle alternative progettuali (articolo 3, comma 1, lettera ggggg-quater del D.Lgs. 50/2016) dell'intero compendio delle opere, che individui nel dettaglio i due stralci previsti:*
    - *(I° stralcio) "Intervento di ripristino del paramento di monte della diga principale e integrazione dello schermo di tenuta";*
    - *(II° stralcio) "Intervento di ripristino del paramento di monte della diga secondaria" ;*
  - *progettazione esecutiva e prestazioni inerenti la sicurezza in fase di progettazione, ex D. Lgs. 81/2008, per l' "Intervento di ripristino del paramento di monte della diga principale e integrazione dello schermo di tenuta" (I° stralcio)*
  - *progettazione esecutiva e prestazioni inerenti la sicurezza in fase di progettazione, ex D. Lgs. 81/2008, per l' "Intervento di ripristino del paramento di monte della diga secondaria" (II° stralcio)"*

Inoltre, come attività opzionale:

*"Direzione dei lavori, assistenza al collaudo, prove di accettazione, contabilità dei lavori, prestazioni inerenti la sicurezza in fase di esecuzione, ex D. Lgs. 81/2008, dell' "Intervento di ripristino del paramento di monte della diga principale e integrazione dello schermo di tenuta" (I° stralcio);*

*Direzione dei lavori, assistenza al collaudo, prove di accettazione, contabilità dei lavori, coordinamento della sicurezza in esecuzione dell'Intervento di ripristino del paramento di monte della diga secondaria (II° stralcio)."*

## 1.3 CONTENUTO del PRESENTE STUDIO

Il presente elaborato riguarda lo studio di fattibilità delle alternative progettuali.

Lo studio è suddiviso nei seguenti capitoli:

- DESCRIZIONE delle OPERE PRINCIPALI  
In questo capitolo sono descritte sinteticamente le opere principali dell'impianto di Medau Zirimilis.
- INDAGINE TOPOGRAFICA  
In questo capitolo sono descritte le indagini topografiche esperite nel mese di novembre 2020 con il drone per acquisire lo stato di consistenza delle opere esposte.
- INTERPRETAZIONE delle INDAGINI GEOLOGICHE/GEOTECNICHE  
In questo capitolo sono illustrati i dati geologici/geotecnici, finalizzati alla progettazione dello schermo di iniezione, ed acquisiti dallo scrivente sia presso l'archivio di cantiere, della Direzione Generale per le Dighe le Infrastrutture Idriche ed Elettriche (DGD) ed infine l'archivio dello Studio Pietrangeli.
- DEVIAZIONE delle ACQUE  
In questo capitolo vengono illustrati i dati idrologici alla diga di Medau, al fine di valutare le piene e quindi la capacità degli organi esistenti di scarico ad evacuarle.
- PROPOSTA dello SCHEMA delle INIEZIONI  
In questo capitolo, sulla base dei dati disponibili viene proposto lo schema integrativo delle iniezioni da realizzarsi tra i conci n. 10 e 30 della galleria di ispezione della diga.
- RIPRISTINO PARAMENTO di MONTE (Diga di MEDAU e CARRU SEGAU)  
In questo capitolo si illustrano due alternative per la riparazione del manto di tenuta della diga di Medau Zirimilis e Carru Segau).
- CRONOPROGRAMMA dei LAVORI  
Nel capitolo finale viene costruito un cronoprogramma delle attività di costruzione per le diverse alternative studiate.

## 1.4 PRINCIPALI RISULTATI dello STUDIO

### 1.4.1 INDAGINI

SP ha eseguito un rilievo fotogrammetrico con drone delle opere esistenti. Nei giorni 16 e 17 Novembre 2020 si è provveduto a realizzare, mediante l'impiego di un drone quadricottero, un'acquisizione topografica in alta risoluzione e accuratezza del sito diga, per un'estensione globalmente pari a 35 ha (superficie restituita) corrispondente all'involuppo della diga principale, diga di sella e pertinenze di collegamento tra i due sbarramenti.

Questo rilievo è servito sia ad avere uno stato di consistenza delle opere esistenti sia per permettere una valutazione accurata dello stato fessurativo del manto.

SP ha acquisito, esaminato e rielaborato i dati desunti dalle indagini pregresse eseguite dal 1962 al 1999 e

relative alle diverse fasi di progetto (di massima, esecutivo, di variante e d'integrazione) sono qui di seguito riportate:

Anno	No. Sondaggi	SCOPO
• 1962	32	Progetto di Massima
• 1972	9	Progetto Esecutivo
• 1982	7	Variante di Progetto
• 1990	6 (+1 a valle)	Integrazione schermo di iniezione (conci da 10 a 30)
• 1999	3	Integrazione schermo di iniezione (conci da 10 a 30)

Queste informazioni sono state utilizzate per realizzare un profilo geologico-geotecnico lungo il cunicolo di drenaggio.

#### 1.4.2 SCHERMO IMPERMEABILE di FONDAZIONE

Sulla base delle informazioni disponibili, sono state formulate due alternative di intervento per migliorare lo schermo impermeabile esistente tra il concio 10 e il concio 30.

##### o Alt. 1 = MIGLIORAMENTO PERMEABILITÀ dell'ATTUALE SCHERMO

Lo schermo ha la stessa profondità di quello esistente (circa 50 m dal piano campagna), è costituito da 2 file di fori distanziate 80 cm e interasse pari a 1.5 m. Tra le due file sono posizionati dei fori di controllo con interasse di 12 m, da testare dopo l'esecuzione dello schermo.

L'intervento di iniezioni integrative è concepito per essere eseguito dal plinto a monte del cunicolo, ossia nella stessa posizione in cui è stato eseguito lo schermo esistente. Questa scelta richiede naturalmente lo svuotamento dell'invaso parziale attualmente presente (svuotamento peraltro reso necessario dagli interventi di riparazione del manto bituminoso) e presenta i seguenti vantaggi rispetto ad uno schema alternativo in cui le iniezioni integrative sono invece condotte dall'interno del cunicolo di ispezione:

- o Si interviene in una zona già trattata, in cui gli assorbimenti attesi saranno verosimilmente minori rispetto a quelli delle zone adiacenti non trattate (e.g. sotto la verticale del cunicolo di ispezione).
- o Lo svuotamento dell'invaso comporta la diminuzione delle sottopressioni, dei gradienti e delle portate di filtrazione che potrebbero ostacolare il processo di iniezione. Questo permette di evitare o limitare l'eventuale iniezione preliminare di resine espandenti a presa rapida necessarie per occludere le principali fessure beanti che potrebbero causare il dilavamento della miscela cementizia.
- o La cantierizzazione è più semplice, gli spazi disponibili sono più ampi e sono presenti meno vincoli per la scelta delle macchine di perforazione.

##### o Alt. 2 = BULBO di INIEZIONE

Questa alternativa prevede l'esecuzione di iniezioni integrative sia dall'interno del cunicolo di ispezione che dal plinto a monte del cunicolo stesso, al fine di ottenere una zona trattata di maggior spessore

(bulbo) profonda circa 20 m e con permeabilità pari a 1 UL ( $1 \cdot 10^{-7}$  m/s).

Questa alternativa nasce dall'osservazione che i massimi gradienti di efflusso sono localizzati subito a valle del cunicolo, lungo l'interfaccia tra il cunicolo e la fondazione e diminuiscono rapidamente in profondità e verso valle. È naturale quindi pensare di concentrare i massimi sforzi nel tentativo di migliorare la tenuta della zona sommitale della cortina, a contatto con il cunicolo, piuttosto che approfondire o migliorare la tenuta della cortina in profondità.

La precedente alternativa prevede di contenere il massimo gradiente di efflusso attraverso l'abbattimento della permeabilità dello schermo esistente da  $2 \cdot 10^{-7}$  a  $2 \cdot 10^{-8}$  m/s (2 ordini di grandezza in meno rispetto al terreno naturale) per la sua intera lunghezza di 50 m. Raggiungere questo risultato in modo uniforme lungo l'intero schermo presenta delle incertezze intrinseche.

La presente alternativa permette di controllare il gradiente di efflusso (ottenendo valori numericamente simili a quelli indicati come accettabili nella relazione del prof. Miliziano), attraverso:

- inspessimento della zona superiore della cortina (bulbo)
- riduzione della permeabilità della zona trattata sino a  $10^{-7}$  m/s (i.e. 1 UL).

Questo ultimo valore è di poco inferiore a quello ottenuto in passato (i.e. 2 UL) per mezzo di iniezioni condotte con sistemi tradizionale ed è pertanto più facilmente raggiungibile per mezzo di iniezioni che fanno uso di miscele più penetrabili.

### 1.4.3 RIPARAZIONE MANTO IMPERMEABILE

Nell'ambito del ripristino del paramento di monte della diga principale Medau Zirimilis e della diga di sella Carru Segau, sono stati esaminati due differenti tipi di intervento:

- per la DIGA di MEDAU ZIRIMILIS:
  - alternativa GEOMEMBRANA.  
Riparazione tramite applicazione di una geomembrana composta in PVC con spessore di 3mm e geotessile con grammatura di 500 gr/m<sup>2</sup> e un geodreno ad elevata trasmissività;
  - alternativa MANTO BITUMINOSO  
Riparazione del manto attraverso la fresatura dell'intero strato superiore impermeabile e ricostruzione dello stesso con spessore di 7 cm. I giunti di contatto tra manto impermeabile e galleria verranno inoltre trattati ricoprendo il giunto con una membrana in PVC.
- per la DIGA di CARRU SEGAU:
  - alternativa GEOMEMBRANA.  
Riparazione tramite applicazione di una geomembrana composta in PVC con spessore di 3mm e geotessile con grammatura di 500 gr/m<sup>2</sup> e un geodreno ad elevata trasmissività;
  - alternativa MANTO BITUMINOSO  
Trattamento dei giunti tra le strisce, riaprendo le zone fessurate e trattandole; eliminazione meccanica del mastice esistente, con idrodemolitrice o con utensile meccanico, e ripristino del mastice su tutta la superficie del paramento.

#### 1.4.4 CONFRONTO dei COSTI

La seguente tabella illustra il confronto tra le seguenti alternative progettuali.

SCHERMO di INIEZIONE		
Alt. 1 = MIGLIORAMENTO SCHERMO ESISTENTE	MEu	2.0
Alt. 2 = BULBO di INIEZIONE	MEu	2.3
INTERVENTO di RIPRISTINO MANTO IMPERMEABILE		
Alt. 1 = GEOCOMPOSITO in PVC		
Diga di MEDAU ZIRIMILIS	MEu	3.6
Diga di CARRU SEGAU	MEu	2.9
Alt. 2 = MANTO BITUMINOSO		
Diga di MEDAU ZIRIMILIS	MEu	6.2
Diga di CARRU SEGAU	MEu	1.3

Tabella 1.4.1: Confronto dei Costi

#### 1.4.5 CRONOPOGRAMMA delle ATTIVITÀ di COSTRUZIONE

Il cronoprogramma di costruzione è stato preparato considerando le seguenti fasi:

- Fase 0 = interventi propedeutici alle successive fasi, inclusi quelli inerenti l'avandiga. Tali interventi non variano a seconda dell'alternativa progettuale scelta;
- Fase 1° = interventi di ripristino del manto della diga di Medau. Questa alternativa varia a seconda dell'alternativa progettuale scelta (Membrana in PVC o Conglomerato Bituminoso);
- Fase 1B: interventi di ripristino del manto della diga di Carru Segau. Questa alternativa varia a seconda dell'alternativa progettuale scelta (Membrana in PVC o Sigillo Bituminoso);
- Fase 2A: interventi di iniezione (Bulbo di Iniezione) previsti all'interno del cunicolo di ispezione della diga di Medau;
- Fase 2B: interventi di iniezione (sia l'alternativa 1 = Miglioramento schermo esistente e che l'alternativa 2 = Bulbo di Iniezione) previsti esternamente al cunicolo, in prossimità del plinto.

Da questa analisi, dettagliata nel capitolo 8, si mettono in luce i seguenti importanti aspetti:

- Le attività di ripristino del paramento di monte della diga di Medau presentano maggiore margine di sicurezza temporale con l'impiego delle membrane in PVC;
- Le attività di esecuzione iniezioni sono maggiormente critiche dal punto di vista dei tempi;
- La scelta di eseguire le iniezioni adottando l'alternativa denominata "bulbo di iniezione" che prevede l'esecuzione di parte dei fori all'interno del cunicolo mostra dei sicuri vantaggi, sia sotto il profilo temporale, che tecnico:
  - TEMPORALE: L'attività all'interno del cunicolo è svincolata dalla finestra secca, dunque può essere eseguita in ogni momento dell'anno indifferentemente;

- TECNICO: La sequenza di iniezione migliore implica un forte rallentamento della velocità di filtrazione a seguito delle iniezioni all'interno del cunicolo; in tal modo si riduce fortemente la possibilità che il moto di filtrazione stesso dilavi, anche solo parzialmente, la soluzione iniettata successivamente a monte;
- La scelta di eseguire le iniezioni adottando l'alternativa denominata "miglioramento dello schermo esistente" è di fatto temporalmente non compatibile con la finestra secca, a meno di non aumentare le squadre di intervento o progettare delle turnazioni più intense.

## 2 DESCRIZIONE delle OPERE PRINCIPALI

### 2.1 INTRODUZIONE

La diga di Medau Zirimilis insiste sul Rio Casteddu in località Medau Zirimilis, nel comune di Siliqua (CA).

Le opere principali sono sinteticamente descritte di seguito:

- DIGA PRINCIPALE (Medau Zirimilis) in rockfill, omogenea, con manto di tenuta in conglomerato bituminoso sul paramento di monte, coronamento a quota 151.0 m s.m., altezza 53 m;
- DIGA SECONDARIA (Carru Segau) in rockfill, omogenea, con manto di tenuta in conglomerato bituminoso sul paramento di monte, coronamento a quota 150.0 m s.m., altezza 27 m
- SCARICO di SUPERFICIE ubicato in sponda sinistra, costituito da una soglia sfiorante, a quota 145.5 m s.m., di lunghezza 185 m, seguito da un canale di fuga di sviluppo di circa 80 m;
- SCARICO di FONDO ubicato in sinistra, con soglia all'imbocco a quota 117,00 m s.m., seguita da una galleria di circa 280 m di sviluppo, che termina in corrispondenza del manufatto del dissipatore, accorpato con quello dello scarico di superficie;
- PRESA dal SERBATOIO costituita da due tubazioni di 700 mm di diametro che derivano le acque a monte delle paratoie dello scarico di fondo (mediante by-pass) e corrono nella soletta di base della galleria a pelo libero e si collegano al sistema di adduzione e distribuzione mediante un'opera di consegna alloggiata nel manufatto che ospita anche i due dissipatori degli scarichi.

L'opera è stata realizzata tra l'1981 e il 1990, dall'impresa Pizzarotti & C. S.p.A. su progetto a firma dell'Ing. G. Pietrangeli.

Nel 1990 (5 Febbraio 1990) venne concessa l'autorizzazione agli invasi sperimentali, non raggiungendo tuttavia mai la quota di massima ritenuta 145.5 m. s.l.m. Il massimo livello è stato raggiunto in data 25 Marzo 2015, registrando un picco fino a quota 137.4 m s.l.m.

Nel 1999 vennero eseguiti degli interventi integrativi dello schermo di tenuta della fondazione, in particolare in corrispondenza:

- MURO di TENUTA in SINISTRA tra il concio 1 e 16;
- SFIORATORE tra il concio 11 e 16;
- CUNICOLO in SINISTRA tra il concio 1 e 9;
- CUNICOLO in DESTRA tra il concio 31 e 48;

### 2.2 SERBATOIO

I valori caratteristici del serbatoio sono di seguito descritti:

QUOTA	VOLUME	Livelli
m s.m.	Mm3	
146.7	19	Massimo Invaso
145.5	16.6	Massima Ritenuta
117.0	0.6	Minimo Invaso

Tabella 2.2.1: Serbatoio, Livelli e Volumi

## 2.3 DIGA PRINCIPALE (MEDAU)

L'andamento planimetrico della diga è rettilineo, dalla spalla sinistra a circa 3/4 della stretta, e curvilineo per il restante 1/4 in destra.

Il corpo diga è costituito da tout-venant alluvionale drenante.

Sul paramento di monte, al di sotto del manto in conglomerato bituminoso, è realizzato uno strato di fondazione con pezzatura massima 300 mm, dello spessore (misurato in orizzontale) pari a 3 m.

Il paramento di valle è invece protetto da una scogliera in pietrame, di pezzatura superiore ai 100 mm, con spessore (misurato in orizzontale) pari a 2,5 m.

I dati geometrici principali dello sbarramento sono i seguenti:

151.0	m s.l.	Quota coronamento
53	m	Max altezza diga
429	m	Sviluppo coronamento
8	m	Larghezza coronamento
1 / 2 (V/O)	-	Pendenza paramento di monte
1 / 1.85	-	Pendenza paramento valle
1.4	Mm3	Volume totale rilevato
41,500	m2	Superficie manto

Tabella 2.3.1: Diga, Caratteristiche Principali

La tenuta a monte è costituita da un manto in conglomerato bituminoso di tipo "sandwich" dello spessore di 34 cm, di cui (dal basso verso l'alto):

- o ancoraggio con emulsione bituminosa (3 Kg/m<sup>2</sup>);
- o 8 cm strato di base semi-aperto;
- o 6 cm strato inferiore impermeabile;
- o 10 cm strato drenante;
- o 10 cm strato superiore impermeabile.

Il manto si intesta, in corrispondenza del piede di monte, sulla sommità del cunicolo, recapitando, attraverso una tubazione, passante per il calcestruzzo, le acque filtrate nel manto.

In corrispondenza del cunicolo è stato eseguito lo schermo d'impermeabilizzazione.

Lo schermo è stato eseguito durante la costruzione dell'opera e interventi di integrazione dello schermo in spalla sinistra e destra sono stati realizzati nel 1999. Un'analisi di dettaglio è riportata nel capitolo relativo allo schermo di iniezione.

Le figure seguenti illustrano la sezione tipo della diga, il profilo e sezione tipo della galleria di ispezione.

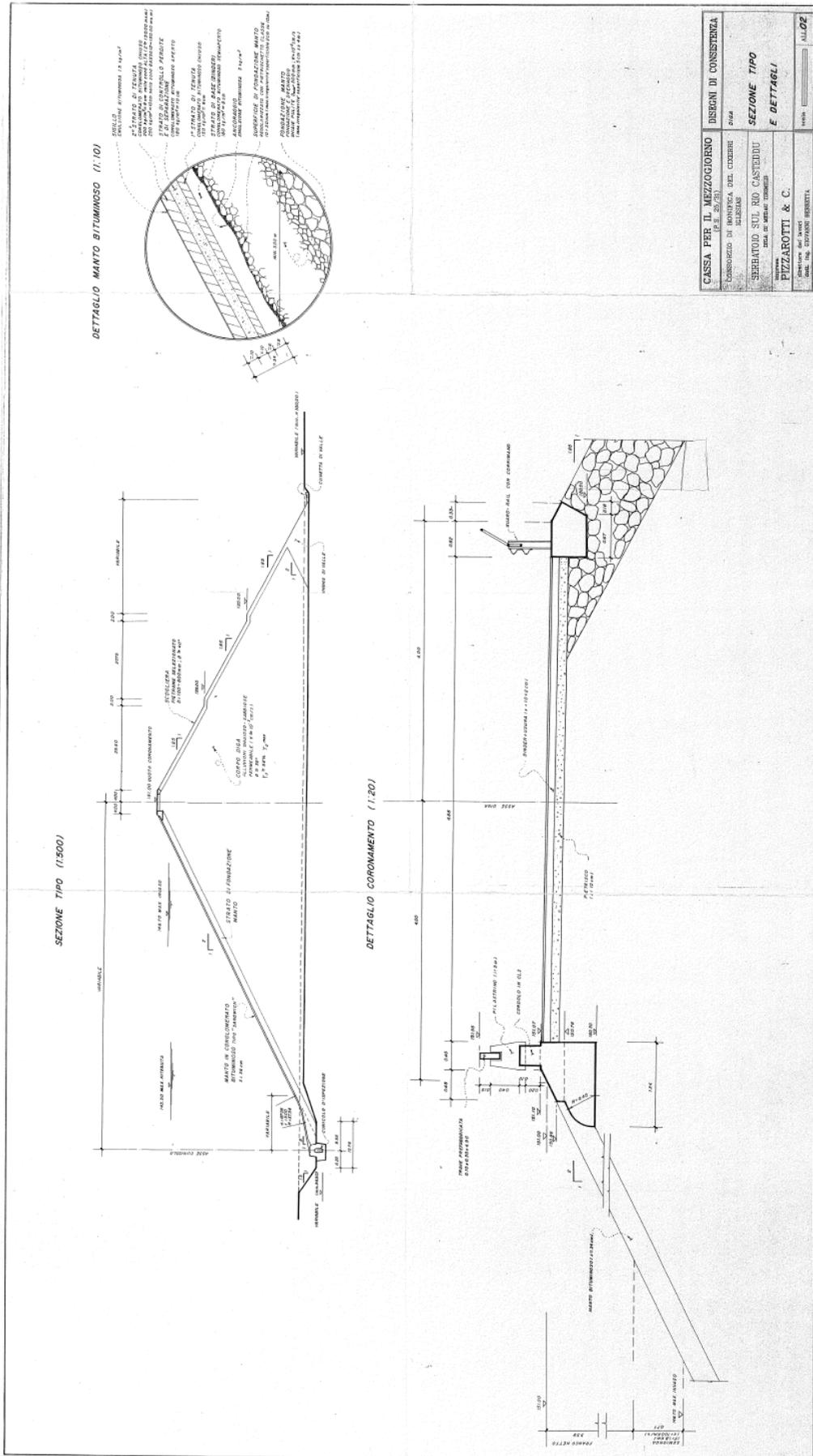


Figura 2.3.1: Medau, Sezione tipica della diga



## 2.4 DIGA SECONDARIA (CARRU SEGAU)

La diga secondaria (Carru Segau) si sviluppa per circa 1,220 m. Il corpo diga, sulla base della documentazione disponibile, sembrerebbe costituito, anche per questo sbarramento, dalle alluvioni ghiaioso-sabbiose del Rio Casteddu. La tenuta a monte è costituita da un manto in conglomerato bituminoso di tipo "sandwich".

I dati geometrici principali dello sbarramento sono i seguenti:

150.0	m s.l.	Quota coronamento
27	m	Max altezza diga
1220	m	Sviluppo coronamento
5	m	Larghezza coronamento
1 / 2 (V/O)	-	Pendenza paramento di monte
1 / 2 (V/O)	-	Pendenza paramento valle
0.6	Mm3	Volume totale rilevato
34,900	m2	Superficie manto

Tabella 2.4.1: Diga, Caratteristiche Secondaria

## 2.5 SFIORATORE

Lo scarico di superficie, ubicato in sinistra idraulica ed è costituito da uno sfioratore laterale, di sviluppo di 185 m, con soglia a quota 145,50 m s.m.

Per la soglia sfiorante è stato adottato il profilo Creager.

La vasca dello sfioratore ha sezione trapezia, con pendenza delle sponde 1,5:1, larghezza sul fondo da 4 ma 13 m, e quota del fondo da 141,30 m s.m. a 134,80 m s.m.

Lo sfioratore è stato dimensionato per una portata di 515 m<sup>3</sup>/s, con un carico sulla soglia di 1,20 m.

Al termine della vasca dello sfioratore, in corrispondenza di una sezione di controllo con soglia a quota 135,80 m s.m., inizia il canale di fuga. Questo si sviluppa per circa 80 m, con pendenze variabili tra il 7% e il 67% circa, e con sezione rettangolare larga 13 m.

Al termine del canale di fuga è stato realizzato un dissipatore a salto di sci, con quota del labbro a quota 114,80 m s.m.

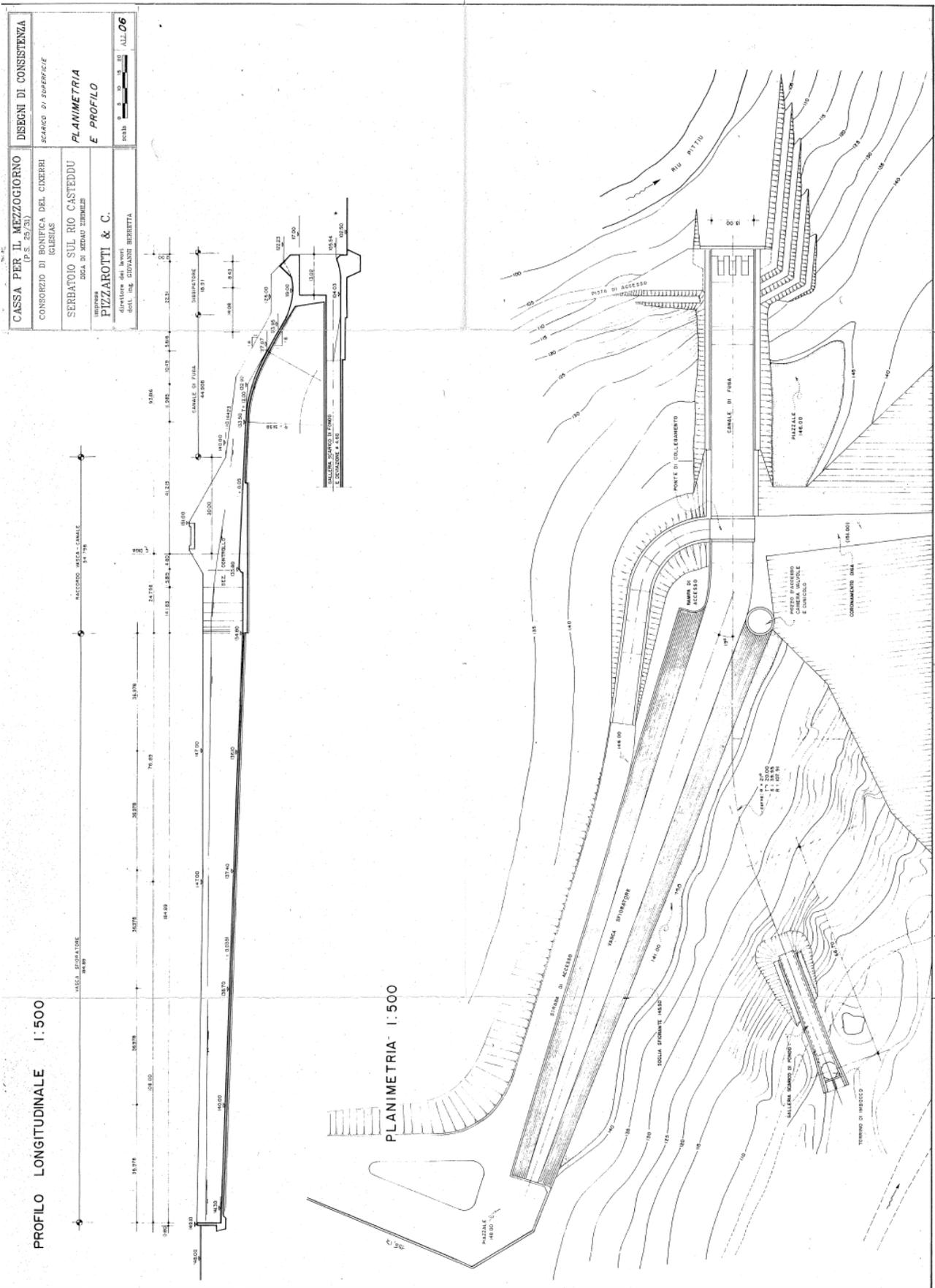


Figura 2.5.1: Medau, Sezione tipica della diga

## 2.6 SCARICO di FONDO e OPERA di PRESA

Lo scarico di fondo è ubicato in sinistra della diga. Il manufatto d'imbocco è stato utilizzato durante la costruzione come opera di deviazione. Il torrino di presa ha una soglia sfiorante a quota 117 m s.m., è presidiato da griglie, e si innesta in una galleria, di sezione circolare, che ha un andamento leggermente curvilineo nel tratto in pressione (circa 140 m) precedente le paratoie. Segue quindi un tratto rettilineo lungo circa 100 m, con funzionamento a pelo libero, sino all'immissione in un dissipatore a salto di sci, con quota del labbro a 105,41 m s.m.

Il dissipatore dello scarico di fondo forma con quello dello scarico di superficie un unico manufatto.

L'otturazione dello scarico è agita mediante due paratoie a strisciamento. La camera delle valvole è ubicata in corrispondenza dell'intersezione del tracciato dello scarico con l'asse diga.

Essa è collegata con l'esterno mediante un pozzo che consente anche l'accesso al cunicolo. All'interno del pozzo è alloggiato un aerofaro di 900mm di diametro.

Come risulta dai disegni del "come costruito" alla base della torrino, a quota 106.5 m s.m. è posta una tubazione del 500mm, agente come scarico di esaurimento.

Una saracinesca di controllo risulta essere posta all'imbocco della tubazione. Benché dai disegni di consistenza questa valvola non risulti essere installata, se non attraverso una schematica aggiunta grafica fatta a posteriori, il gestore ha confermato la sua esistenza e riporta che essa è manovrabile e funzionante attraverso un volantino posto a quota 116 m s.m., quindi al di sotto della stessa soglia di sfioro dell'imbocco.

## 2.7 AVANDIGA

Dai documenti di progetto risulta che l'avandiga è stata realizzata con materiale proveniente dagli scavi e che l'impermeabilizzazione è stata realizzata con fogli di polietilene stesi sul paramento di monte.

I dati principali dell'avandiga risulterebbero essere (rif. Progetto 1982, SP):

118.0	m s.l.	Quota coronamento
14	m	Max altezza diga
260	m	Sviluppo coronamento
4	m	Larghezza coronamento
1 / 2.5 (V/O)	-	Pendenza paramento di monte
1 / 2.5 (V/O)	-	Pendenza paramento valle
0.120	Mm <sup>3</sup>	Volume totale rilevato

Tabella 2.7.1: Caratteristiche avandiga

Sempre dalla documentazione disponibile (rif. 1997 Beretta, Perizia Lavori Integrativi Sulle Fondazioni - RELAZIONE GENERALE – all. 1) risulta che durante il primo invaso è stata realizzata una breccia lungo il coronamento dell'avandiga al fine di consentire un progressivo riempimento tra il serbatoio a monte dell'avandiga e l'area intercorrente tra essa e la diga stessa.



### 3 INDAGINE TOPOGRAFICA

#### 3.1 INTRODUZIONE

Così come previsto negli oneri delle attività da svolgere SP ha eseguito un rilievo fotogrammetrico con drone delle opere esistenti. Nei giorni 16 e 17 Novembre 2020 si è provveduto a realizzare, mediante l'impiego di un drone quadricottero, un'acquisizione topografica in alta risoluzione e accuratezza del sito diga, per un'estensione globalmente pari a 35 ha (superficie restituita) corrispondente all'involuppo della diga principale, diga di sella e pertinenze di collegamento tra i due sbarramenti. La figura seguente illustra le aree rilevate:

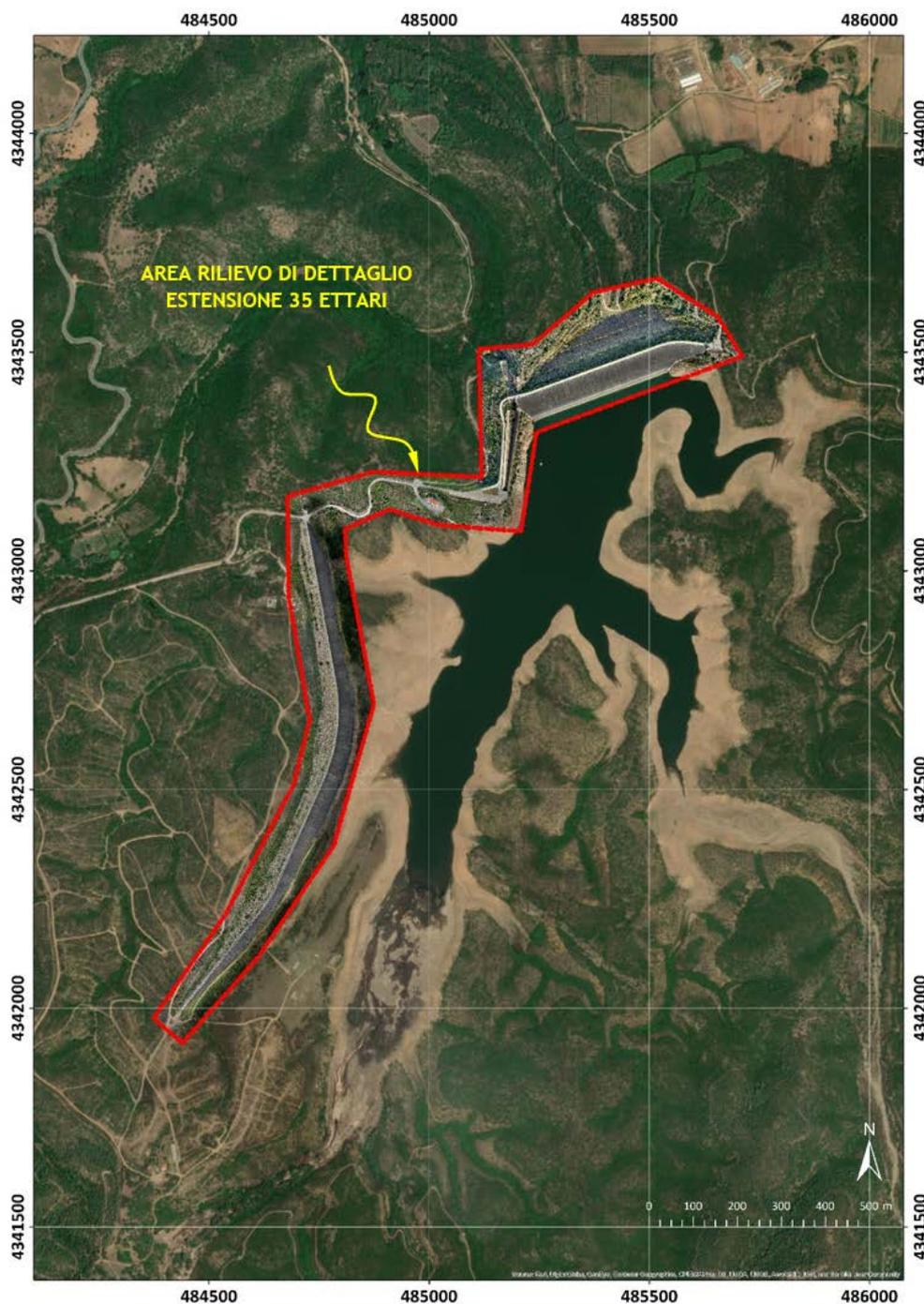


Figura 3.1.1: Limite Rilievo Drone

### 3.2 STRUMENTAZIONE

Il drone utilizzato è un quadricottero DJI MAVIC PRO 2; il velivolo è dotato di un'ottima fotocamera Hasselblad con ottica luminosa e ad ampio angolo di campo, montata su supporto gimbal stabilizzato elettronicamente su 3 assi, che produce immagini nitide e contrastate in tutte le condizioni di luce e si rivelano ideali per la fotogrammetria di dettaglio.

Le specifiche del sistema sono illustrate nella seguente tabella:



▪ Diagonale:		322	mm
▪ Peso nominale al decollo (incl. batteria e fotocamera)		0.91	kg
▪ Propulsione:		4 ELICHE A MOTORE BRUSHLESS	
▪ Durata massima del volo:	fino a	25	min.
▪ Velocità massima:		72	km/hr
▪ Resistenza al vento:	fino a	38	km/hr
▪ Risoluzione fotocamera:		20	Mpixel
▪ Risoluzione delle immagini:	tipico	<1	cm/pixel
▪ GPS di bordo:		DOPPIA COSTELLAZIONE GPS + GLONASS	

Tabella 3.2.1: Caratteristiche principali DJI Mavic Pro 2

### 3.3 SISTEMA di RIFERIMENTO delle COORDINATE

Il sistema di riferimento orizzontale adottato in fase di rilievo e restituzione di tutti gli elaborati è ETRF2000-RDN in proiezione UTM fuso 32 NORD.

Il sistema è agganciato alla Rete Dinamica Nazionale (RDN) certificata dall'Istituto Geografico Militare Italiano mediante rete di stazioni GPS permanenti afferenti alla rete Italpos/Smartnet.

Le quote sono riferite al geode (quote ortometriche sul livello del mare) secondo il modello Italgeo2005. La conversione da quote ellissoidiche della RDN a quote ortometriche Italgeo2005 è avvenuta mediante grigliato fornito dall'Istituto Geografico Militare Italiano.

### 3.4 ESECUZIONE del RILIEVO

Il rilievo è stato realizzato mediante esecuzione di una serie di voli nelle due giornate, durante i quali sono state acquisite un totale di oltre 4'000 immagini ad un passo di campionamento effettivo medio pari a 1.79 cm/pixel.

Le immagini sono state acquisite con una forte sovrapposizione longitudinale e trasversale, al fine di garantire il rispetto del principio stereoscopico e permettere la triangolazione aerea con una sostanziale ridondanza e garanzia d'accuratezza del prodotto finale.

Si riporta nella seguente immagine la distribuzione planimetrica dei punti di scatto ed il numero di immagini in sovrapposizione per ogni porzione d'area ricoperta dal rilievo:

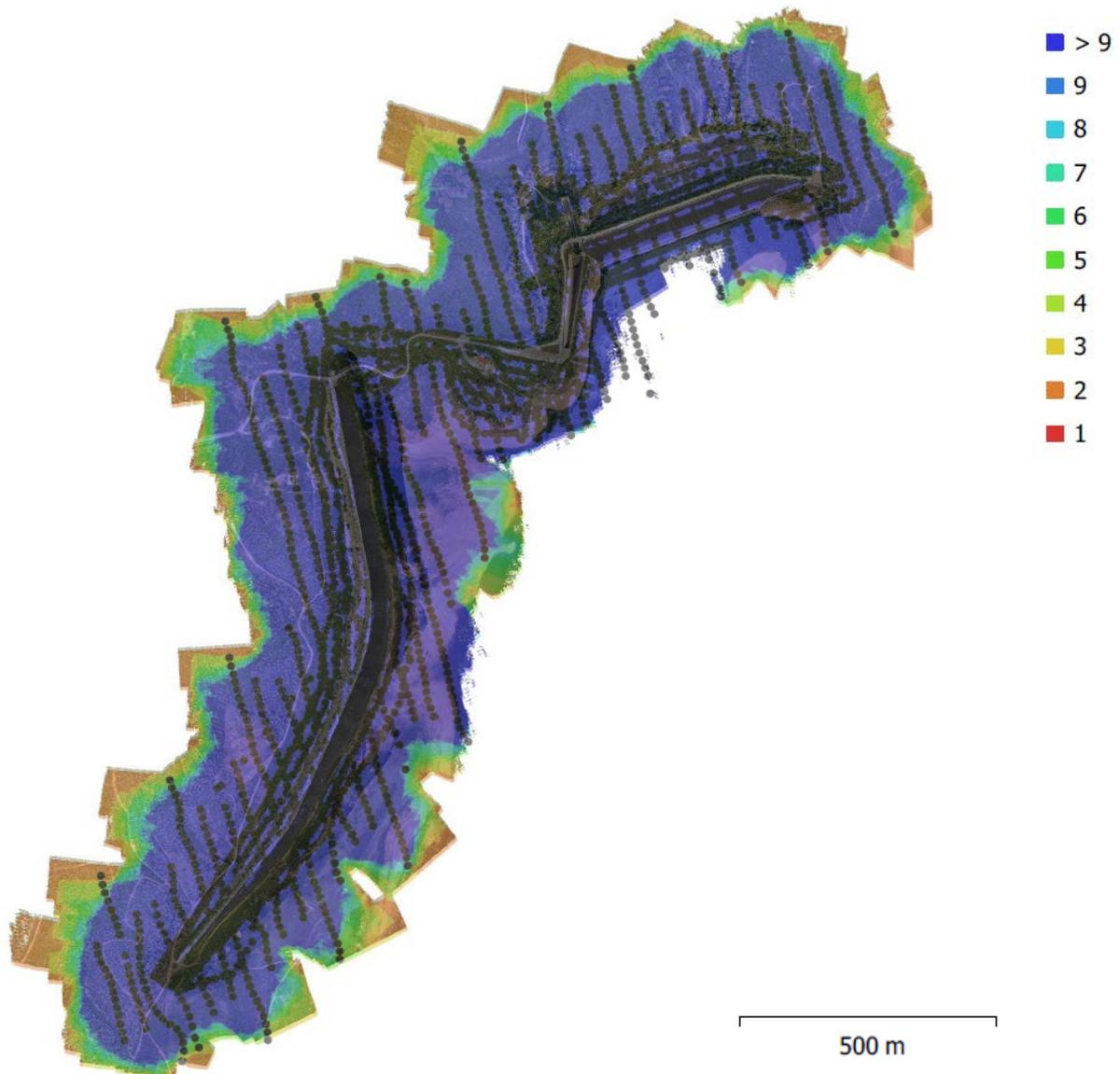


Figura 3.4.1: Rilievo Drone, punti di scatto

Il rilievo è stato georeferenziato tramite l'apposizione sul terreno di n° 14 target visibili e collimabili sulle fotografie, con funzione di GCP (ground control point) per il calcolo dei parametri di orientazione esterna delle foto (ossia coordinate del punto di scatto e angoli di orientamento dei fotogrammi) e l'appoggio a terra globale del blocco fotogrammetrico; le loro coordinate sono state rilevate mediante GPS differenziale in tripla frequenza Trimble R10 e ricezione delle correzioni mediante modem dalla rete dinamica nazionale come da precedente capitolo sul sistema di riferimento.

Gli errori residui sui target ammontano ad un valore globale di 4 cm (vettore 3D) confermando pertanto l'ottima accuratezza del rilievo.

Le seguenti immagini e tabelle riportano la disposizione dei target ed il loro errore residue RMSE (scarto quadratico) in fase di georeferenziazione come risultanti dal software di elaborazione fotogrammetrica:

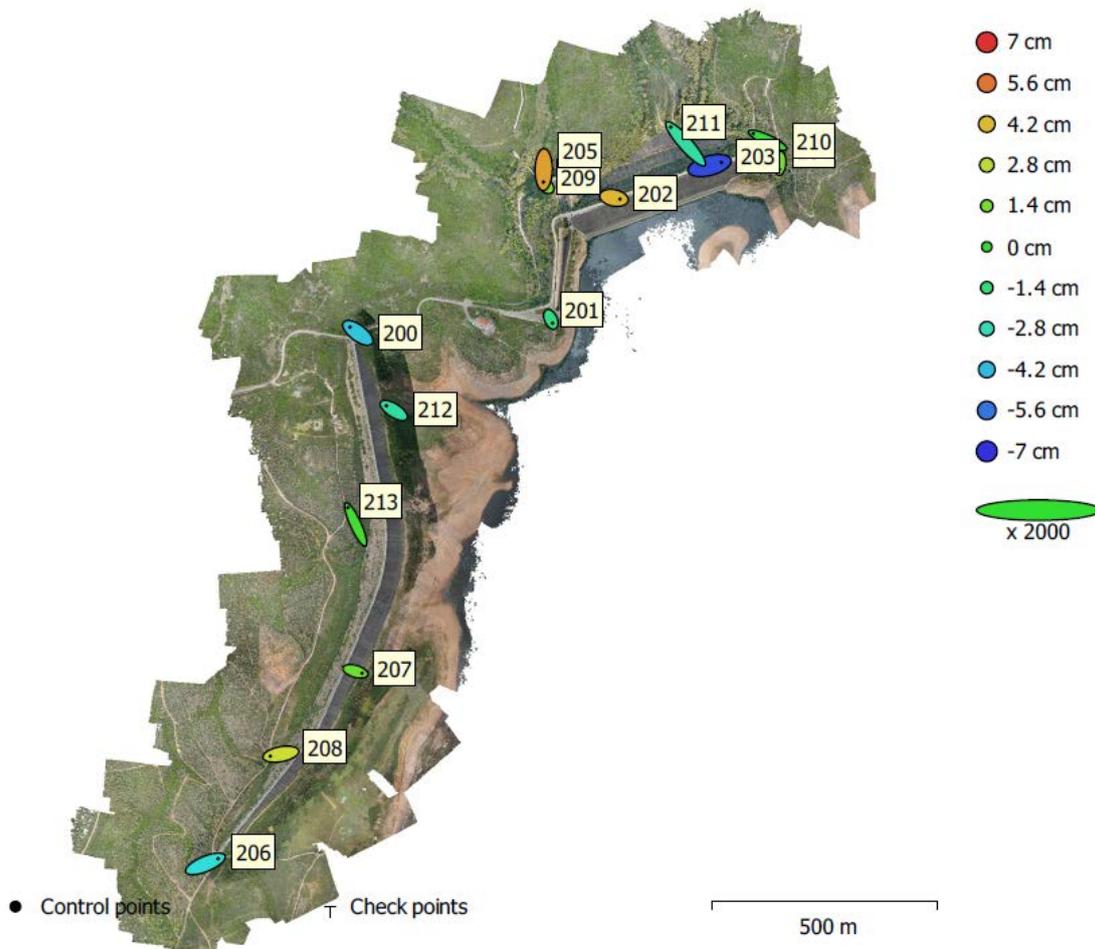


Figura 3.4.2: Rilievo Drone, disposizione dei target ed il loro errore residuo RMSE (scarto quadratico)

Label	X error (cm)	Y error (cm)	Z error (cm)	Total (cm)	Image (pix)
206	2.81125	1.17019	-3.40891	4.57091	0.792 (52)
208	-2.34136	-0.439644	3.16751	3.96338	0.585 (38)
207	1.47823	-0.428898	1.20964	1.95764	0.681 (59)
213	-1.70362	3.77036	0.379315	4.15474	0.562 (46)
212	-1.64469	1.04248	-2.27191	2.99221	0.638 (47)
200	-1.73742	1.28916	-3.99511	4.54328	0.847 (49)
201	0.379706	-0.846466	-1.62133	1.86799	0.856 (49)
202	1.34351	-0.270574	4.26406	4.47889	0.499 (23)
203	2.62711	0.713302	-6.44994	7.00088	0.696 (43)
204	-0.10691	-1.33787	1.33599	1.89373	0.653 (40)
210	-3.172	1.5049	-0.163546	3.51469	0.698 (63)
211	-3.27002	3.71548	-2.3086	5.46145	0.673 (60)
209	-0.398023	0.416454	1.57596	1.67794	0.921 (53)
205	-0.0469641	-2.75442	4.76713	5.50587	0.445 (33)
<b>Total</b>	<b>1.96348</b>	<b>1.80533</b>	<b>3.15263</b>	<b>4.12959</b>	<b>0.711</b>

Tabella 3.4.1: Rilievo Drone, errore residuo RMSE (scarto quadratico) dei Target

### 3.5 RESTITUZIONE AEROFOTOGRAMMETRICA

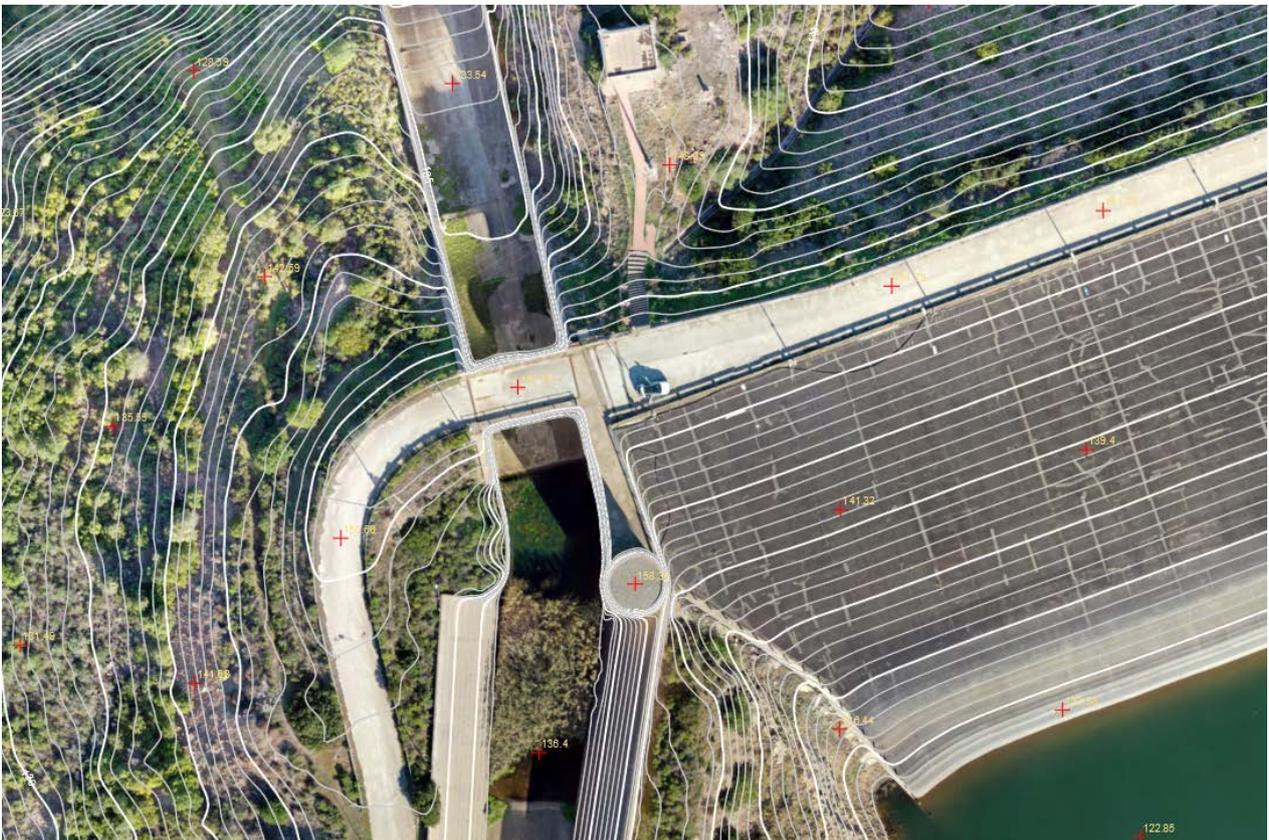
Il rilievo aereo è stato restituito tridimensionalmente tramite apposito software di elaborazione fotogrammetrica, ricostruendo l'orientamento delle acquisizioni fotografiche a partire dalle informazioni relative ai 14 GCP utilizzati, correggendo le distorsioni introdotte dal sistema obiettivo/sensore e generando le coordinate 3D dei punti omologhi visibili contemporaneamente su più fotografie (principio stereoscopico).

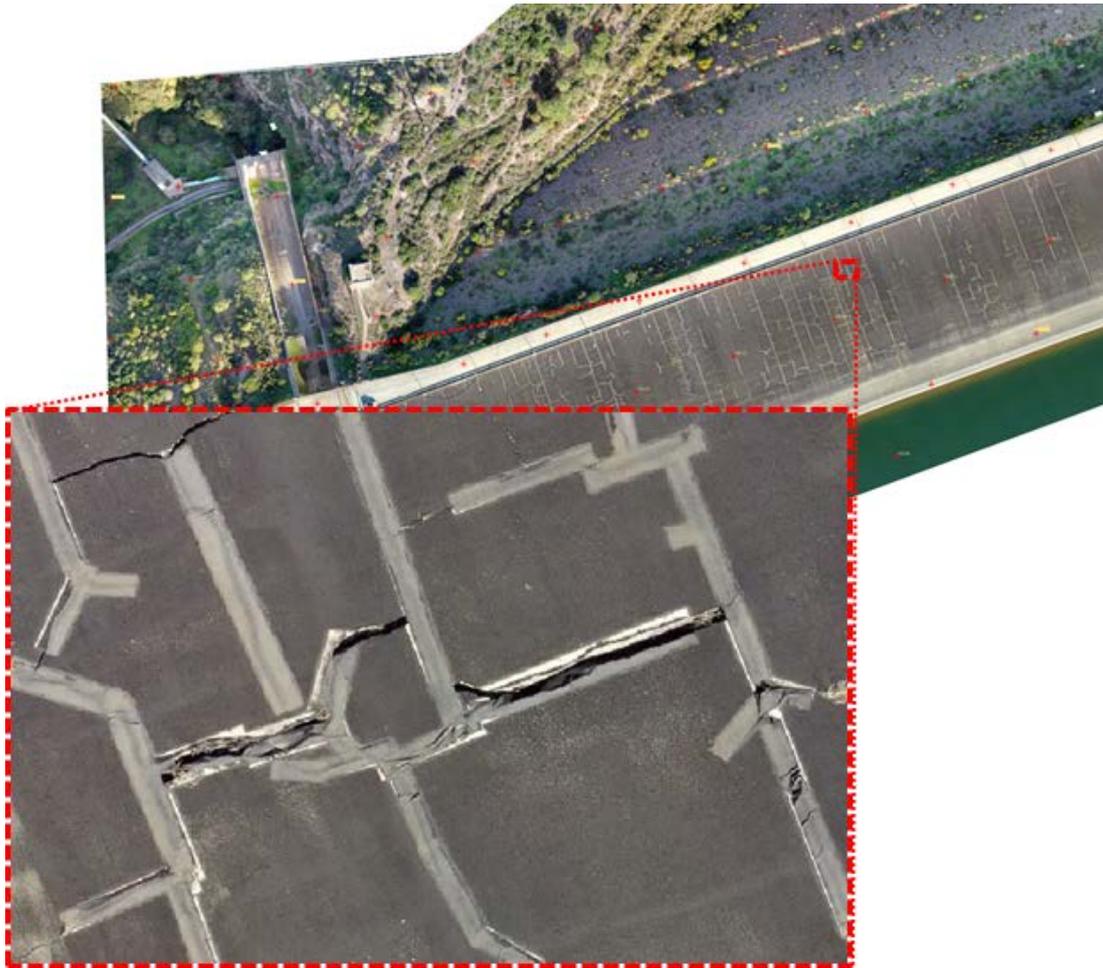
La densità risultante di punti 3D è estremamente alta e prossima a 300 punti/m<sup>2</sup>; il modello è stato quindi utilizzato per la generazione dei seguenti prodotti:

- o ORTOFOTO ad elevato dettaglio, con risoluzione nominale pari a 2 cm/pixel;
- o MODELLO DIGITALE DI ELEVAZIONE, con risoluzione nominale pari a 10 cm (DSM) e 20 cm (DTM).

Le seguenti immagini mostrano viste 3D del sito dalla nuvola di punti originale, un campione dell'area restituita mediante curve di livello ed ortofoto, ed il livello di dettaglio che è possibile apprezzare:







### 3.6 FILTRO DSM-DTM

La nuvola di punti originaria descrive la superficie delle aree di interesse con un dettaglio fotorealistico ed essa è inizialmente utilizzata per la creazione del Modello Digitale di Superficie (DSM).

Al fine di derivare, dal modello originario, la nuvola di punti relativa al terreno, è stata implementata una procedura che prevede l'applicazione in sequenza di una serie di filtri morfologici, secondo un processo iterativo finalizzato alla rimozione della vegetazione e degli oggetti fuori terra, e coadiuvata dall'inserimento manuale di breaklines per la forzatura di ulteriori vincoli geometrici in occorrenza di repentini cambi di pendenza del terreno.

Tutto il processo è realizzato mediante apposito software, dotato di metodiche appositamente studiate per la gestione ed il trattamento di grandi nuvole di punti derivate dalla ricostruzione fotogrammetrica od acquisite tramite veloci laser scanner.

Il processo di filtratura della nuvola di punti si basa su un'analisi ricorsiva dei dati mediante un approccio suddiviso per livelli, dal macroscopico al microscopico. In tale tecnica, ad ogni livello si realizza una suddivisione della nuvola di punti in accordo ad una griglia di dimensione via via più piccola. Per ogni cella della griglia si seleziona, con valutazione statistica, un punto considerato come rappresentativo del terreno detto RCP (Representative Cell Point). Tutti i punti RCP sono utilizzati per stimare una superficie locale che viene utilizzata

per scremare quanto, al di sopra di essa, eccede una determinata soglia di tolleranza in termini di distanza verticale. I punti rimanenti sono assegnati alle corrispondenti sottocelle (più piccole) del livello successivo ed il processo è ripetuto in modo da procedere ad una levigazione per step della superficie.

Le seguenti immagini mostrano il modello digitale dell'area con effetto ombreggiato prima (DSM) e dopo (DTM) l'applicazione del processo di filtraggio:

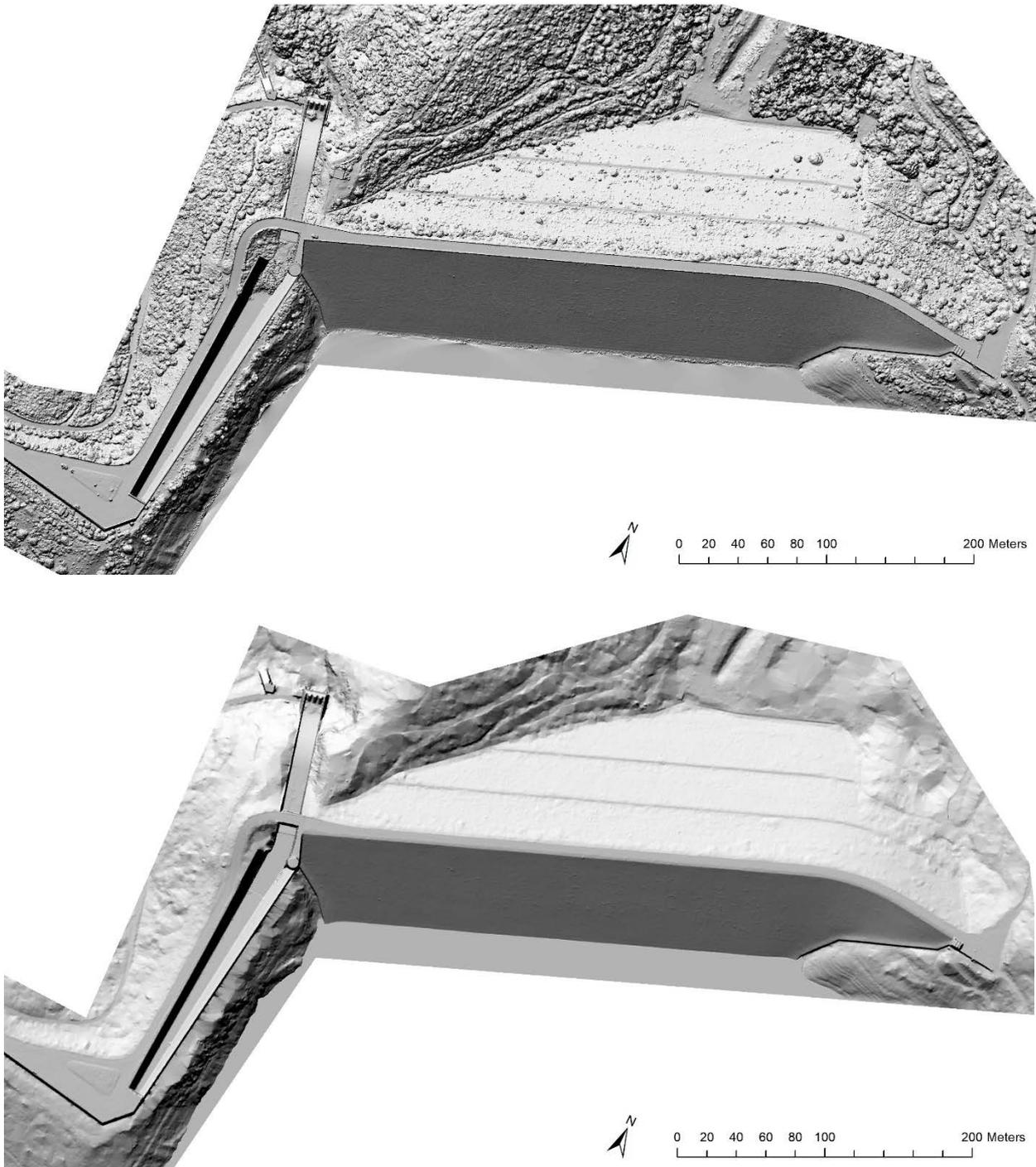


Figura 3.6.1: rilievo Drone, a) DSM; b) DTM

## 4 GEOLOGIA e GEOTECNICA

### 4.1 INTRODUZIONE

In questo capitolo vengono riassunte le informazioni relative agli studi geologici ed alle indagini geognostiche eseguite a partire dal 1962 nell'area della diga di Medau Zirimilis.

Un breve inquadramento geologico estratto dagli studi pregressi è stato inserito per ragioni di completezza, oltre ad una descrizione geologica della zona di imposta della diga di Medau Zirimilis.

Dopodiché vengono illustrati i dati geologico-strutturali a disposizione e si conclude con una descrizione del profilo geognostico contenente i dati delle perforazioni eseguite ad oggi lungo il cunicolo di drenaggio.

I dati geologici e geotecnici finalizzati alla progettazione dello schermo di iniezione sono stati acquisiti dallo scrivente sia presso l'archivio della casa di guardia, quello della Direzione Generale per le Dighe (DGD) ed infine presso l'archivio dello Studio Pietrangeli (SP).

I seguenti documenti sono stati consultati al fine di avere un quadro storico e cronologico esaustivo sull'evoluzione delle diverse interpretazioni ed indagini pregresse eseguite:

- 1962\_ICOS, INDAGINI GEOGNOSTICHE PER LA PROGETTAZIONE ESECUTIVA DELLA DIGA DI MEDAU ZIRIMILIS – PROGETTO DI MASSIMA.
- 1972\_Calvino (SP) – RELAZIONE GEOLOGICA PROGETTO ESECUTIVO – Allegato B1
- 1972\_SP, INDAGINI 1971-72 - SONDAGGI –PROVE ACQUA e CEMENTAZIONI - Allegato B8
- 1974\_Calvino (SP) - RELAZIONE GEOLOGICA INTEGRATIVA – Allegato B\_21
- 1982\_Calvino (SP) - RELAZIONE GEOLOGICA, PROGETTO di VARIANTE - (codice P177 C 30.101.1)
- 1982\_Calvino (SP) - RELAZIONE FONDAZIONI, PROGETTO di VARIANTE – (codice P177 C 62.101.1)
- 1982\_ICOS, INDAGINI GEOGNOSTICHE sul Rio “Su Casteddu” in località Medau Zirimilis
- 1989\_Scafati, INTERVENTI PER L'INTEGRAZIONE DEI DISPOSITIVI DI TENUTA - RELAZIONE TECNICA
- 1992\_Celico, RELAZIONE IDROGEOLOGICA sui risultati delle indagini geologiche ed allegati
- 1996\_Celico, NOTA su CARATTERIZZAZIONE STRUTTURALE E IDROGEOLOGICA della ZONA d'IMPOSTA della Diga di Medau Zirimilis
- 1999\_Artizzu, RAPPORTO GEOLOGICO SULLE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- 1999\_Ibba, RAPPORTO GEOLOGICO CONCLUSIVO SULLE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- 2003\_Miliziano, RELAZIONE DI CONSULENZA GEOTECNICA FINALIZZATA ALLA PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI COMPLETAMENTO E RISANAMENTO SCHERMO TENUTA

La raccolta e la sistemazione dei dati è stata tuttavia subordinata alla qualità ed alla non sempre completa disponibilità dei dati relativi alle indagini pregresse.

## 4.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

Qui di seguito si riporta la descrizione geologica di inquadramento generale così come descritta da Calvino (1972) e rimasta accettata ed invariata. La figura seguente riproduce la situazione geologica del territorio a da Siliqua a Nord e fino al Monte is Caravius a Sud, includendo l'area di studio e la porzione meridionale del Fiume Cixerri.

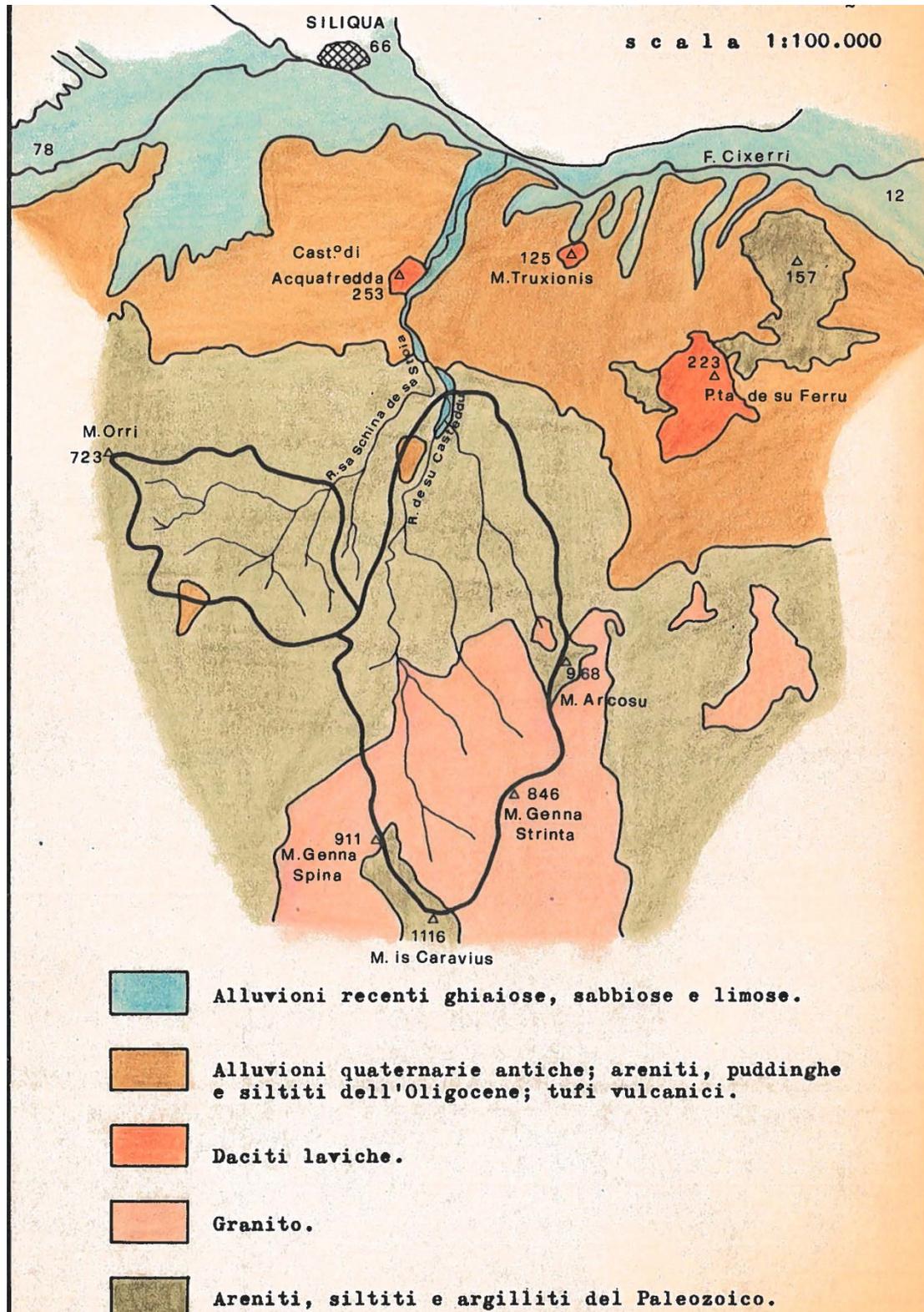


Figura 4.2.1: Carta geologica schematica del territorio a sud di Siliqua, 100k (Calvino, 1972).

Il Rio de su Casteddu appartiene a quel fascio di corsi d'acqua, lunghi 10-15 chilometri e poco anastomizzati, che dai monti del Sulcis a Sud e da quelli dell'Iglesiente a Nord si riversano nel Fiume Cixerri. Benché sprovvisto di proprio bacino montano, questo fiume funge da collettore principale lungo l'omonima depressione tettonica Est-Ovest, di età paleogenica terziaria, a sua volta sfociante nella Fossa Campidanese, sprofondata nel corso del Neogene o Terziario superiore.

L'ampio fondovalle del Cixerri è modellato in prevalenza nella caratteristica "Formazione del Cixerri", attribuita all'Oligocene anche su basi paleontologiche, consistente soprattutto in areniti e puddinghe di deposito fluviale e lacustre, dal colore violaceo o rossastro tipico degli antichi sedimenti continentali.

Di tale formazione, a struttura pressoché tabulare, spuntano qua e là prominenze del basamento paleozoico ed edifici vulcanici a chimismo meso-iposilicico, mentre la ricopre una coltre assai estesa di antiche alluvioni terrazzate del Quaternario antico, che fa anche da raccordo fra le spianate di fondovalle e le pendici montuose che delimitano la vallata. I rilievi periferici sono costituiti da rocce sedimentarie paleozoiche, del Cambriano (calcari, dolomie, areniti, siltiti ed argilliti) e del Siluriano e Post-siluriano (areniti, siltiti, argilliti e rari calcari), intensamente dislocate e ripiegate dal corrugamento ercinico queste, ed anche dalla "fase-sarda" del corrugamento caledoniano. Le intrusioni granitiche, prodottesi al termine dell'orogenesi ercinica, indussero un esteso metamorfismo nelle formazioni paleozoiche.

Come si osserva nella precedente figura, che riproduce la situazione geologica del territorio a Sud di Siliqua e cioè un tratto del versante destro (meridionale) del Cixerri, il bacino imbrifero del Rio de su Casteddu, sotteso dalla sezione di sbarramento di Medau Zirimilis, si estende interamente, salvo rare placche di Oligocene e di Quaternario antico, in formazioni paleozoiche clastiche ed in particolare in rocce prevalentemente arenacee del Siluriano e, probabilmente, anche del Devoniano, giungendo, nelle parti più elevate, ad interessare un lobo del batolite granitico del Sulcis.

### 4.3 GEOLOGIA DELLA ZONA DI SBARRAMENTO

Le principali litologie presenti nell'area della diga di Medau Zirimilis sono rappresentate da ARENITI e SILTITI appartenenti alla formazione paleozoica in banchi omogenei di vari metri di spessore, con reciproche intercalazioni di piccolo spessore.

Si tratta di rocce sedimentarie clastiche leggermente metamorfosate e scistose, più o meno ricche di fillosilicati ed in particolare di sericite.

Le areniti passano talora a QUARZITI micacee, mentre le siltiti possono assumere carattere di ARGILLITI o scisti sericitici.

La stratificazione all'interno dell'ammasso roccioso non risulta sempre evidente a causa dei processi metamorfici e deformativi. Tuttavia, essa appare riconoscibile e più fitta nei termini arenitici rispetto a quelli siltitici, caratterizzati da un aspetto tipicamente fissile. I giunti di stratificazione nelle areniti, comunque, sono in genere abbastanza serrati e talora presentano patine limoniti che derivanti dall'ossidazione della pirite della roccia.

Completano la geologia della stretta le seguenti unità quaternarie (vedi figura seguente):

- la coltre alluvionale attuale e recente (campitura azzurra), potente pochi metri, che ricopre il fondovalle

di ghiaia sabbiosa con massi;

- le falde detritiche (retino puntinato) che rivestono i versanti, costituite da pietrisco naturale in matrice a componente argillosa, in genere sottili salvo che in certi punti al piede dei pendii, dove può raggiungere qualche metro di spessore.

La geologia di superficie della zona di sbarramento è riportata nell'estratto della carta geologica riportato qui di seguito e derivante dal Progetto Esecutivo (1972) e rimasta invariata nel Progetto di Variante (1982), e ripresa negli studi successivi (ad esempio in Celico, 1992, 1996) e ad oggi non superata da significativi approfondimenti.

Dalla planimetria si individuano le due seguenti litologie principali:

- **ARENITI (no campitura):** areniti micacee paleozoiche, resistenti, fessurate ed a tratti scistose / quarziti micacee;
- **SILTITI (beige):** Siltiti sericitiche paleozoiche, resistenti, fessurate e fissili.

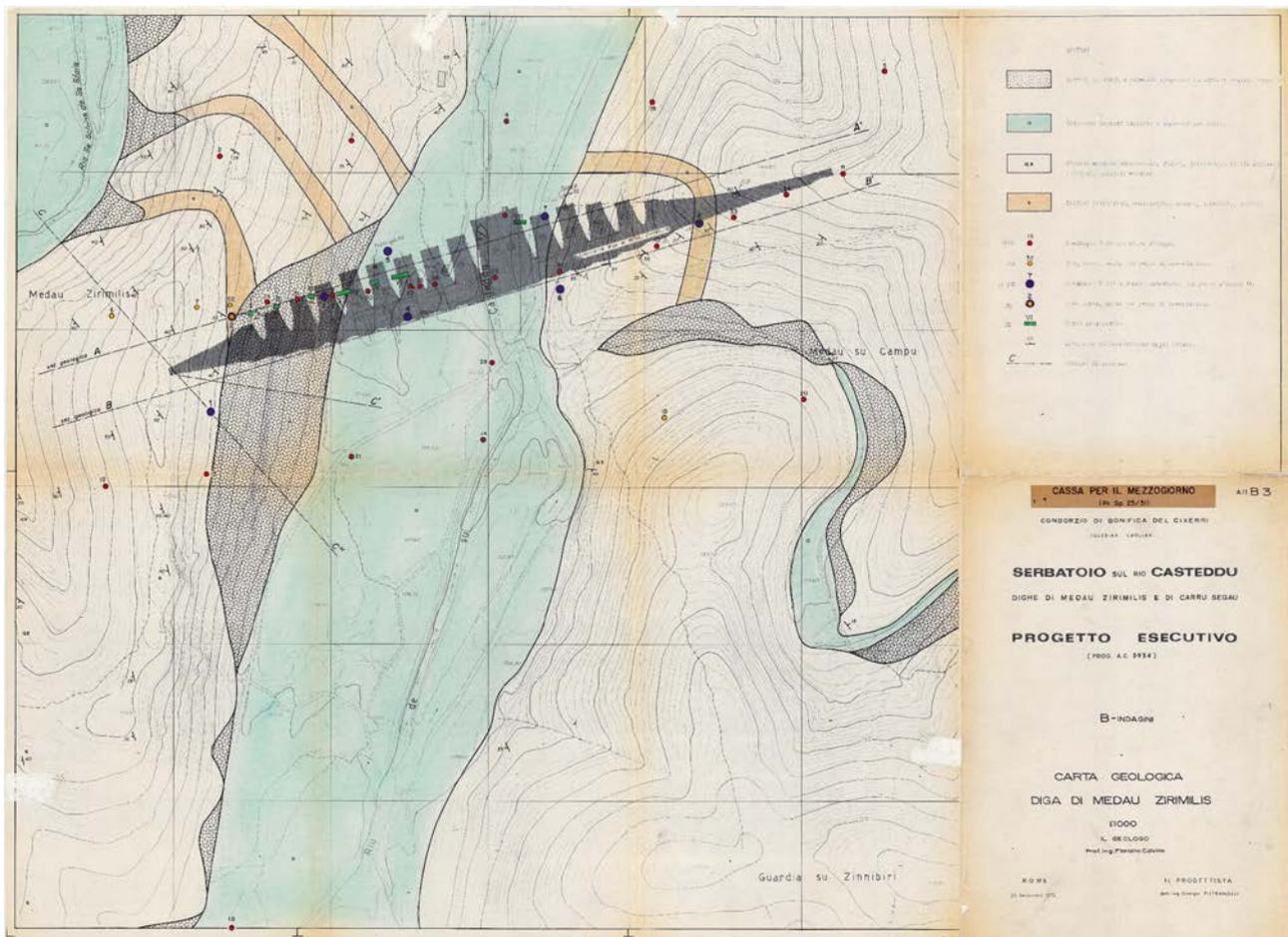


Figura 4.3.1: Carta Geologica (SP) – Progetto Esecutivo 1972.

Le ARENITI sono il tipo litologico prevalente e sono costituite da granuli di quarzo, per lo più di diametro compreso fra 0,1 e 0,02 mm, cementati da matrice quarzoso-micacea nella quale sono presenti sericite e clorite, mentre rade lamine iso-orientate di muscovite conferiscono un principio di scistosità all'aggregato.

Frequenti sono le venuzze di quarzo e talora di calcite e di barite, qua e là presenti nella regione anche in veri e propri filoni. Questi apporti idrotermali sono stati accompagnati da impregnazioni locali di pirite. La scistosità è per lo più appena accennata e così la stratificazione. Le arenite passano talora a QUARZITI micacee. Altamente resistenti alle martellate le arenite sono praticamente prive di porosità e sono caratterizzate da un carico di rottura a compressione superiore a 100 Mpa ed un peso di volume di circa 27 KN/m<sup>3</sup>.

Qui di seguito riportiamo un esempio di arenite proveniente dal sondaggio S2 (1999) analizzato durante la visita sul sito nel Novembre 2020, in cui sono evidenti le vene di quarzo, la stratificazione sedimentaria ed i granuli visibili ad occhio nudo.

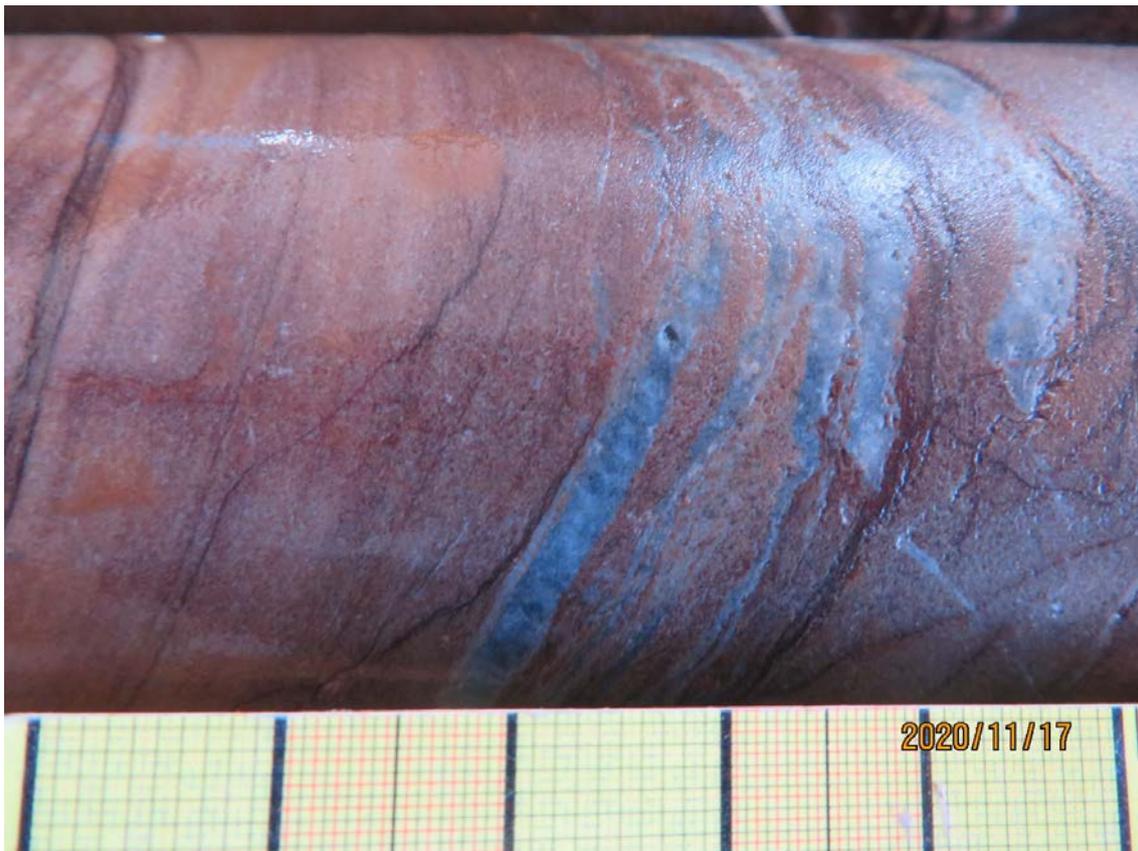


Figura 4.3.2: Arenite quarzifica con venature di quarzo (sondaggio S2-1999).

Tra le arenite si individuano inoltre le QUARZITI, poco stratificate e scarsamente scistose, estremamente resistenti e più povere di fillosilicati.

Le SILTITI si distinguono per la grana molto più fine e l'abbondanza di fillosilicati (vedi figura seguente).

Le siltiti possono assumere carattere di ARGILLITI o scisti sericitici. In esse la scistosità, più marcata e coincidente con la stratificazione, è tale da rendere fissile la roccia, cioè riducibile in lastre sottili. Anche le siltiti sono fessurate, ma trattandosi di rocce meno rigide delle arenite la fessurazione conseguente alle sollecitazioni tettoniche è meno accentuata.

Qui di seguito riportiamo un esempio di siltite proveniente dal sondaggio S2 (1999) analizzato durante la visita sul sito nel novembre 2020.

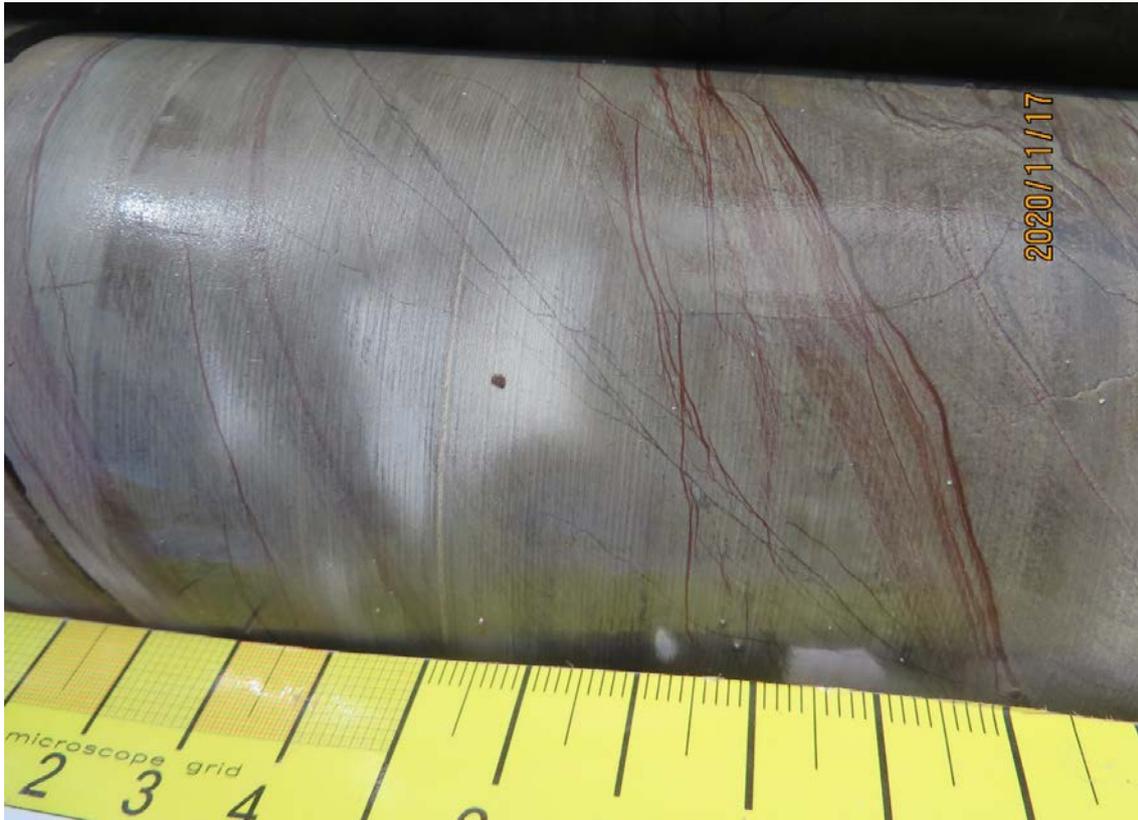


Figura 4.3.3: Siltiti con venature di argillite (sondaggio S2-1999).

L'assetto strutturale dell'area è costituito da una monoclinale complessa, immergente verso Sud-Ovest con inclinazione compresa tra 30° e 45°, composta da più blocchi dislocati da altrettante faglie dirette di modesto rigetto.

Ciò significa che le bancate della sponda destra immergono al di sotto di quelle della sponda sinistra, con forte componente di immersione verso monte.

In particolare, per quanto riguarda le principali linee di dislocazione tettonica, le direzioni principali sono N-S, E-W, NW-SE e NE-SW. Si tratta di faglie, talora mascherate da coltri detritiche che isolano blocchi di roccia a giacitura omogenea e che si presentano sul terreno con lineazioni continue, più o meno diritte e, spesso, a labbri serrati.

Di particolare interesse per i fini di questo studio è l'ipotesi di un'importante faglia chilometrica longitudinale alla valle del Riu Casteddu e passante per il fondovalle (Celico, 1996) e la conseguente presenza di una zona cataclasata profonda (> 100m).

Per completezza si evidenzia che il foglio geologico n. 556 "Assemini" del progetto CARG attribuisce l'area di studio alle ARENARIE DI SAN VITO, descritte come alternanze irregolari, da decimetriche a metriche, di metarenarie medio-fini, metasiltiti con laminazioni piano-parallele, ondulate ed incrociate, e metasiltiti micacee di colore grigio. Intercalazioni di metamicroconglomerati poligenici.

Altresi lo stralcio del Foglio geologico n. 556 "Assemini" non riporta, il lineamento tettonico descritto da Celico (1996).



Figura 4.3.4: 2009, Stralcio del Foglio Geologico CARG n. 556 "Assemini".

#### 4.4 INDAGINI ESISTENTI

Le indagini pregresse eseguite dal 1962 al 1999 e relative alle diverse fasi di progetto (di massima, esecutivo, di variante e d'integrazione) sono qui di seguito riportate:

Anno	No. Sondaggi	SCOPO
• 1962	32	Progetto di Massima
• 1972	9	Progetto Esecutivo
• 1982	7	Variante di Progetto
• 1990	6 (+1 a valle)	Integrazione schermo di iniezione (conci da 10 a 30)
• 1999	3	Integrazione schermo di iniezione (conci da 10 a 30)

I documenti utili consultati e relativi alle indagini pregresse sono stati i seguenti:

- 1962\_ICOS, Indagini Geognostiche per La Progettazione Esecutiva Della Diga Di Medau Zirimilis;
- 1992\_Celico, RELAZIONE IDROGEOLOGICA sui risultati delle indagini geologiche, allegato No. 2;
- 1999\_Ibba, RAPPORTO GEOLOGICO CONCLUSIVO SULLE INDAGINI GEOGNOSTICHE;
- 1999\_Artizzu, RAPPORTO GEOLOGICO SULLE INDAGINI GEOGNOSTICHE.

Oltre alla consultazione dei documenti disponibili, è stato condotto un sopralluogo presso la casa di guardia per verificare le condizioni delle cassette catalogatrici dei sondaggi più recenti, come illustrato nella foto seguente. Come si evince dalla seguente fotografia lo stato depauperato delle cassette ha permesso solamente di verificarne la litologia.



Figura 4.4.1: Foto delle cassette catalogatrici (sondaggio S2-1999).

La posizione delle indagini pregresse è riportata nel seguente elaborato:

- 120 GEN D SP 001A - Planimetria delle INDAGINI – 2K

Al fine di avere un quadro d'insieme dell'assetto geologico-geotecnico dell'area della diga di Medau Zirimilis è stata condotta una digitalizzazione delle informazioni relative alle indagini disponibili.

Tali indagini hanno riguardato principalmente sondaggi, ed in minor misura pozzi geognostici e trincee.

I dati di sondaggio raccolti e sintetizzati sono stati principalmente i seguenti:

- CR (%) (*Core Recovery*)
- RQD (%) (*Rock Quality Designation*)
- LITOLOGIA (Ms = Metasiltite, Ar = Arenarie, Sc = Scisti arenacei, Qz = quarziti, Mar = Marna)
- GRADO DI FRATTURAZIONE (cf = completamente fratturato, hf= altamente fratturato, mf = moderatamente fratturato, sf = leggermente fratturato)
- PROVE D'ACQUA (Portate di assorbimento vs Pressione massima, prove Lugeon)
- FOTOGRAFIE dei SONDAGGI

Come si evince dalla seguente tabella i valori di CR e di RQD non sono presenti rispettivamente nella totalità

dei sondaggi. Inoltre, le prove d'acqua effettuate in foro sono state eseguite spesso con test di assorbimento ad una data pressione, altre volte sono stati rispettati i gradini di pressione tipici delle prove Lugeon.

La tabella sinottica qui di seguito riassume le informazioni principali relative ai sondaggi eseguiti.

Campagna	No.	BH	E <sub>UTM,WGS84 32N</sub>	N <sub>UTM,WGS84 32N</sub>	Elevazione	inclinazione	azimuth	L	CR	ROD	Prove in foro		FOTO	Scopo
											Assorb.	Lugeon		
(anno)	(#)	(sigla)	(m)	(m)	(m s.l.m.)	(°)	(°)	(m)	(%)	(%)	(#)	(#)	(S/N)	-
1962	1	S2_1962	485229	4343524	141.64	90	-	30.00			2		N	Progetto di Massima
	2	S3_1962	485312	4343533	117.76	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	3	S4_1962	485412	4343545	101.72	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	4	S5_1962	485653	4343576	146.53	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	5	S6_1962	485159	4343420	143.00	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	6	S7_1962	485209	4343426	146.00	90	-	50.00			5		N	Progetto di Massima
	7	S8_1962	485292	4343430	107.22	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	8	S9_1962	485445	4343448	104.77	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	9	S10_1962	485519	4343467	123.00	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	10	S11_1962	485626	4343511	149.64	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	11	S12_1962	485155	4343311	142.00	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	12	S13_1962	485219	4343318	134.07	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	13	S14_1962	485396	4343339	106.13	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	14	S15_1962	485511	4343354	118.35	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	15	S16_1962	n.d.	n.d.	152.10	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	16	S17_1962	n.d.	n.d.	96.13	90	-	35.00			4		N	Progetto di Massima
	17	S18_1962	n.d.	n.d.	111.15	90	-	35.00			3		N	Progetto di Massima
	18	S19_1962	485504	4343557	109.72	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	19	S20_1962	485601	4343365	119.41	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	20	S21_1962	485312	4343329	105.79	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	21	S22_1962	485350	4343438	102.00	90	-	31.90			3		N	Progetto di Massima
	22	S23_1962	485403	4343444	99.49	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	23	S26_1962	485258	4343429	125.00	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	24	S28_1962	485402	4343389	105.00	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	25	S29_1962	485410	4343484	103.00	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	26	S30_1962	485322	4343435	103.00	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	27	S31_1962	485277	4343431	115.00	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	28	S32_1962	485234	4343427	135.00	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	29	S33_1962	485556	4343482	135.25	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	30	S34_1962	485590	4343497	142.50	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	31	S35_1962	485356	4343439	103.00	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	32	S36_1962	485365	4343440	105.00	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
1972	1	F1_1972	485222	4343360	135.19	90	-	50.20				16	S	Progetto Esecutivo
	2	F2_1972	485236	4343421	133.69	90	-	48.80				11	S	Progetto Esecutivo
	3	F3_1972	485295	4343433	109.59	90	-	30.30				8	S	Progetto Esecutivo
	4	F4_1972	485348	4343419	105.20	90	-	23.80				3	S	Progetto Esecutivo
	5	F5_1972	485336	4343462	103.60	90	-	25.00					S	Progetto Esecutivo
	6	F6_1972	485446	4343438	104.98	90	-	30.20				9	S	Progetto Esecutivo
	7	F7_1972	485436	4343485	103.80	90	-	25.10				7	S	Progetto Esecutivo
	8	F8_1972	485534	4343479	130.50	90	-	50.00				17	S	Progetto Esecutivo
	9	F9_1972	n.d.	n.d.	n.d.	90	-	15.20				4	S	Progetto Esecutivo
1982	1	S101_1982	485188	4343269	149	90	-	25.00			5		S	Progetto di Variante
	2	S102_1982	485203	4343369	146	90	-	50.20			10		S	Progetto di Variante
	3	S103_1982	485272	4343321	110	90	-	50.40			3		S	Progetto di Variante
	4	S104_1982	485346	4343341	106	90	-	50.00			2		S	Progetto di Variante
	5	S105_1982	485409	4343363	105	90	-	50.50			4		S	Progetto di Variante
	6	S106_1982	485489	4343397	107	90	-	48.50					S	Progetto di Variante
	7	S107_1982	485551	4343493	139	90	-	24.40			5		S	Progetto di Variante
1990	1	S1_1990	485301	4343315	97	32	73	72.50			16	7	N	Integrazione
	2	S2_1990	485337	4343325	98.2	30	73	100.50			6	3	N	Integrazione
	3	S3_1990	485373	4343336	100	30	74	61.20			19*		N	Integrazione
	4	S4_1990	485403	4343345	99	30	74	59.00			33*		N	Integrazione
	5	S5_1990	485455	4343369	98.9	30	62	34.20			8*		N	Integrazione
	6	S6_1990	485509	4343399	102.6	30	52	68.00					N	Integrazione
	7	S1001B_1990	n.d.	n.d.	n.d.	30	n.d.	83.50					N	Integrazione
1999	1	S2_1999	485430	4343355	96.8	90	-	100.30				10	S	Integrazione
	2	S3_1999	485393	4343342	97.4	90	-	102.00				10	S	Integrazione
	3	S4_1999	485362	4343333	98.7	90	-	90.00				8	S	Integrazione

(\*) portate spontanee durante la perforazione.

Tabella 4.4.1: Base dati delle INDAGINI relative alla diga di Medau Zirimilis.

## 4.5 DATI GEOSTRUTTURALI

L'area di Medau Zirimilis è stata indagata nei precedenti studi fornendo informazioni di tipo geologico-strutturale.

L'assetto strutturale e le connesse strutture principali alla scala dell'opera sono stati descritti nel paragrafo 4.3, mentre alla scala della fondazione diga sono stati utilizzati ed analizzati i dati geo-strutturali acquisiti all'interno dei pozzi geognostici condotti in occasione del progetto di Variante del 1982 (Studio Pietrangeli) al fine di ottenere informazioni circa le famiglie di giunti principali che caratterizzano l'ammasso roccioso di fondazione. Tali informazioni sono propedeutiche per la progettazione dello schermo di tenuta ed in particolare per la definizione dell'orientazione dei fori di iniezione.

Qui di seguito si riportano i dati di orientazione delle diverse famiglie di giunti raccolti all'interno di uno stereoplot.

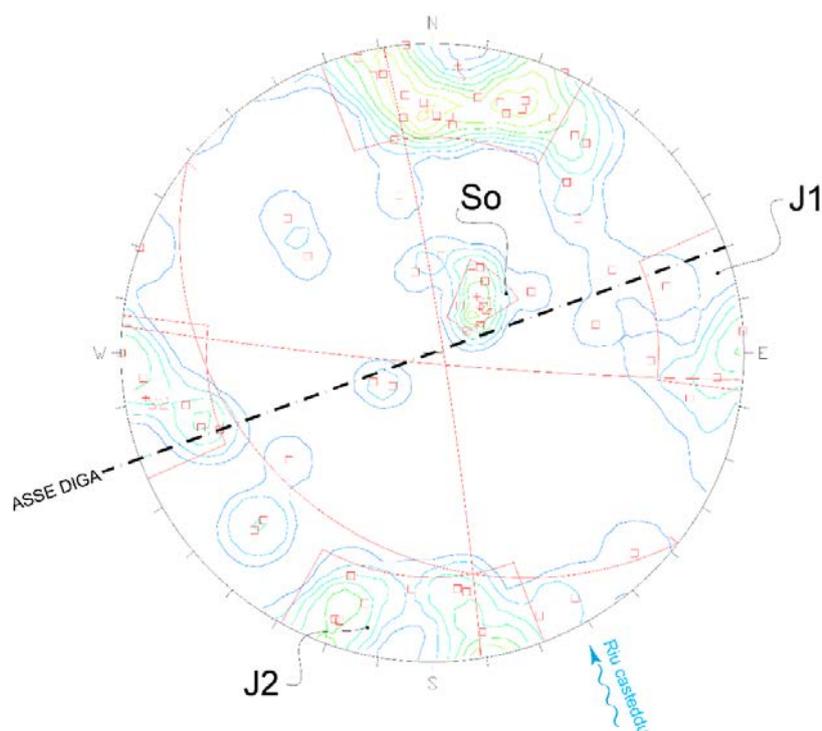


Figura 4.5.1: Stereoplot dei giunti rilevati nei pozzi geognostici realizzati durante la campagna indagini del 1982.

Le principali famiglie di giunti che si individuano sono le seguenti:

FAMIGLIA	INCLINAZIONE	IMMERSIONE	
• So	14 - 36 /	202 - 238	(stratificazione /scistosità)
• J1	70 - 72 /	159 - 029	
• J2	72 - 72 /	066 - 277	

La famiglia So rappresenta la stratificazione che come già enunciato ha una immersione generale verso Sud-Ovest, vale a dire verso monte-sinistra. I giunti di stratificazione So sono pressochè chiusi e poco alterati, talvolta con tracce di ossidazione.

I giunti J1 sono sub-verticali ed hanno una direzione all'incirca Nord-Sud, ossia all'incirca monte-valle. Si presentano in due gruppi principali di poli relativi sostanzialmente alla stessa famiglia ma antitetici.

I giunti J2 sono anch'essi subverticali e sub-perpendicolari ai giunti J1, quindi hanno una direzione sinistra-destra e si presentano all'incirca paralleli all'asse diga e di conseguenza alla direzione media del cunicolo di drenaggio.

I giunti J1 e J2, ovviamente indistinguibili all'interno dei sondaggi, sono talvolta caratterizzati da millimetrici riempimenti argillosi e patine limonitiche. Inoltre, nelle porzioni più superficiali si presentano riempite da una successiva cementazione dovuta probabilmente alle acque di circolazione. La superficie delle fratture non sempre si presenta ruvida e pulita, ma spesso appare patinata da ocra limonitica color ruggine, pulverulenta e poco coesiva, proveniente da ossidazione della pirite dispersa nella roccia.



Figura 4.5.2: Dettaglio di un giunto J1/J2 con una patina argillosa. (sondaggio S2-1999, prof. 28 m circa).



Figura 4.5.3: Dettaglio di un giunto J1/J2 ricementato e parzialmente aperto (sondaggio S2-1999, prof. 20 m circa).

## 4.6 PROFILO GEOLOGICO-GEOTECNICO

I dati di sondaggio riordinati sono stati utilizzati per realizzare un profilo geologico-geotecnico lungo il cunicolo di drenaggio.

A tal fine sono stati utilizzati i sondaggi eseguiti durante le No. 5 campagne di indagine (1962, 1972, 1982, 1990 e 1999), selezionando quelli più prossimi al cunicolo, con distanze planimetriche massime di 30 m.

I sondaggi utilizzati sono riportati nella seguente tabella.

Campagna	No.	BH	E <sub>UTM,WGS84</sub> 32N	N <sub>UTM,WGS84</sub> 32N	Elevazione	inclinazione	azimuth	L	CR	RQD	Prove in foro		FOTO	Scopo
											Assorb.	Lugeon		
1962	1	S10_1962	485519	4343467	123.00	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	2	S14_1962	485396	4343339	106.13	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	3	S21_1962	485312	4343329	105.79	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	4	S33_1962	485556	4343482	135.25	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
	5	S34_1962	485590	4343497	142.50	90	-	30.00			3		N	Progetto di Massima
1972	6	F1_1972	485222	4343360	135.19	90	-	50.20				16	S	Progetto Esecutivo
	7	F8_1972	485534	4343479	130.50	90	-	50.00				17	S	Progetto Esecutivo
1982	8	S102_1982	485203	4343369	146	90	-	50.20			10		S	Progetto di Variante
	9	S103_1982	485272	4343321	110	90	-	50.40			3		S	Progetto di Variante
	10	S104_1982	485346	4343341	106	90	-	50.00			2		S	Progetto di Variante
	11	S105_1982	485409	4343363	105	90	-	50.50			4		S	Progetto di Variante
	12	S106_1982	485489	4343397	107	90	-	48.50					S	Progetto di Variante
	13	S107_1982	485551	4343493	139	90	-	24.40			5		S	Progetto di Variante
1990	14	S1_1990	485301	4343315	97	32	73	72.50			16	7	N	Integrazione
	15	S2_1990	485337	4343325	98.2	30	73	100.50			6	3	N	Integrazione
	16	S3_1990	485373	4343336	100	30	74	61.20			19*		N	Integrazione
	17	S4_1990	485403	4343345	99	30	74	59.00			33*		N	Integrazione
	18	S5_1990	485455	4343369	98.9	30	62	34.20			8*		N	Integrazione
	19	S6_1990	485509	4343399	102.6	30	52	68.00					N	Integrazione
1999	20	S2_1999	485430	4343355	96.8	90	-	100.30				10	S	Integrazione
	21	S3_1999	485393	4343342	97.4	90	-	102.00				10	S	Integrazione
	22	S4_1999	485362	4343333	98.7	90	-	90.00				8	S	Integrazione

Tabella 4.6.1: Sondaggi relativi al profilo geologico-geotecnico lungo il cunicolo (diga di Medau Zirimilis).

Le informazioni principali riportate nei sondaggi sono le seguenti:

- CR (%) (Core Recovery)
- RQD (%) (Rock Quality Designation)
- LITOLOGIA (Ms = Metasiltite, Ar = Arenarie, Sc = Scisti arenacei, Qz = quarziti, Mar = Marna)
- GRADO DI FRATTURAZIONE (cf = completamente fratturato, hf = altamente fratturato, mf = moderatamente fratturato, sf = leggermente fratturato)
- PROVE D'ACQUA (prove Lugeon)

Qui di seguito si riporta un esempio di sintesi e rappresentazione dei dati relativi ad un sondaggio tipo e le relative caratteristiche.

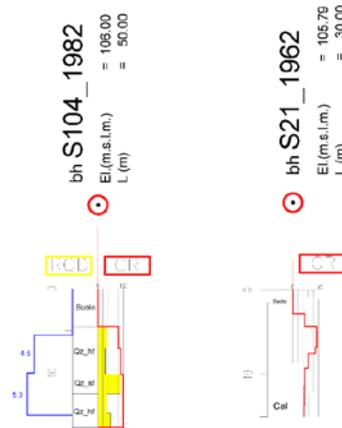


Figura 4.6.1: Esempio di configurazioni dei Log dei sondaggi utilizzati nel profilo geologico-geotecnico.

Occorre chiarire che i sondaggi della campagna del 1962 sono stati inseriti per completezza ma sono risultati, tuttavia, di scarsa affidabilità sia per quanto riguarda i valori percentuali di recupero di carota che la definizione litologica.

Lo stato di fratturazione è stato definito in funzione del valore *RQD* laddove disponibile e, in assenza di esso, dalle descrizioni contenute nei log di sondaggio.

I valori di assorbimento LUGEON non sono stati appositamente riportati per i sondaggi eseguiti dopo l'esecuzione dello schermo di progetto (campagne d'indagine 1990 e 1999) in quanto non rappresentativi della permeabilità originaria dell'ammasso roccioso.

I limiti geologici sono stati inseriti basandosi sulla base di quanto riportato dal professor Calvino (1982) nell'ambito del Progetto di Variante – (Studio Pietrangeli, 1982 - allegato C 30.103.1).

Le litologie riportate all'interno di ciascun sondaggio corrispondono alle litologie descritte nei rispettivi log. Significative incongruenze sono state riscontrate tra le terminologie e le litologie stesse utilizzate nelle diverse campagne di indagine. A valle di tali considerazioni nel profilo geologico-geotecnico è stata rappresentata una base litologica concettuale così come descritto nei capitoli precedenti ossia alternanze di ARENITI (talvolta chiamate arenarie o meta-arenarie) e SILTITI (talvolta chiamate meta-siltiti).

All'interno del profilo geologico-geotecnico sono state inoltre inserite le faglie incerte in corrispondenza dei livelli di cataclasi riportati nei log di sondaggio eseguiti nella campagna indagini del 1990 (Ibba, 1999).

I valori di assorbimento LUGEON sono inoltre approssimati in quanto non sono disponibili informazioni sulle perdite di carico nel circuito di prova. In particolare, laddove erano disponibili i gradini di pressione tipici della prova LUGEON (andata e ritorno), è stata determinata la tipologia del flusso (laminare, turbolento, etc.; Houslyby, 1976) ed il relativo valore Lugeon di riferimento.

Il profilo geologico-geotecnico è rappresentato nel seguente disegno e nell'estratto riportato nella figura seguente:

- 120 GEN D SP 002A - PROFILO GEOLOGICO-GEOTECNICO, Asse Cunicolo– 23 Dic 20

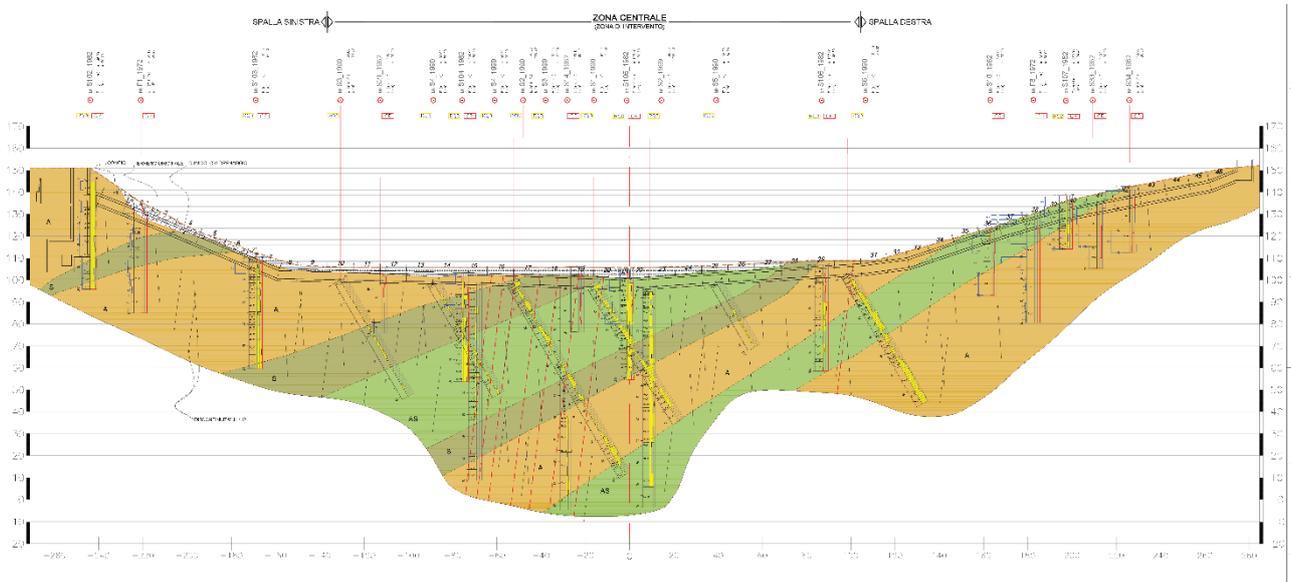


Figura 4.6.2: Estratto del profilo geologico-tecnico.

Lo stile di fratturazione suggerito dai valori di distribuzione di RQD è stato analizzato e sintetizzato nei seguenti istogrammi ed è relativo ai sondaggi corrispondenti alle seguenti sezioni:

- intero profilo
- spalla sinistra (conci 1÷9);
- zona centrale (conci 10÷30);
- spalla sinistra (conci 31÷48).

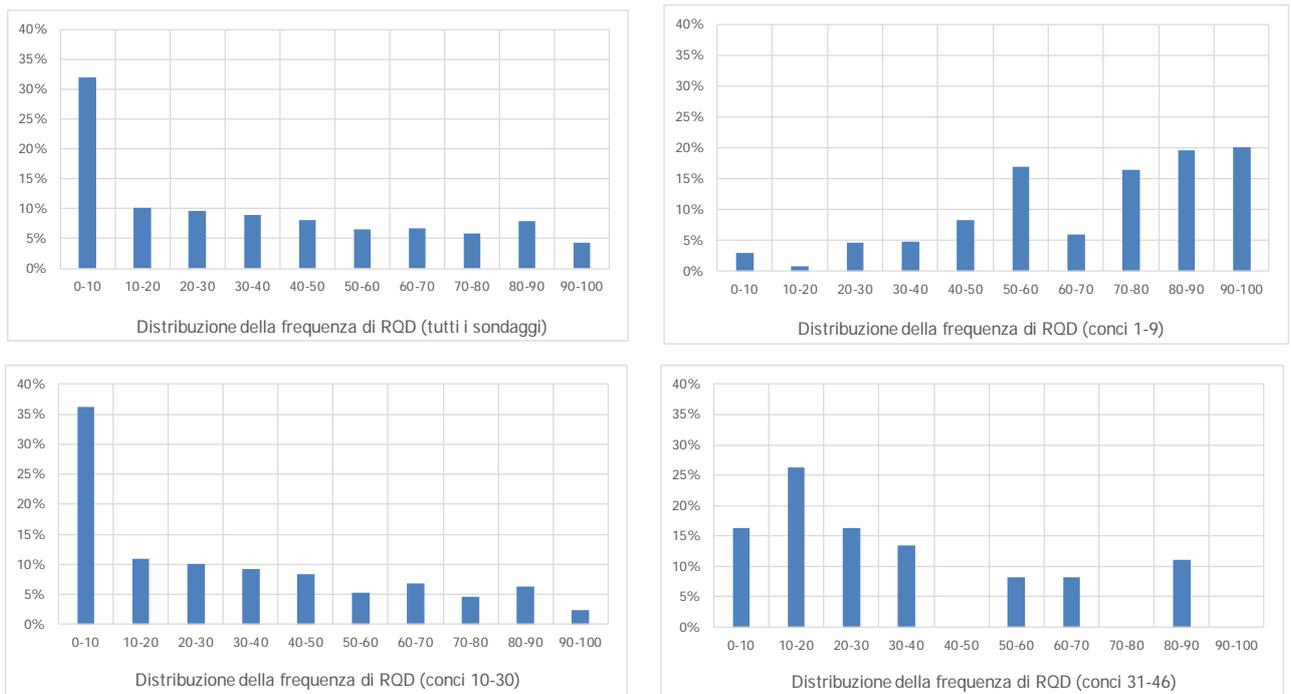


Figura 4.6.3: Distribuzione della frequenza delle classi di RQD all'interno dei sondaggi lungo il cunicolo.

L'analisi sopra riportata e relativa all'andamento della fratturazione all'interno dei sondaggi considerati permette di apprezzare una diminuzione dei valori di RQD ed un conseguente aumento della fratturazione nella zona centrale (conci 10÷30).

Inoltre, dall'estratto del profilo riportato qui di seguito e riferito alla zona centrale si evince che sondaggi della campagna di indagine del 1982 (S104, S105) presentano valori percentuali di RQD mediamente più elevati di quelli riportati nei sondaggi del 1990. Si confronti ad esempio il sondaggio S105\_1982 con il sondaggio S1\_1990 che pur insistendo sulla medesima zona presento RQD differenti.

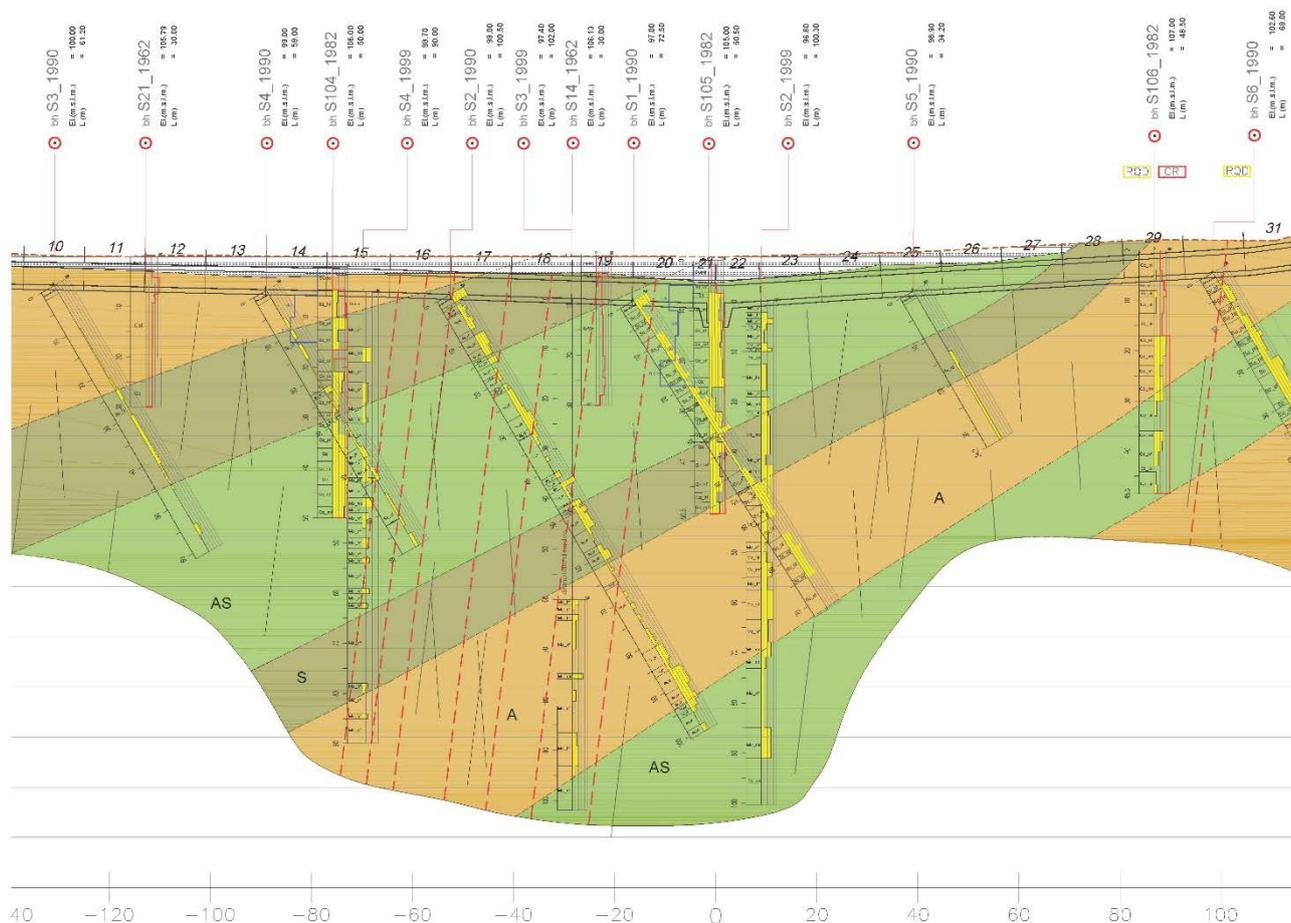


Figura 4.6.4: Estratto del profilo geologico-geotecnico – zona centrale.

Tale differenza potrebbe essere dovuta alla presenza di fasce sub-verticali più fratturate di spessore limitato. Si tenga tuttavia presente che tipicamente la presenza di giunti sub-verticali (famiglie J1 e J2) causano una fratturazione meccanica della carota durante la perforazione, inducendo spesso a sottostimare i valori effettivi di RQD.

Si osserva inoltre che i log di diversi sondaggi (campagne 1972, 1990 e 1999) non riportano informazioni sulla percentuale di recupero di carota. Tale informazione è di grande utilità per la valutazione della eventuale presenza di materiale decomposto di riempimento e di fratture beanti.

In generale, alla luce dei dati disponibili e così riportati nel profilo geologico-geotecnico, si evidenzia la presenza anche in profondità di un ammasso altamente fratturato. Tale assetto potrebbe essere dovuto ad una fascia di debolezza cataclastica (faglia o *shear zone*) ad andamento monte-valle, già ipotizzata da Celico (1996).

## 5 DEVIAZIONE delle ACQUE

### 5.1 INTRODUZIONE

Durante la costruzione dell'opera il sistema di deviazione delle acque era realizzato tramite:

- AVANDIGA di MONTE:
  - 118 m s.l.      quota di coronamento;
  - 260 m        Sviluppo coronamento;
  - 4 m            Larghezza coronamento;
  - 1 /2.5 (V/O)   Pendenza paramento monte e valle

La tenuta era garantita da fogli di polietilene stesi sul paramento di monte.

- TUNNEL di SCARICO.

Come tunnel di deviazione venne utilizzato il tunnel dello scarico di fondo. La quota di derivazione del manufatto di imbocco durante la costruzione era a quota 106.5 m s.l., successivamente, a fine costruzione, venne realizzato il torrino presidiato da griglie con la soglia sfiorante a quota 117.0 m s.l..



Figura 5.1.1: Avandiga (durante la costruzione)

Sulla base della relazione generale della perizia dei lavori integrativi sulle fondazioni del 1997 dell' Ing. Beretta risulta che:

*“Nel frattempo l'impresa completava i lavori dello scarico di fondo con la costruzione del torrino di imbocco che elevava la quota di minimo invaso a 117.00. Tuttavia per motivi di sicurezza veniva disposto nel getto una tubazione del diam. di 500 mm. che dava la possibilità di tenere il livello del serbatoio, compatibilmente con la possibilità di scarico delle portate in arrivo, intorno a quota 106.50. E' stato anche realizzato un ampio taglio trasversale dell'avandiga, per portare l'invaso a contatto con il paramento di monte della diga stessa.”*

Dalle informazioni ricevute dal gestore questa tubazione risulta essere presidiata da una saracinesca comandata da un volantino posta circa a quota 117.0 m s.l., come si può osservare anche nella foto seguente.

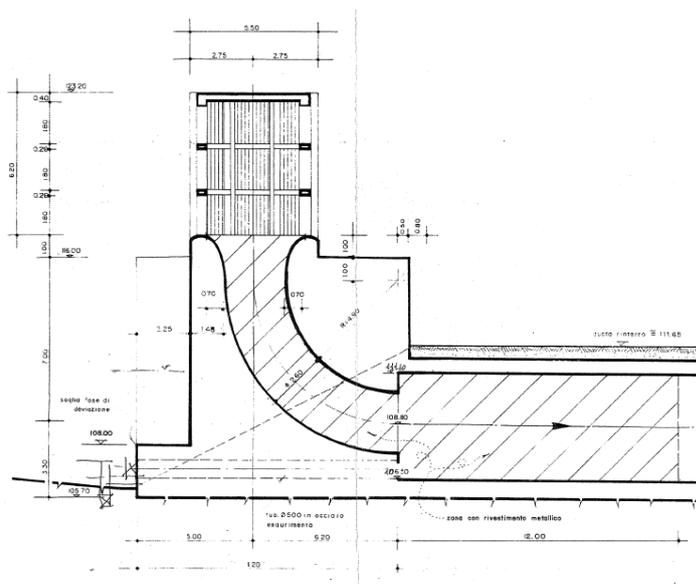


Figura 5.1.2: Scarico di Fondo, (foto a sinistra) Tubazione 500mm; (foto destra) Volantino saracinesca

Il sistema di deviazione delle acque, che si adotterà per il presente intervento, consisterà nel:

- nell'utilizzo dell'avandiga esistente, previa riabilitazione;
- utilizzo della tubazione di esaurimento;
- utilizzo dello sfioro dello scarico di superficie posto a quota 117.0 m.s.l.

Nei seguenti paragrafi sono illustrati:

- gli afflussi entranti nel serbatoio, correlati ai tempi di ritorno;
- considerazioni sulla riabilitazione dell'avandiga;
- capacità di evacuazione delle portate attraverso le opere esistenti.

## 5.2 AFFLUSSI

### 5.2.1 INTRODUZIONE

La presente analisi è da considerarsi preliminare e sarà integrata e dettagliata nelle successive fasi progettuali. Questo studio si pone lo scopo di analizzare i dati di pioggia esistenti al fine di determinare le portate di piena, correlandole ai tempi di ritorno, per l'intero anno idrologico e per un periodo ridotto idrologico tra Maggio e Settembre, che rappresenta il periodo di "secca".

Non avendo a disposizione dati diretti di portata, si è proceduto con l'analisi dei dati di pioggia, registrati alla diga di Medau Zirimilis, e attraverso l'applicazione del modello idrologico, desunto dal documento "Definizione dei modelli idrologici per la gestione degli eventi di piena nei principali serbatoi artificiali della Sardegna (Convenzione ENAS/UNICA rep.n. 188 del 16/07/2008)", si sono determinate le relative portate.

### 5.2.2 BACINO IDROGRAFICO di MEDAU ZIRIMILIS

Una sintesi dei dati caratteristici del bacino indicati nei precedenti studi idrologici è illustrata nella seguente tabella che riporta le informazioni geomorfologiche e idrogeologiche disponibili.

Dati del Bacino		
Parametri	u.m.	
Sezione di Chiusura	[#]	MEDAU ZIRIMILIS
Superficie	[m <sup>2</sup> ]	28740000
Altitudine media	[m asl]	417.00
Quota sezione terminale	[m asl]	100
Lunghezza dell'asta principale	[m]	10700
Pendenza dell'asta principale	[%]	8.00
Curve Number (CN)	[#]	82.01
Antecedent Moisture Condition (AMC)	[#]	III
Velocità media della corrente	[m/s]	1.50
Esposizione	[#]	occidentale
Areal Reduction Factor (ARF)	[#]	1.00
Pioggia indice ( $\mu_d$ )	[mm]	71.79
Sottozona omogenea (SZO)	[#]	2
Tempo di corrivazione ( $T_c$ )	[day]	0.08

Tabella 5.2.1: Elenco dei dati Geomorfologici e idrogeologici del bacino con sezione di chiusura Medau-Zirimilis

### 5.2.3 DATI di PIOGGIA

Lo studio delle piene, di seguito illustrato, si basa sui dati di pioggia giornaliera fornita dall'ENAS in data 20 Novembre 2020 (nome file "Dati Medau Zirimilis.xlsm"). Questi dati rappresentano una serie storica di piogge giornaliere della durata di 15 anni, dal 2005 al 2020, alla stazione di Medau Zirimilis. Una sintesi dei dati di pioggia è illustrata nella figura seguente.

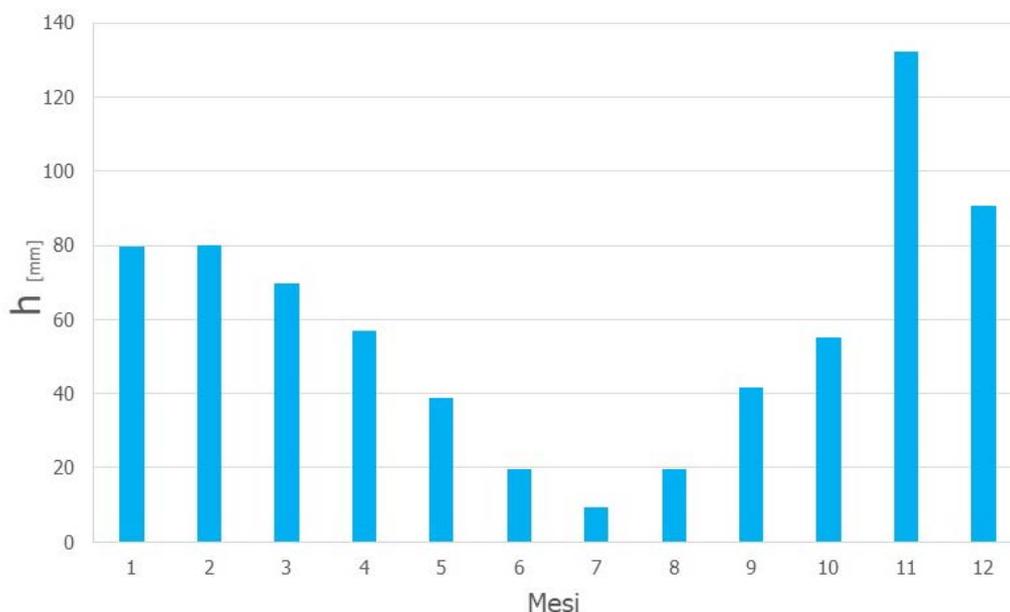


Figura 5.2.3: Altezza di pioggia media cumulata mensilmente sul bacino

### 5.2.4 STIMA delle PIENE

#### INTERO ANNO IDROLOGICO

Sulla base di alcuni metodi citati, tarati e utilizzati nei precedenti studi idrologici, vedasi allegati All. A1.2 (Relazione Generale-Parte 2) e B4.1 (Bacino Del Cixerri) del rapporto sopra citato, è stato effettuato il calcolo della portata di piena del bacino di Medau-Zirimilis per diversi periodi di ritorno ( $T_r$ ), tra i 2 e i 20 anni.

Si riporta in tabella una sintesi dell'analisi effettuata per il calcolo della portata di piena con i diversi metodi.

		$Q_{piena}(T_r)$				
		$T_r$				
		2	5	10	15	20
Metodo	u.m.					
Lazzari modificato (VAPI)	m <sup>3</sup> /s	11.05	19.34	25.90	29.97	32.98
Lazzari et al. 2000	m <sup>3</sup> /s	8.11	17.36	25.83	31.50	35.87
TCEV	m <sup>3</sup> /s	10.45	21.00	35.21	44.24	50.63
Metodo Razionale	m <sup>3</sup> /s	15.66	36.90	56.49	69.81	81.03

Tabella 5.2.2: Portate al colmo per assegnato tempo di ritorno calcolate con i vari metodi

Dall'analisi si evince che i valori di portata di piena determinati con i diversi metodi restituiscono valori simili. Ad ogni modo si ritiene che il metodo razionale, detto anche cinematico, tenendo conto di una più ampia gamma di parametri caratteristici degli aspetti geomorfologici e idrogeologici del bacino in esame, fornisce tra i vari metodi, valori della portata di piena più affidabili. Pertanto, i valori delle portate di piene a cui si farà riferimento nel presente rapporto, sono quelli derivanti dal metodo razionale.

#### STAGIONE SECCA

Dal grafico sopra riportato delle piogge si evince che il periodo meno piovoso è tra Ottobre ed Aprile. Considerando che il mese di Aprile ha avuto degli eventi estremali importanti, è stato isolato il periodo da Maggio a Settembre per valutazione delle piene nel periodo di secca. Allo scopo di valutare l'incidenza del periodo di secca sull'intero anno idrologico, sono state condotti due studi di distribuzione dei dati di pioggia giornalieri disponibili. Il primo è stato effettuato sull'intera serie di dati disponibili mentre il secondo è stato effettuato isolando dai primi i soli dati di pioggia giornalieri del periodo secco. Per entrambi i gruppi di dati è stata utilizzata una distribuzione di Wakeby, ottenendo le seguenti corrispondenze con i dati osservati.

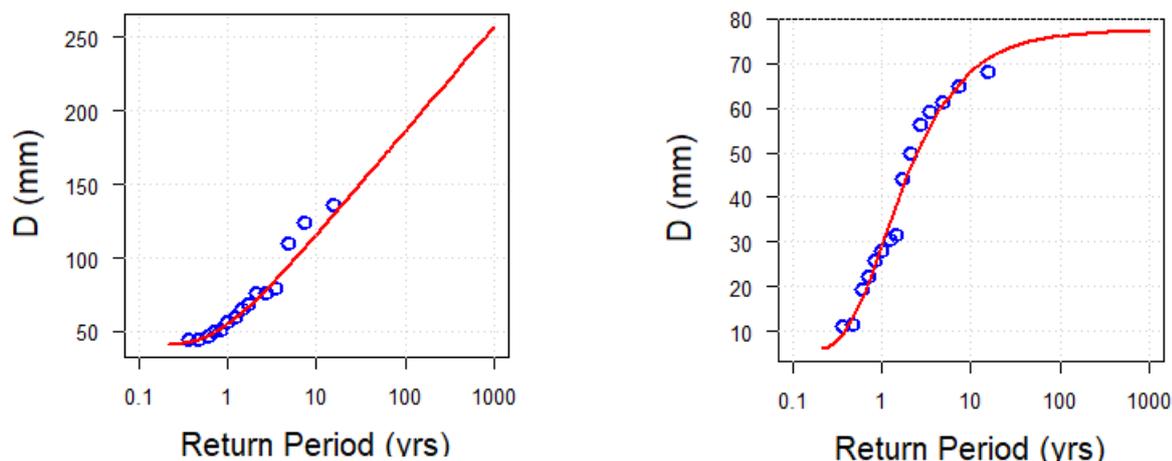


Figura 5.2.4: Distribuzione di Wakeby dei dati di pioggia giornalieri: (sinistra) intero anno idrologico, (destra) Maggio-Ottobre

A partire dalle distribuzioni di Waky, in funzione dei diversi  $T_r$ , sono state determinate le altezze di pioggia giornaliera per l'intero anno idrologico e per la stagione Maggio-Ottobre. Dai rapporti di questi valori di pioggia giornaliera è stato possibile stimare l'incidenza del periodo di secca sull'intero anno idrologico. Una sintesi di tale incidenza, in funzione del  $T_r$ , è riportata nella seguente tabella.

$T_r$	WKB-Serie Dati 2005-2019	WKB-Serie Dati 2005-2019 (Mag-Set)	Incidenza Periodo <sub>secco</sub> /Anno <sub>idrologico</sub>
[anni]	[mm]	[mm]	[-]
2	62.7	38.1	0.6072
5	91.96	59.7	0.6496
10	113.96	67.8	0.5946
15	126.78	70.17	0.5535
20	135.85	72.1	0.5310

*Tabella 5.2.3: Incidenza del periodo secco sull'anno idrologico in funzione del  $T_r$*

Ricavati i valori di incidenza del periodo secco sull'anno idrologico, per ricavare le portate di piena nel periodo secco, è stato utilizzato nuovamente il già citato metodo razionale; con l'accortezza di andare a decurtare, tramite i coefficienti d'incidenza, le altezze di piogge in una durata di pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino  $[h(t_c)]$ .

Si riporta in tabella una sintesi dei valori di portata di piena durante il periodo di secca in funzione del  $T_r$ .

		$Q_{piena}(T_r)$				
		$T_r$				
		2	5	10	15	20
Metodo	u.m.					
Metodo Razionale	m <sup>3</sup> /s	2.22	11.39	15.66	17.15	18.88

*Tabella 5.2.4: Portate al colmo per assegnato tempo di ritorno calcolate per il periodo secco*

## 5.3 SISTEMA di DEVIAZIONE

### 5.3.1 INTRODUZIONE

Durante la realizzazione degli interventi sul manto bituminoso e dello schermo impermeabile dovrà essere mantenuto all'asciutto il piede di monte della diga.

La deviazione delle acque dovrà garantire un'adeguata sicurezza al personale che opererà nelle aree di lavoro. Generalmente le opere di deviazione per le dighe sono dimensionate per evacuare piene con tempi di ritorno variabile, in base al rischio, tra 10 anni e 20 anni.

Come precedentemente descritto, considerando l'intero anno idrologico, si ha:

- o 56 m<sup>3</sup>/s per un tempo di ritorno di 10 anni;
- o 81 m<sup>3</sup>/s per un tempo di ritorno di 20 anni.

Invece se si isola il periodo Maggio-Ottobre, si ha:

- o 16 m<sup>3</sup>/s per un tempo di ritorno di 10 anni;
- o 19 m<sup>3</sup>/s per un tempo di ritorno di 20 anni.

Per consentire il deflusso di portate dell'ordine dei 50/80 m<sup>3</sup>/s si dovrebbe ristabilire il sistema di deviazione utilizzato durante la costruzione della diga, cioè con l'imbocco della galleria a quota 106.5 m s.l. e senza restringimenti della sezione del tunnel in corrispondenza della camera delle paratoie.

Al momento questa soluzione non appare economicamente perseguibile, pertanto si dovrà eseguire le lavorazioni di riparazione del manto, almeno fino a quota 130 m s.l.m, e dello schermo di impermeabile nel periodo Maggio – Ottobre.

Come portata di progetto per la deviazione viene assunto quindi 19 m<sup>3</sup>/s pari a 20 anni di tempo di ritorno. Il progettista ritiene idoneo un tempo di ritorno di 20 anni, considerando anche la scarsità dei dati idrometrici disponibili.

Il sistema di deviazione delle acque sarà quindi costituito da:

- Avandiga esistente riabilitata e rialzata con coronamento a quota 119.0 m s.l.;
- Utilizzo della tubazione di esaurimento del 500mm con saracinesca aperta;
- utilizzo della soglia libera di sfioro dello scarico di fondo a quota 117.0 m s.l.

### 5.3.2 AVANDIGA

Le condizioni dell'avandiga sono scarsamente desumibili dalla documentazione esistente e comunque non verificabili, poiché l'avandiga è attualmente sommersa.

Come riportato nei paragrafi precedenti, l'avandiga risulta essere stata parzialmente demolita, avendo creato una breccia lungo il coronamento. L'elemento di tenuta impermeabile (fogli in polietilene) è presumibilmente non più idoneo allo scopo.

Sulla base di queste informazioni la struttura dovrà essere riabilitata:

1. ricostituendo la geometria della diga e alzando il coronamento fino a quota 119 m s.l.  
La quota di 119.0 m s.l. è stata selezionata per avere un franco di 1 m sopra il livello dell'acqua per un evento di piena, nel periodo Maggio-Ottobre, con un tempo di ritorno di 20 anni.
2. installando dei teli in PVC sul paramento di monte.

### 5.3.3 SARICO di ESAURIMENTO

A quota 106.5 m s.l. è inghisata all'interno della struttura del torrino di presa una tubazione in acciaio di diametro 500mm, lunga circa 11m che scarica direttamente nella galleria dello scarico di fondo. Questa tubazione risulta essere presidiata da una saracinesca comandata da un volantino a quota 117.0 m s.l.

La figura seguente mostra la scala di deflusso della tubazione, da cui si evince che alla quota di 117 m s.l., cioè un metro al disotto del coronamento dell'avandiga esistente, la portata evacuabile è di circa 2 m<sup>3</sup>/s.

Nella fase di ricostruzione dell'avandiga e relativo posizionamento dei teli in PVC, la tubazione di esaurimento dovrà essere mantenuta aperta in modo da svuotare completamente il serbatoio e consentire le suddette lavorazioni.

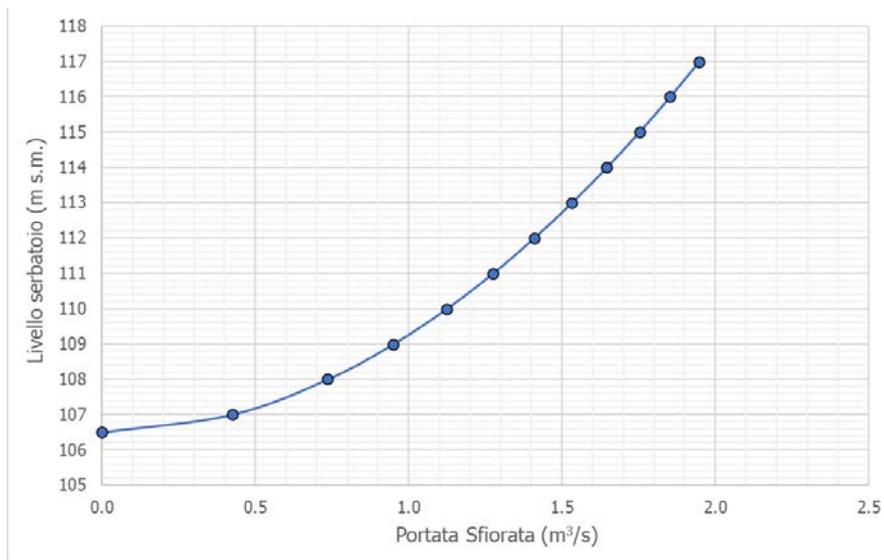


Figura 5.3.1: Tubazione di esaurimento, Scala di deflusso

### 5.3.4 SOGLIA SFIORANTE

Per poter eseguire le lavorazioni di riabilitazione della diga (manto e iniezione) in sicurezza, si deve considerare una portata di piena di circa 20m³/s, pertanto è necessario che anche la soglia sfiorante dello scarico di fondo agisca per deviare le acque. L'imbocco dello scarico di fondo è costituito da una soglia sfiorante circolare con un raggio pari a 2 m e con soglia a quota 117.0. La figura seguente mostra la scala di deflusso della soglia sia nelle condizioni di luce libera, sia sotto battente. Il punto di intersezione fra le due scale di deflusso rappresenta il punto di saturazione, in corrispondenza del quale si verifica l'ingolfamento della soglia sfiorante circolare, che da calcolo risulta essere a quota 118.9 m.s.m. con una portata pari a circa 54 m³/s.

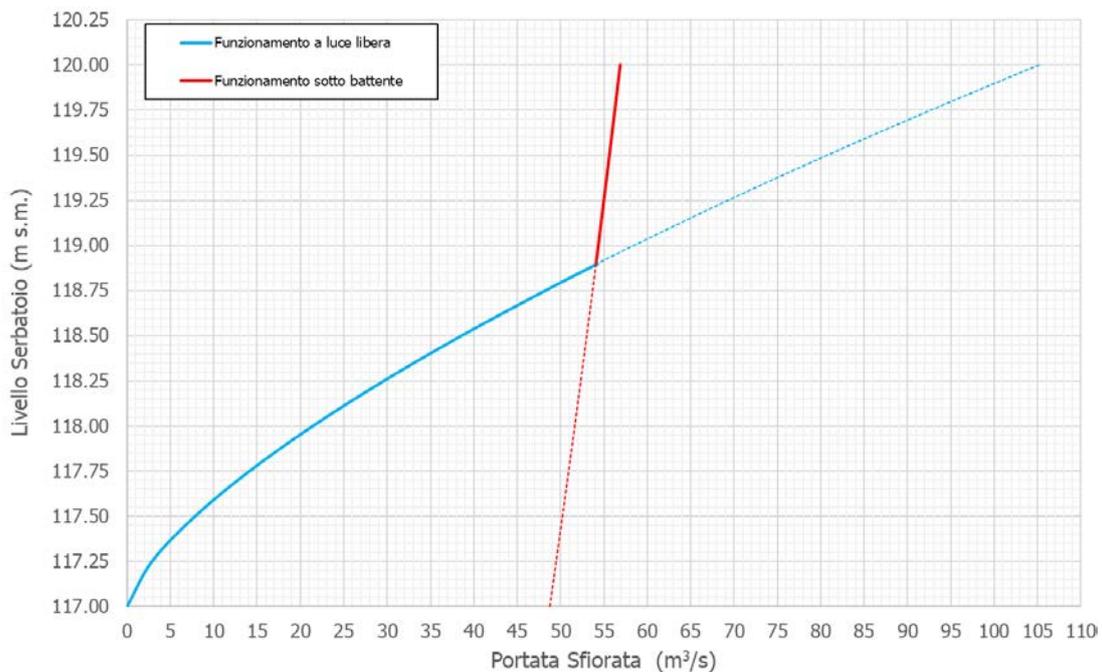


Figura 5.3.2: Soglia Sforante scarico di fondo, Scala di deflusso

Dal grafico si evince che per deviare 20m³/s si deve stabilire un battente d'acqua di 1 m sulla soglia, pertanto il livello risulterebbe pari a 118.0 m s.l.

## 6 PROPOSTA dello SCHEMA delle INIEZIONI

### 6.1 ANALISI SCHERMO di PROGETTO (zona centrale)

Lo schermo di tenuta esistente, nella zona centrale della diga (tra i conci 10 e 30), è costituito da due file di iniezioni spaziate 0.8 m costituite da fori con interasse pari a 2 m, inclinati di 30° verso la spalla sinistra e destra e profondità pari al locale carico idrostatico (circa 50 m). Lo schermo, realizzato dal plinto a monte del cunicolo di ispezione, è stato realizzato con miscele acqua/cemento/bentonite con rapporto c/a variabile tra 0.25 e 1.0 (con progressivo inspessimento della miscela in funzione degli assorbimenti) e metodologia "a rifiuto" con pressioni variabili da 3 a 20 atm in funzione della profondità. Il cemento adottato è del tipo 325 con finezza Blaine non inferiore a 3000 cm<sup>2</sup>/gr, percentuale di trattenuto sul vaglio 90µm pari a 0 (D100 < 90 µm), percentuale di trattenuto sul vaglio di 60 µm minore del 2.5% (di D97.5 < 60µm).

Lo schermo, dopo il suo completamento avvenuto nel maggio 1987, è stato testato con prove d'acqua tipo Lugeon. Queste prove hanno evidenziato una permeabilità massima inferiore a 2 unità Lugeon, corrispondente approssimativamente a 2E-7 m/s ossia un ordine di grandezza in meno rispetto alla permeabilità media originale dell'ammasso (i.e. 2E-6 m/s).

La distribuzione delle permeabilità nella zona centrale dello schermo, prima e dopo la realizzazione dello schermo, è illustrato sinteticamente nei due grafici seguenti elaborati considerando:

- No. 3 sondaggi eseguiti durante la campagna indagini del 1982
- No. 8 sondaggi eseguiti durante la campagna di test dello schermo nel 1987

La trasformazione da portate/assorbimenti in unità Lugeon è stata effettuata, come prassi, trascurando le perdite di carico lungo il tratto di tubo tra il cavalletto e il packer e le variazioni di carico idraulico dovute alla colonna d'acqua sovrastante il packer e la falda esterna.

Il primo grafico mostra la distribuzione delle unità Lugeon con la profondità dal piano di fondazione del cunicolo, il secondo mostra la distribuzione spaziale dei risultati delle prove d'acqua.

Entrambi i grafici mostrano che:

- la distribuzione delle permeabilità, sia prima che dopo le iniezioni, non varia in modo apprezzabile con la profondità rispetto il piano campagna
- dopo il completamento dello schermo si ha una riduzione generale delle permeabilità di un ordine di grandezza;
- i risultati delle prove Lugeon, dopo il completamento dello schermo, sono inferiori o uguali a 2E-8 m/s in circa un terzo dei 56 tratti testati.

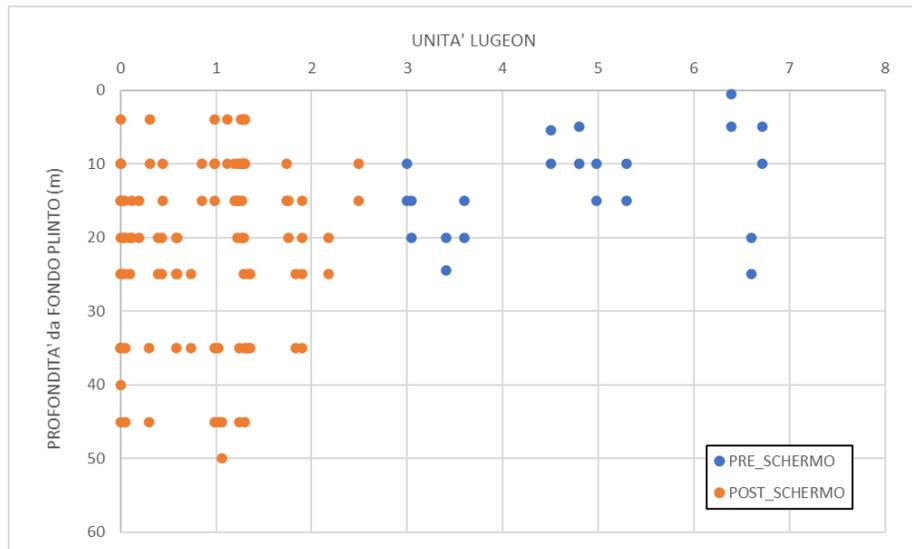


Figura 6.1.1: Distribuzione verticale Unità Lugeon prima e dopo le iniezioni (conci 10-30)

CONCIO		9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
ID		PA_09_D L 1987			PA_12_D L 1987		PA_14_D L 1987	S104 1982			PA_18_D L 1987		PA_20_D L 1987	S105 1982			PA_24_D L 1987		PA_26_D L 1987		PA_28_D L 1987	S106 1982	PA_30_D L 1987
TRATTO TESTATO	4-10	1.2			1.3		1.1	4.5			1.3		1.2	4.8			0.0		1.0		1.0	6.4	0.3
	10-15	1.2			1.2		1.3	5.3			0.3		1.3	3.0			1.3		1.0		1.1	6.7	0.0
	15-20	0.0			0.0		1.7				1.0		0.9	3.6			2.5		0.4		1.2	5.0	0.0
	20-25	1.0			0.4		0.2				1.9		0.0	6.6			1.8		1.3		1.2	3.0	0.1
	25-30	0.0			0.7		0.1				0.6		0.4				2.2		0.6		1.3	3.4	0.0
	30-35	0.0			0.1		1.9				0.0		1.4				1.3		0.6		1.8		0.0
	35-40	0.0																					0.0

Figura 6.1.2: Profilo diga (conci 9-30) con Unità Lugeon prima e dopo le iniezioni

## 6.2 OBIETTIVI INTEGRAZIONE dello SCHERMO DI TENUTA

Come definito nel Documento di Indirizzo alla Progettazione (paragrafo 2.1.2) lo scopo dell'intervento di integrazione dello schermo di tenuta nella zona centrale della diga è: *“mantenere la stabilità dell'opera nei confronti del rischio di piping (erosione sotterranea) [...] l'approccio progettuale dovrà focalizzare l'attenzione sulla limitazione del valore del gradiente d'efflusso, sviluppando le alternative per il miglioramento dell'attuale schermo tramite nuove iniezioni opportunamente studiate in grado di diminuire la permeabilità attuale della zona trattata, pari a  $2 \cdot 10^{-7}$  m/s, ad un valore almeno pari al 10% del valore attuale (ovvero con l'obiettivo finale di  $2 \cdot 10^{-8}$  m/s)”*.

A tal proposito il Documento di Indirizzo alla Progettazione fa esplicito riferimento alla relazione del 2003 redatta dal prof. Miliziano. I principali elementi e conclusioni di questa relazione sono richiamati di seguito:

- Coefficiente di sicurezza rispetto al piping

La valutazione del coefficiente di sicurezza rispetto al fenomeno di *piping* è difficilmente ottenibile in via analitica. La strategia adottata nella suddetta relazione è quindi di tipo osservazionale e si basa

sull'esame del comportamento dell'opera.

Nella situazione di riferimento, ossia:

- o 123 m slm quota di invaso
- o 2E-6 m/s permeabilità ammasso
- o 2E-7 m/s permeabilità schermo
- o 50 m profondità schermo

il gradiente di efflusso massimo (calcolato subito a valle del cunicolo di ispezione) risulta essere pari a 0.45. Tale valore è considerato ragionevolmente sicuro rispetto al fenomeno di *piping* in quanto, durante gli invasi sperimentali e in presenza di tale gradiente, non sono stati osservati fenomeni erosivi, aumento di torbidità nelle acque di filtrazione, assestamenti etc.

- Gradiente massimo in corrispondenza della quota massima di invaso

Lasciando invariato la geometria e le caratteristiche dello schermo attuale, con il raggiungimento della quota massima di invaso (i.e. 146 m slm) il gradiente massimo raddoppierebbe. Con un gradiente prossimo all'unità *"non si avrebbero garanzie sufficienti nei riguardi dei fenomeni erosivi"*, di conseguenza il progetto di miglioramento delle condizioni di tenuta dello schermo deve essere idoneo a *"consentire il mantenimento, o meglio, la riduzione del gradiente massimo presente nella situazione di riferimento allorquando la quota d'invaso raggiunga il massimo livello previsto"*.

- Possibili strategie progettuali

Le possibili strategie progettuali investigate nella relazione del prof. Miliziano per raggiungere gli obiettivi di cui sopra sono:

- o Migliorare l'attuale schermo tramite iniezioni opportunamente studiate in grado di diminuire la permeabilità della zona trattata da 2E-7 a 2E-8 m/s
- o Realizzare, immediatamente a monte dello schermo attuale un diaframma in calcestruzzo bentonitico dello spessore di 1,2 m per una profondità di 30 m.

Entrambi gli interventi, da un punto di vista numerico, permettono di raggiungere gli obiettivi relativi al massimo gradiente ammissibile. Il secondo intervento, ossia il diaframma in calcestruzzo bentonitico, è considerato più affidabile in quanto *"tecnicamente da le maggiori garanzie di riuscita"*. Non risulta efficace invece l'ipotesi di raddoppiare la lunghezza dello schermo esistente mantenendo una permeabilità pari a quella dello schermo attuale (i.e. 2E-7 m/s).

## 6.3 SCHEMI PRELIMINARI di INTERVENTO

### 6.3.1 Alt. 1 = MIGLIORAMENTO PERMEABILITÀ dell'ATTUALE SCHERMO

#### GENERALE

Questa alternativa prevede l'abbattimento, tramite iniezioni opportunamente studiate, della permeabilità dell'attuale schermo sino a 2E-8 m/s, in accordo con quanto indicato nel disciplinare di gara.

Va osservato che, vista la natura prettamente sperimentale delle iniezioni, le indicazioni preliminari riportate in questo paragrafo dovranno essere adeguatamente verificate e adattate attraverso degli opportuni campi

prove eseguiti in porzioni rappresentative dell'ammasso di fondazione.

**METODOLOGIA**

Le iniezioni saranno condotte attraverso la metodologia nota come GIN (*Grout Intensity Number*) sviluppata dal dott. Lombardi negli anni 90 e ormai sperimentata in molteplici progetti in tutto il mondo. Gli elementi chiave di questo metodo sono così riassunti:

- Utilizzo, per l'intero progetto, di una singola miscela di tipo "stabile" con l'aggiunta di fluidificanti e definita attraverso prove in laboratorio e in situ.
- Definizione dei parametri della curva GIN (Pressione massima, volume massimo, intensità di iniezione).
- Utilizzo della tecnica dell'intercalazione progressiva dei fori (*spit-spacing*).
- Controllo in tempo reale dei parametri di iniezione (pressione, portata, volume, penetrabilità) ed eventuale adattamento degli stessi.

Il completamento del processo di iniezione di un certo tratto di foro avviene normalmente con il verificarsi di una delle seguenti condizioni osservabili in tempo reale nel diagramma che mostra l'andamento dell'iniezione (*grouting path*) nel piano V/P ("volume cumulato" / "pressione"):

- Il percorso di iniezione interseca il segmento definito dal valore massimo di pressione (P\_max)
- Il percorso di iniezione interseca il segmento definito dal valore massimo di volume (V\_max)
- Il percorso di iniezione interseca la curva GIN di riferimento. In questo caso il processo di iniezione è proseguito governando pressione e portata di iniezione sin tanto che la penetrabilità non raggiunge un valore pressoché nullo.

Normalmente, durante il processo di iniezione, il volume di miscela iniettato nelle serie di fori successive tende a diminuire mentre le pressioni finali aumentano in maniera inversamente proporzionale. Questo è legato al fatto che i giunti con maggiore apertura sono iniettati per primi e per una maggior distanza.

In generale, una porzione di cortina è considerata completa (*closure criteria*) quando, nel relativo grafico GIN, i punti finali dei percorsi di iniezione si trovano nella porzione sinistra del segmento che definisce la pressione massima di iniezione ( $V < 0.5 \cdot GIN / p_{max}$ ). In caso contrario sono generati fori aggiuntivi.

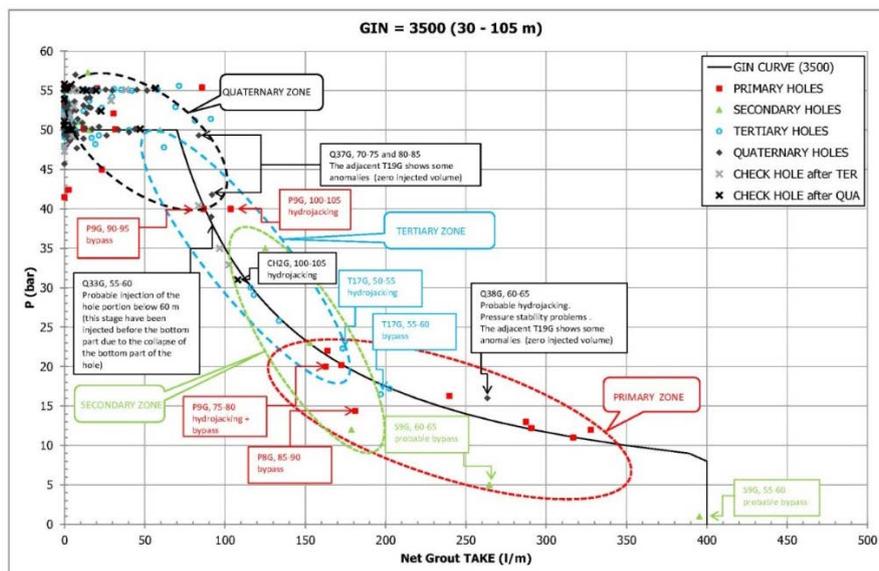


Figura 6.3.1: Gibe III (Etiopia), distribuzione dei punti finali di iniezione per serie di fori successive

### SCHEMA PRELIMINARE DI INTERVENTO

- POSIZIONE

L'intervento di iniezioni integrative è concepito per essere eseguito dal plinto a monte del cunicolo, ossia nella stessa posizione in cui è stato eseguito lo schermo esistente. Questa scelta richiede naturalmente lo svuotamento dell'invaso parziale attualmente presente (svuotamento peraltro reso necessario dagli interventi di riparazione del manto bituminoso) e presenta i seguenti vantaggi rispetto ad uno schema alternativo in cui le iniezioni integrative sono invece condotte dall'interno del cunicolo di ispezione:

- Si interviene in una zona già trattata, in cui gli assorbimenti attesi saranno verosimilmente minori rispetto a quelli delle zone adiacenti non trattate (e.g. sotto la verticale del cunicolo di ispezione).
- Lo svuotamento dell'invaso comporta la diminuzione delle sottopressioni, dei gradienti e delle portate di filtrazione che potrebbero ostacolare il processo di iniezione. Questo permette di evitare o limitare l'eventuale iniezione preliminare di resine espandenti a presa rapida necessarie per occludere le principali fessure beanti che potrebbero causare il dilavamento della miscela cementizia.
- La cantierizzazione è più semplice, gli spazi disponibili sono più ampi e sono presenti meno vincoli per la scelta delle macchine di perforazione.

- GEOMETRIA

Lo schermo ha la stessa profondità di quello esistente (circa 50 m dal piano campagna), è costituito da 2 file di fori distanziate 80 cm e costituite da fori con interasse pari a 1.5 m. Tra le due file sono posizionati dei fori di controllo con interasse di 12 m, da testare dopo l'esecuzione dello schermo.

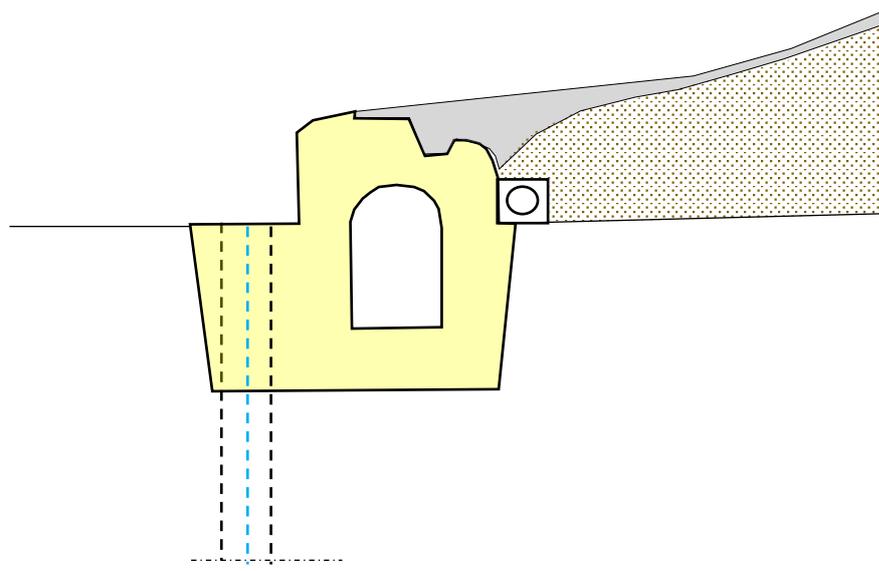


Figura 6.3.2: Sezione trasversale schermo integrativo

I fori di iniezione sono inclinati di 30 gradi verso le spalle (la fila di valle verso la spalla sinistra, quella

di monte verso la spalla destra) per meglio intercettare i giunti sub-verticali che attraversano l'ammasso.

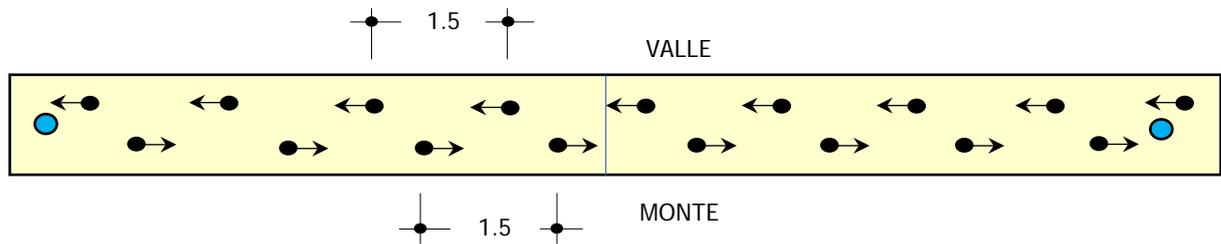


Figura 6.3.3: Pianta schermo integrativo

- SEQUENZA ESECUTIVA

Prima di eseguire le operazioni di iniezione saranno eseguiti dei fori con recupero di carote e prove d'acqua tipo Lugeon per tratti di 5 m.

Si procederà quindi a iniettare la fila di valle e quindi quella di monte

Per ciascuna fila le iniezioni saranno normalmente eseguite:

- In risalita, dal fondo della cortina verso il plinto a monte del cunicolo (iniezioni in discesa potranno essere eseguite nel caso di instabilità dei fori).
- Per tratti di lunghezza pari a 5 m
- Utilizzando il metodo dell'intercalazione successiva dei fori. Le iniezioni procedono quindi dai fori primari ai quaternari (ogni foro è forato e iniettato prima della perforazione del successivo):



Figura 6.3.4: Schema intercalazioni fori

I fori saranno realizzati con roto-percussione e martello a fondo foro con diametro 110 mm. Dopo aver eseguito il lavaggio del foro fino a ottenere un ritorno di acqua pulita l'iniezione sarà condotta con la metodologia GIN, descritta precedentemente, con il monitoraggio in tempo reale e registrazione dei parametri di iniezione. Al termine dell'iniezioni dei fori quaternari spazati 1.5 m, dipendendo dagli assorbimenti registrati (e.g.  $V_{netto} > 30$  l/m), verranno eseguiti ulteriori fori aggiuntivi.

Al termine delle iniezioni saranno eseguiti dei fori di controllo, tra la fila di monte e quella di valle. Questi fori saranno perforati con recupero, testati con metodologia Lugeon e quindi iniettati secondo metodologia GIN. Il sensore di pressione utilizzato durante l'esecuzione dei test Lugeon dovrà essere

localizzato all'interno del tratto di prova oltre che al boccaforo. In funzione dei valori Lugeon registrati potranno essere eseguite ulteriori iniezioni integrative.

Le intensità di iniezione da adottare dovranno essere definite per mezzo di un campo prova sperimentale (all'interno della stessa ara di intervento) esteso per lo meno tra due fori primari contigui (i.e. 12 m ossia un concio).

I parametri iniziali da testare sono riportati di seguito (le profondità si intendono al sotto del piano di fondazione del cunicolo):

PROFONDITÀ	Pmax	Vmax	GIN
m	bar	L/m	bar · L/m
0-5	7	200	500
5-20	15	250	1000
>20	25	300	1500

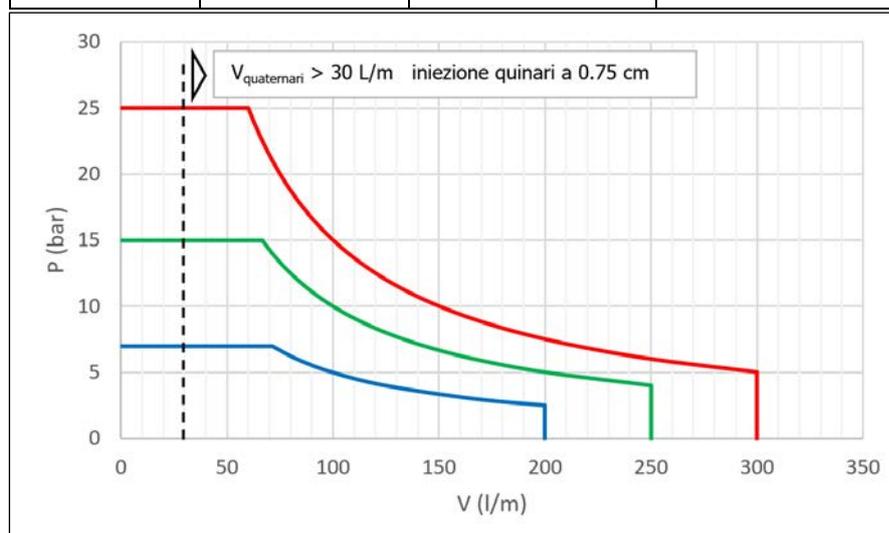


Figura 6.3.5: Parametri iniziali iniezione

- MISCELA

Le caratteristiche della miscela saranno definite attraverso test di laboratorio e campo prove. In linea di principio, in accordo con il metodo GIN:

- si utilizzerà una singola miscela per l'intero lavoro di integrazione dello schermo;
- la miscela deve essere "stabile" e relativamente "spessa";
- la miscela deve essere "fluidificata" per mezzo di un super-plastificante.

Tenuto conto degli obiettivi specifici dell'intervento, ossia di ridurre ulteriormente la permeabilità dello schermo già eseguito, sarà necessario far uso di miscele con un più alto grado di penetrabilità. Per far ciò dovrà essere utilizzato un cemento ultrafine.

Le caratteristiche preliminari della miscela sono elencate di seguito:

o tipo di cemento	-	ultra-fine
finezza	cm <sup>2</sup> /gr	> 8'000
D100	%	< 40 μm
D95	%	< 12 μm
o A/C	-	0.7-1.0 (in peso)
o Super-fluidificante	%	1-3 in peso del cemento
o Densità	kg/lt	~1.5
o Bleeding 2h	%	< 2
o Flow cone	sec	32-34

È fondamentale, inoltre, che le miscele siano preparate utilizzando miscelatori colloidali ad elevata velocità (rpm > 1500) per consentire la diffusa e omogenea idratazione di tutte le particelle evitando la formazione di grumi che possano ostacolare la penetrazione della miscela nelle fessure più sottili.

In funzione delle condizioni di filtrazione, per ridurre la possibilità di dilavamento della miscela, potrà essere fatto uso di acceleranti di presa inseriti nella miscela attraverso una mandata separata e un ugello incorporato nella testa del packer di iniezione.

In corrispondenza dei conci 27-30, dove sono state osservate maggiori sottopressioni, sarà valutata l'opportunità di iniettare delle resine espandenti organo-minerali a presa rapida nella fila di valle dello schermo integrativo al fine di ridurre il possibile dilavamento della miscela cementizia iniettata nella fila di monte.

#### STIMA DEI COSTI

La stima dei costi di costruzione per la stazione appaltante è stata condotta sulla base di alcune esperienze pregresse.

Come indicatori principali del costo sono state prese in esame le seguenti quantità:

- |          |                |                                      |
|----------|----------------|--------------------------------------|
| o 21.130 | m <sup>3</sup> | Volume di ammasso roccioso trattato; |
| o 17.000 | ml             | Lunghezza perforazioni;              |
| o 340    | #              | Nr totale di fori.                   |

Applicando i seguenti prezzi unitari e considerando inoltre le spese generali (10%), utili di impresa (15%), Contingenze (3%), al netto dell' IVA, si ha un costo di circa 2.0 MEu.

- |      |                   |                                                                                   |
|------|-------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| o 30 | eu/m <sup>3</sup> | per volume ammasso roccioso trattato<br>(considerando la spaziatura dei 340 fori) |
| o 47 | eu/ml             | per ml di lunghezza di perforazione.                                              |

### 6.3.2 Alt. 2 = BULBO di INIEZIONE

#### GENERALE

Questa alternativa prevede l'esecuzione di iniezioni integrative sia dall'interno del cunicolo di ispezione che dal plinto a monte del cunicolo stesso, al fine di ottenere una zona trattata di maggior spessore (bulbo) profonda circa 20 m e con permeabilità pari a 1 UL ( $1 \cdot 10^{-7}$  m/s).

Questa alternativa nasce dall'osservazione che i massimi gradienti di efflusso sono localizzati subito a valle del cunicolo, lungo l'interfaccia tra il cunicolo e la fondazione e diminuiscono rapidamente in profondità e verso valle. È naturale quindi pensare di concentrare i massimi sforzi nel tentativo di migliorare la tenuta della zona sommitale della cortina, a contatto con il cunicolo, piuttosto che approfondire o migliorare la tenuta della cortina in profondità.

L'alternativa descritta nel paragrafo precedente prevede di contenere il massimo gradiente di efflusso attraverso l'abbattimento della permeabilità dello schermo esistente da  $2 \cdot 10^{-7}$  a  $2 \cdot 10^{-8}$  m/s (2 ordini di grandezza in meno rispetto al terreno naturale) per la sua intera lunghezza di 50 m. Raggiungere questo risultato in modo uniforme lungo l'intero schermo presenta delle incertezze intrinseche.

La presente alternativa permette di controllare il gradiente di efflusso (ottenendo valori numericamente simili a quelli indicati come accettabili nella relazione del prof. Miliziano), attraverso:

- inspessimento della zona superiore della cortina (bulbo)
- riduzione della permeabilità della zona trattata sino a  $10^{-7}$  m/s (i.e. 1 UL).

Questo ultimo valore è di poco inferiore a quello ottenuto in passato (i.e. 2 UL) per mezzo di iniezioni condotte con sistemi tradizionale ed è pertanto più facilmente raggiungibile per mezzo di iniezioni che fanno uso di miscele più penetrabili.

#### SCHEMA PRELIMINARE DI INTERVENTO

- GEOMETRIA

L'intervento è concepito per essere eseguito sia dal plinto a monte del cunicolo, (ossia nella stessa posizione in cui è stato eseguito lo schermo esistente) sia dall'interno del cunicolo.

L'obiettivo è quello di realizzare un bulbo di iniezioni di maggior spessore a protezione della parte sommitale della fondazione.

Il bulbo è costituito da 5 file di iniezioni distanziate approssimativamente 80 cm e costituite da fori con interasse pari a 1.5 m e profondi 20 m dal piano campagna con l'eccezione della fila di monte che è lunga circa 15 m (la lunghezza totale di perforazione, per metro di lunghezza del cunicolo di ispezione, è sostanzialmente identica a quella della prima alternativa).

La geometria indicativa dell'intervento è mostrata nei due schemi riportati in basso:

- la prima immagine illustra il modello numerico 2D utilizzato per il calcolo preliminare dei

gradienti di efflusso e la disposizione dei fori di iniezione lungo la sezione trasversale all'asse diga;

- o la seconda immagine riporta una visione planimetrica dei fori di iniezione.

Come nella prima alternativa i fori sono inclinati di 30 gradi verso le spalle, per meglio intercettare i giunti sub-verticali che attraversano l'ammasso. La fila di monte è anche inclinata verso monte.

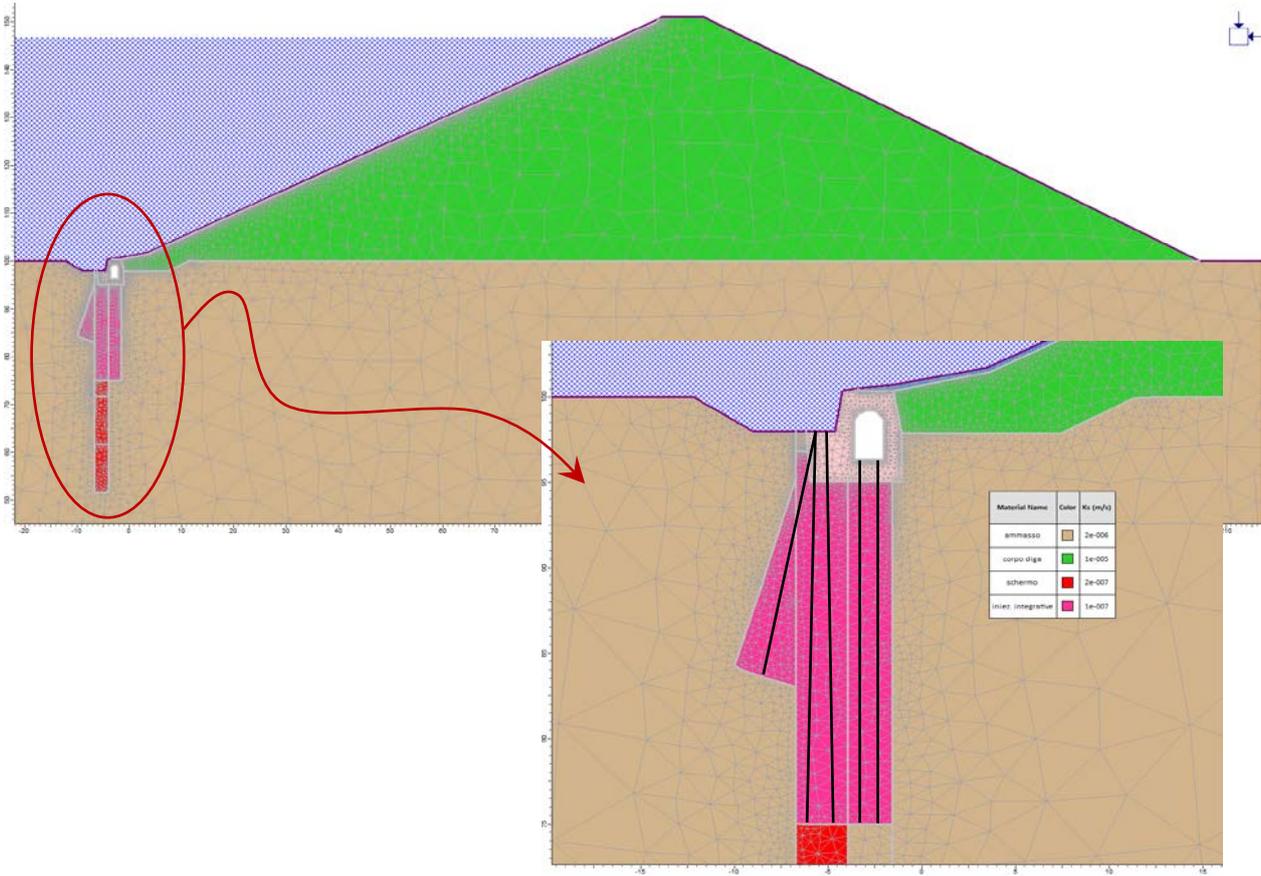


Figura 6.3.6: Geometria dell'intervento di "ispessimento" della cortina

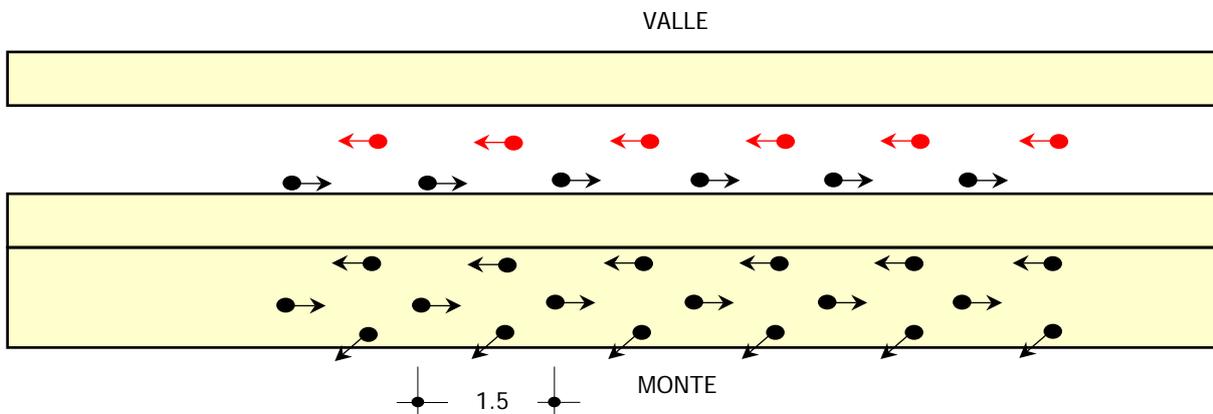


Figura 6.3.7: Pianta bulbo integrativo

- SEQUENZA ESECUTIVA

La sequenza esecutiva è analoga a quella descritta nell'alternativa precedente:

- prima di eseguire le operazioni di iniezione saranno eseguiti dei fori con recupero di carote e prove d'acqua tipo Lugeon per tratti di 5 m.
- si procederà quindi a iniettare la fila di valle, all'interno del cunicolo, per spostarsi quindi a monte terminando con la fila inclinata verso monte.

Per ciascuna fila le iniezioni saranno normalmente eseguite:

- In risalita, dal fondo della cortina verso il plinto a monte del cunicolo (iniezioni in discesa potranno essere eseguite nel caso di instabilità dei fori).
- Per tratti di lunghezza pari a 5 m
- Utilizzando il metodo dell'intercalazione successiva dei fori.

Al termine delle iniezioni saranno eseguite prove d'acqua di controllo e saranno ri-perforati i drenaggi esistenti presenti all'interno del cunicolo.

L'iniezione sarà condotta con la metodologia GIN e con i parametri di iniezione descritti nel paragrafo precedente (da testare in un campo prove).

- MISCELA

Le caratteristiche preliminari della miscela cementizia sono le stesse indicate nel paragrafo precedente. L'iniezione della fila di valle, la prima ad essere eseguita secondo la sequenza esecutiva descritta sopra, sarà fatta utilizzando delle resine espandenti organo-minerali a presa rapida al fine di ridurre il possibile dilavamento della miscela cementizia iniettate nelle file di monte (come già sperimentato nelle iniezioni integrative eseguite sulle spalle della fondazione). Trattandosi di materiali bi-componenti l'iniezione dovrà essere condotta utilizzando due linee separate (pompe, tubi) con miscelazione dei componenti in foro attraverso miscelatore statico subito a monte del packer. L'iniezione avverrà, anche in questo caso, dall'alto verso il basso per tratti di 5 m di lunghezza.

#### STIMA DEI COSTI

La stima dei costi di costruzione per la stazione appaltante è stata condotta sulla base di alcune esperienze pregresse.

Come indicatori principali del costo sono state prese in esame le seguenti quantità:

- 29.570 m3 Volume di ammasso roccioso trattato;
- 17.000 ml Lunghezza perforazioni;
- 850 # Nr totale di fori.

Applicando i seguenti prezzi unitari e considerando inoltre le spese generali (10%), utili di impresa (15%), Contingenze (3%), al netto dell' IVA, si ha un costo di circa 2.3 MEu.

- 30 eu/m3 per volume di ammasso roccioso trattato (considerando la spaziatura dei 850 fori)
- 47 eu/ml per ml di lunghezza di perforazione.

### 6.3.3 CONFRONTO tra le ALTERNATIVE

Da un punto di vista tecnico le due soluzioni appaiono simili, poiché raggiungono lo stesso obiettivo, cioè la riduzione dei massimi gradienti di efflusso localizzati subito a valle del cunicolo.

L'alternativa 1 (Miglioramento Permeabilità dell'Attuale Schermo) raggiunge questo obiettivo tramite l'abbattimento della permeabilità dell'attuale schermo (profondità di 50 m) sino a  $2E-8$  m/s.

L'alternativa 2 (Bulbo di Iniezione) raggiunge il suddetto obiettivo creando una zona trattata di maggior spessore (bulbo) per una profondità di circa 20 m e con permeabilità pari a 1 UL ( $1 \cdot E-7$  m/s).

Benché le due soluzioni da un punto di vista del calcolo raggiungano lo stesso risultato, SP ritiene che da un punto di vista esecutivo tentare l'abbattimento della permeabilità di 2 ordini di grandezza in meno rispetto al terreno naturale ( $2E-6$  a  $2E-8$  m/s), così come previsto con l'alternativa 1, sia un obiettivo estremamente complesso e che il raggiungimento in modo uniforme lungo l'intero schermo presenti delle incertezze intrinseche.

SP ritiene quindi preferibile concentrare i massimi sforzi nel tentativo di migliorare la tenuta della zona sommitale della cortina (i.e. alternativa 2 = Bulbo di Iniezione), a contatto con il cunicolo, piuttosto che approfondire o migliorare la tenuta della cortina in profondità.

Inoltre, da un punto di vista della tempistica esecutiva l'alternativa 2 (Bulbo di Iniezione), presenta degli indubbi vantaggi, rispetto all'alternativa 1, in particolare:

- Il campo prove può essere eseguito dal cunicolo e pertanto può essere svolta anche con serbatoio pieno;
- Le iniezioni dal cunicolo, che rappresentano circa il 40% dello sviluppo totale (17,000 ml) possono essere eseguite nella stagione secca.

Questi vantaggi consentirebbero, come si evince nel capitolo relativo al cronoprogramma delle attività, di realizzare l'intervento all'interno della prima stagione di magra.

Da un confronto preliminare dei costi l'alternativa 1 (Miglioramento schermo esistente), risulta leggermente più economica dell'alternativa 2 (Bulbo di Iniezione), dovuto principalmente al fatto che il numero di perforazioni dell'alternativa 2 sono più numerose, anche se lo sviluppo totale lineare è lo stesso.

Lo scrivente, tuttavia, ritiene che benché leggermente più costosa l'alternativa 2 (Bulbo di Iniezione) sia da preferirsi sia sotto l'aspetto tecnico, che di flessibilità nella tempistica di costruzione, riuscendo a minimizzare lo stringente vincolo di esecuzione nella stagione di magra.

Non riuscire a completare l'esecuzione delle iniezioni all'interno del serbatoio nella stagione di magra obbligherebbe infatti attendere un intero anno idrologico prima di poter nuovamente intervenire sul plinto della galleria e completare le iniezioni.

## 7 RIPRISTINO PARAMENTO di MONTE (Diga di MEDAU e CARRU SEGAU)

### 7.1 INTRODUZIONE

Nell'ambito del ripristino del paramento di monte della diga principale Medau Zirimilis e della diga di sella Carru Segau, sono stati esaminati due differenti tipi di intervento:

- per la DIGA di MEDAU ZIRIMILIS:
  - alternativa GEOMEMBRANA.  
Riparazione tramite applicazione di una geomembrana composta in PVC con spessore di 3mm e geotessile con grammatura di 500 gr/m2 e un geodreno ad elevata trasmissività;
  - alternativa MANTO BITUMINOSO  
Riparazione del manto attraverso la fresatura dell'intero strato superiore impermeabile e ricostruzione dello stesso con spessore di 7 cm. I giunti di contatto tra manto impermeabile e galleria verranno inoltre trattati ricoprendo il giunto con una membrana in PVC.
- per la DIGA di CARRU SEGAU:
  - alternativa GEOMEMBRANA.  
Riparazione tramite applicazione di una geomembrana composta in PVC con spessore di 3mm e geotessile con grammatura di 500 gr/m2 e un geodreno ad elevata trasmissività;
  - alternativa MANTO BITUMINOSO  
Trattamento dei giunti tra le strisce, riaprendo le zone fessurate e trattandole; eliminazione meccanica del mastice esistente, con idrodemolitrice o con utensile meccanico, e ripristino del mastice su tutta la superficie del paramento.

I seguenti paragrafi illustrano:

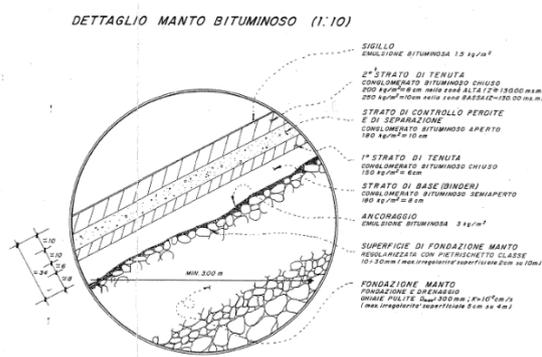
- Valutazione dello stato fessurativo del manto;
- descrizione della riparazione del manto con la membrana in PVC;
- descrizione della riparazione attraverso il rifacimento con conglomerato bituminoso e mastice;
- un confronto qualitativo tra le alternative proposte.

### 7.2 STATO FESSURATIVO del MANTO

#### 7.2.1 INTRODUZIONE

Il manto in conglomerato bituminoso esistente è di tipo sandwich, con uno spessore complessivo di circa 30 cm, come appreso sinteticamente illustrato:

- manto di sigillo, dosato a 1,5 kg/m<sup>2</sup> di bitume;
- strato superiore di tenuta da 8 / 10 cm;
- strato drenante da 10 cm;
- strato inferiore chiuso da 6 cm;
- strato di base (binder) da 8 cm;
- fondazione manto.



Nel mese di Novembre 2020, SP ha effettuato una ricognizione lungo il paramento di monte della diga di Medau Zirimilis e di Carru Segau con l'obiettivo di individuare:

- lo stato FESSURATIVO del manto;
- lo stato delle GIUNZIONI tra manto e calcestruzzo;
- lo stato delle SALDATURE tra le strisciate;
- presenza di SETTORI DEFORMATI;
- presenza di BOLLE e RIGONFIAMENTI;
- PUSTOLE da corrosione;
- FUORIUSCITE di LEGANTE.

I manti delle due dighe si presentano in condizioni molto differenti tra loro.

La Diga di Medau Zirimilis si presenta con una serie di fessure sviluppatasi lungo i giunti di costruzione (tra le strisciate parallele), che presumibilmente hanno generato, a causa del loro scorrimento, anche delle fessure perpendicolari ad esse.

Il manto della diga di Carru Segau si presenta invece con un fenomeno superficiale chiamato "pelle di elefante" e su alcuni giunti di strisciate una chiara non idonea sovrapposizione, tuttavia questi fenomeni appaiono molto più ridotti rispetto la diga di Medau Zirimilis e comunque non sembra intacchino strati profondi.

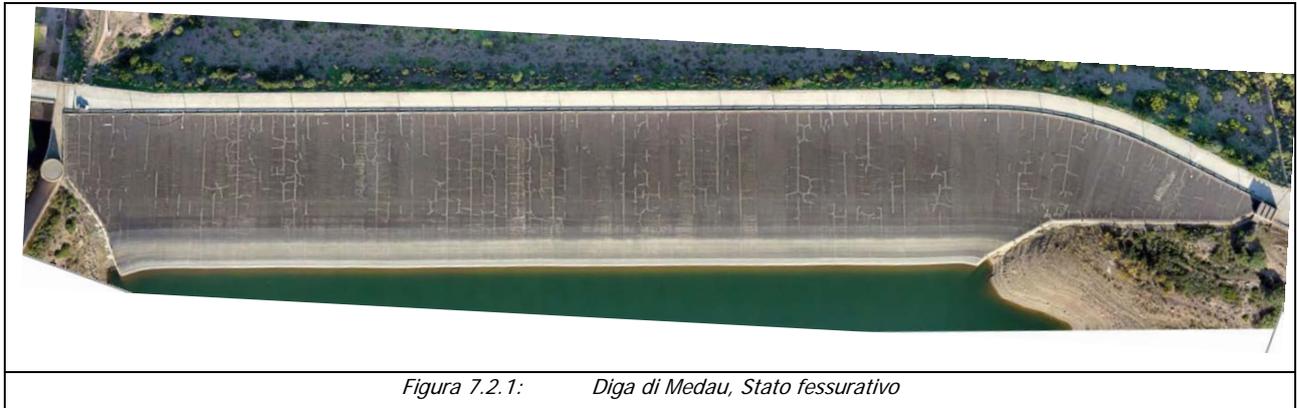
In entrambi le dighe non si sono evidenziati:

- settori maggiormente deformati, dovuti ad un cedimento localizzato del sottofondo;
- bolle e rigonfiamenti, che generalmente si formano durante la posa per la formazione di vapore tra due strati o a causa di una sottopressione;
- pustole da corrosione che generalmente sono causate da inclusioni di liquido durante il distacco del rullo.

Lo stato della giunzione tra il manto e il cunicolo non si è potuto visionare, sia a causa della presenza dell'acqua nel serbatoio, sia alle difficoltà nel raggiungimento delle suddette aree.

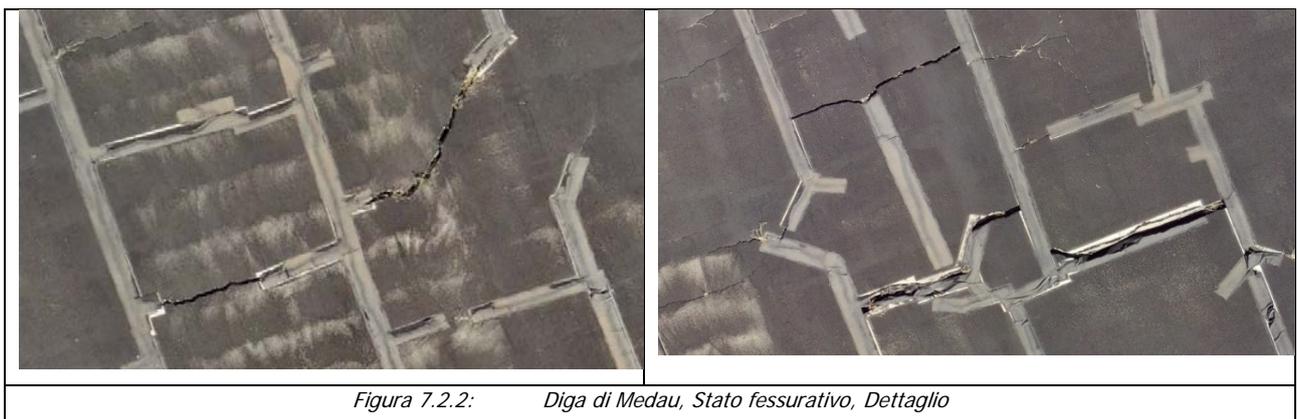
### 7.2.2 DIGA di MEDAU ZIRIMILIS

Lo stato fessurativo del manto bituminoso esposto della diga di Medau Zirimilis si presenta come mostrato nella figura sottostante.



Il manto si presenta in maniera evidente con una costante fessurazione lungo i giunti di costruzione e con ridotte, ma pur sempre frequenti, fessure perpendicolari ai giunti di costruzione.

Molte delle fessure sono state riparate con guaine. Alcune delle fessure visibili hanno larghezza di qualche centimetro.



Non sembrano invece presenti porzioni del manto che hanno subito degli abbassamenti localizzati dovuti ad un cedimento del sottofondo, come anche delle bolle o pustole da corrosione generatesi durante la posa del conglomerato.

Non si è potuto verificare se lo stato fessurativo intacchi anche gli strati sottostanti quello superiore impermeabile, ma considerando la dinamica che si ritiene abbia generato lo stato fessurativo, si reputa che sia perlopiù circoscritto allo strato superiore.

Dalla ricognizione visiva lunga la superficie, sembra evidente che ci sia stato uno scorrimento lungo i giunti di costruzione tra le strisciate, dovuto probabilmente:

- o ad una non idonea esecuzione del giunto non correttamente trattato (giunto freddo);
- o ad un invecchiamento del bitume, accelerato dal fatto che la superficie del manto sopra quota 125 m s.l. è rimasta costantemente esposta agli agenti atmosferici.

A causa di ciò, il riscaldamento dello strato superiore impermeabile, dovuto all'irraggiamento, ha prodotto uno scorrimento del manto che ha ceduto sull'elemento più debole, il giunto.

Si ritiene che lo scorrimento differenziato delle strisce lungo i giunti abbia generato inoltre delle fessure perpendicolari ad esse, infatti perlopiù queste dipartono dal giunto e si propagano perpendicolarmente per una lunghezza limitata spesso senza raggiungere il giunto opposto.

Nel 2012 l'ENAS ha effettuato una serie di riprese termografiche sul paramento della diga di Medau al fine di valutare lo stato di fessurazione e degrado del manto. Di seguito si riportano alcune foto del settore sinistro e centrale della diga desunte dalla tesi di dottorato "Studio delle problematiche delle infiltrazioni e perdite della diga di Medau Zirimilis (Sardegna SW)".

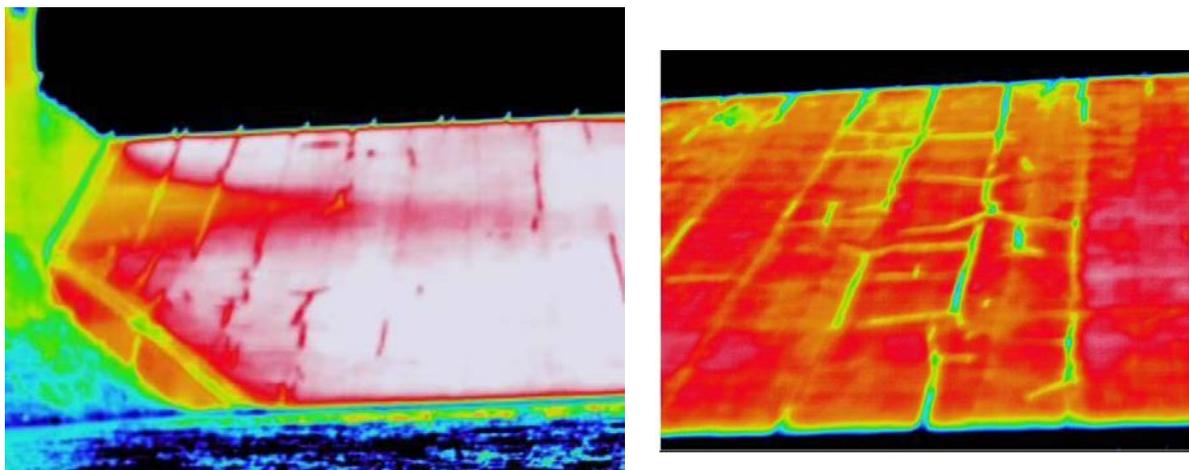


Figura 7.2.3: Diga di Medau, rilievo termografico

Il suddetto studio conclude che *"si può constatare che le lesioni principali del manto talvolta anche ben visibili ad occhio nudo, hanno un andamento assai vario, ma viene rimarcato con le immagini termografiche l'andamento di alcuni particolari dovuti alla posa in opera del manto, esso è stato realizzato con un insieme di strisciate verticali. Il profilo chiamato "linea 1" della Fig. 13.12, nel quale sono ben marcati dei picchi di bassa temperatura, evidenzia i punti di saldatura delle diverse strisciate di posa, Fig.13.10, che presentano dei "vuoti", i quali fanno presupporre una mancata sovrapposizione laterale delle strisciate e una loro corretta giunzione. Le lesioni con andamento trasversale, possono essere generate, sia da una dilatazione e contrazione ripetuta nel tempo, che da un fenomeno di scivolamento verso il basso sul piano inclinato di porzioni di rivestimento, in alcuni casi interessa solo lo strato di 8-10 cm di tenuta, in altri casi l'intero "pacchetto di rivestimento" comprendente sia il sigillo di fondazione che lo strato drenante intermedio."*

Benché non sia chiaro allo scrivente su quali dati sia basata l'affermazione che "in alcuni casi" la fessura interessi l'intero pacchetto sandwich, si ritiene che anche questa indagine confermi in particolare una cattiva esecuzione del manto bituminoso in corrispondenza dei giunti tra le strisce.

Lo scrivente ritiene che se fossero presenti fessure beanti sull'intero pacchetto sandwich queste situazioni sarebbero estremamente limitate in numero, poiché:

- o generalmente è lo strato superiore che tende a scorrere, poiché a causa del suo elevato contenuto di bitume e delle temperature elevate che raggiunge, essendo direttamente soggetto all'irradiazione solare, tende a rammollire e quindi a scorrere. Gli strati sottostanti invece raggiungono temperature nettamente inferiori rispetto allo strato impermeabile superiore;
- o gli strati vengono generalmente realizzati sfalsando i giunti, proprio per evitare che lo scorrimento di uno strato si possa propagare anche agli strati sottostanti.

### 7.2.3 DIGA di CARRU SEGAU

Lo stato fessurativo del manto bituminoso della diga di Carru Segau si presenta come mostrato nella figura sottostante.

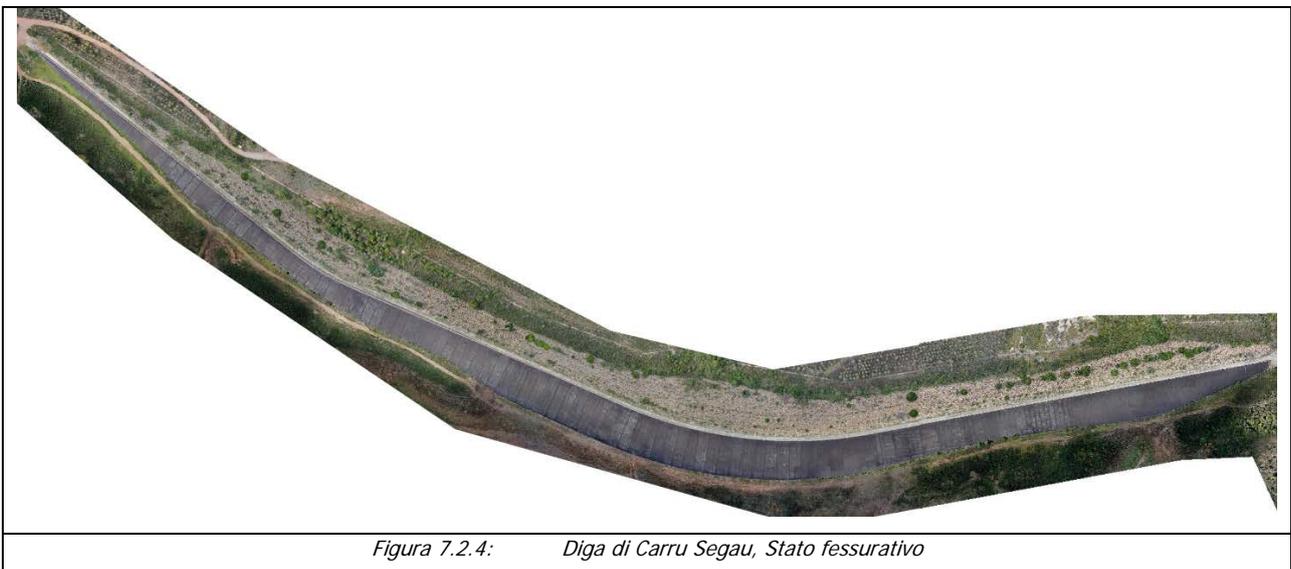


Figura 7.2.4: Diga di Carru Segau, Stato fessurativo

Il manto si presenta in numerose aree con un fenomeno superficiale chiamato "pele di elefante", dovuto spesso ad un eccesso di legante o strati di mastice troppo spessi, inoltre su numerosi giunti tra strisciate è evidente una non idonea sovrapposizione. Questi fenomeni tuttavia non sembra intacchino strati profondi.

La foto sottostante mostra i giunti tra le strisciate e meno evidente nella foto il probabile eccesso di mastice.



Figura 7.2.5: Diga di Medau, Stato fessurativo, Dettagli

## 7.3 ALTERNATIVA con GEOMEMBRANE in PVC

### 7.3.1 INTRODUZIONE

L'intervento illustrato in dettaglio nei seguenti paragrafi è sinteticamente costituito da un manto in geomembrana che sarà steso con continuità sull'intera superficie del paramento di monte dell'opera di sbarramento, dal coronamento al cunicolo di ispezione, creando una barriera efficace alle filtrazioni.

Il sistema andrà ad includere uno specifico elemento drenante collocato al di sotto della geomembrana avente come funzione l'evacuazione delle minime filtrazioni fisiologiche che possono permeare attraverso il manto stesso o dalle periferie del sistema per aggiramento delle tenute.

La geomembrana sarà saldamente fissata al paramento di monte per mezzo di un sistema di ancoraggio formato da specifici profili metallici, progettato con la finalità di resistere le forze dinamiche prodotte dal vento o dalle acque del serbatoio, e inoltre concepito con l'intento di ottenere un effetto tensionante e conseguentemente una superficie del manto liscia e priva di pieghe.

La geomembrana sarà collegata agli elementi di calcestruzzo periferici (cunicolo di ispezione e parapetto lungo il coronamento) per mezzo di una tenuta formata da profili metallici e apposite guarnizioni.

Questa tipologia di intervento, verrà applicato sia per la diga principale di Medau Zirimilis, sia per la diga di sella Carru Segau.

### 7.3.2 GEOMEMBRANA POLIMERICA/BITUMINOSA e APPLICAZIONI SIMILARI

#### TIPI DI GEOMEMBRANE

In generale, il criterio usualmente seguito nella selezione della geomembrana idonea a soddisfare i requisiti prestazionali e di durabilità nel tempo richiesti dal progetto dipende dalla tipologia di struttura in oggetto, dai carichi ambientali a cui il manto sarà sottoposto in fase di esercizio, e dalla praticità e rapidità di installazione.

Nel mercato dei geosintetici esiste una larga scelta di prodotti, ciascuno con specifiche caratteristiche, studiate e ottimizzate per incontrare le richieste di specifici progetti. Statisticamente, le geomembrane prodotte da polimeri di polivinilcloruro (PVC), sono le più usate nel campo delle opere idrauliche (dighe, canali, serbatoi, etc.). Le geomembrane in PVC sono riconosciute le più adatte a tali lavori per le notevoli garanzie di performance, in quanto sono caratterizzate da una importante flessibilità, che consente un adattamento alle deformazioni della struttura, da un basso coefficiente di dilatazione termica, che minimizza l'insorgenza di pieghe nel manto, da una elevata resistenza al punzonamento, che permette l'installazione su superfici irregolari, e da una miglior aderenza (frizione) sulle superfici inclinate, come i paramenti delle dighe in materiali sciolti.

Le geomembrane prodotte da polimeri di polietilene (HDPE, LLDPE), così come la più ampia famiglia delle poliolefine (TPO), sono largamente impiegate nel rivestimento di discariche e in siti di stoccaggio di contaminanti, dove è richiesta una importante resistenza chimica, e generalmente installate in posizione coperta. Le geomembrane di polietilene hanno limitati impieghi nel campo delle opere idrauliche, in quanto sono caratterizzate da una scarsa elasticità, da comportamento plastico a bassi carichi, da un elevato

coefficiente di dilatazione termica, che determina l'insorgenza di larghe pieghe nel manto, e da un riconosciuto e ampiamente studiato fenomeno di stress-cracking, ovvero una rottura fragile quanto sottoposte a carichi anche di modesta entità (come le stesse inevitabili contrazioni termiche).

Esistono inoltre geomembrane prodotte da elastomeri (EPDM) e geomembrane bituminose, che riscontrano in generale un modesto apprezzamento nel campo delle opere idrauliche. Le geomembrane elastomeriche mostrano un rapido decadimento e l'insorgenza di fessurazioni quanto esposte agli agenti atmosferici. Le geomembrane bituminose hanno una bassa resistenza ai solventi organici e sono soggette a micro-fessurazioni diffuse per effetto dell'invecchiamento e del ritiro termico (cicli caldo-freddo stagionali), inoltre, richiedono una notevole esperienza al fine di ottenere una adeguata e durevole saldatura dei teli.

Il Bollettino ICOLD No. 135 "Geomembrane sealing systems for dams- Design principles and review of experience" (2010), contiene una interessante statistica delle geomembrane utilizzate nelle dighe.

GM type	Basic material	Abbreviation	Total dams				%
			Exposed	Covered	Unknown	TOTAL	
Polymeric	Polyvinylchloride - Plasticised	PVC-P	80	73	3	156	59.32
Polymeric	Polyolefin	LLDPE*	0	29	1	30	11.41
Polymeric	Polyolefin	HDPE	3	12	1	16	6.08
Polymeric	Butyl rubber, polyisobutylene, ethylene-propylene-diene monomer	IIR, PIB, EPDM	5	4	2	11	4.18
Polymeric	Chlorosulfonated polyethylene	CSPE	3	5	1	9	3.42
Polymeric	Geotextiles impregnated with polymers	In situ membrane	2	7	0	9	3.42
Polymeric	Polyolefin	PP	3	3	0	6	2.28
Polymeric	Chlorinated polyethylene	CPE	0	3	0	3	1.14
Bituminous	Oxidized bitumen	Prefabricated GM	7	10	0	17	6.47
Bituminous	Polymeric bitumen	Polymeric bitumen	0	3	0	3	1.14
Bituminous	Oxidised bitumen	In situ membrane	3	0	0	3	1.14
Sub-total polymeric						240	91.25
Sub-total bituminous						23	8.75
Total known						263	100,0

\*LLDPE includes all types of flexible PE geomembranes that have lower density than HDPE.

Tabella 7.3.1: Utilizzo delle Geomembrane nelle dighe (rif. ICOLD No. 135, Tab. 4)

La statistica, redatta a livello mondiale e aggiornata al 2006, evidenzia che:

- o le geomembrane di PVC sono state impiegate nel 59% delle dighe, principalmente in posizione esposta,
- o le geomembrane di POLIETILENE (HDPE e LLDPE) nel 17% delle dighe, quasi esclusivamente in posizione coperta,
- o le geomembrane BITUMINOSE nell' 8% delle dighe.

Attualmente (2020), il numero di dighe impermeabilizzate con geomembrane di PVC sembra essere cresciuto significativamente, incrementando maggiormente il divario con le altre tipologie di geomembrana.

Sembra inoltre importante inoltre riportare quanto dichiarato nel bollettino Icold n. 135 del 2010 (pag. 28):

Some exposed PVC geomembranes in dams currently are approaching 30 years service with no replacement required. It is expected that for PVC geomembranes produced now, with better understanding of the problems, improved quality of the ingredients, more sophisticated plant and quality control, increased thickness, the life should easily exceed 100 years. In Germany, sometimes the requirement for durability of exposed geomembranes in dams is 40 years. The shorter lifetime required for an exposed geomembrane is justified by the fact that being exposed it can be easily accessed and replaced. Furthermore, cost of replacement of an exposed geomembrane is generally several times less than the cost of a cover layer.

Per quanto esposto si ritiene la soluzione con geomembrana in PVC quella più idonea al caso di Medau Zirimilis e Carru Segau.

### GEOEMBRANE IN PVC (CASI SIMILARI)

L'applicazione di membrane in PVC per riparazioni della superficie di tenuta, sia su dighe di tipo BFRD che CFRD, ha una discreta casistica mondiale. Nella seguente tabella sono riportati solo alcuni casi di cui lo scrivente è a conoscenza, tramite esperienza personale o riferimenti bibliografici (Icold, website, brochures etc.):

NOME della DIGA	LUOGO	TIPO di Diga	ANNO di RIPARAZIONE
Crueize	Francia	BFRD (Bituminous Facing Rockfill Dam)	1988
Sa Forada	Italia	BFRD	1992
Morávka	Repubblica Ceca	BFRD	1999
Winscar	Gran Bretagna	BFRD	2001
Lechstaustufe 2 Prem	Germania	BFRD	2004
Upper Blue	USA	BFRD	2007
Bumbuna	Sierra Leone	BFRD	2008 / 2010
Rouchain	Francia	CFRD (Concrete Facing Rockfill Dam)	1999
Strawberry	USA	CFRD	2002
Midtbotnvatn	Norvegia	CFRD	2004
Salt Springs	USA	CFRD	2004
Messochora	Grecia	CFRD	2009
Aubert	Francia	CFRD	2010
Turimiquire	Venezuela	CFRD	2011
Mihoesti e Pecineagu	Romania	CFRD	2011
Angostura	Cile	CFRD	2012
Yacambu	Venezuela	CFRD	2012
El Quimbo	Colombia	CFRD	2017
Paradela	Portogallo	CFRD	2019

Tabella 7.3.2: Riparazione Tenuta della diga con Geomembrane in PVC, Interventi similari

### 7.3.3 GEOMEMBRANA COMPOSITA in PVC e GEODRENO

#### INTRODUZIONE

Il presente paragrafo illustra le caratteristiche principali dell'intervento di riparazione del manto bituminoso, attraverso l'installazione del sistema geomembrana composita in PVC e sistema drenante.

Non esistono geosintetici che siano composti al 100% da resine polimeriche. In tutti i casi la resina primaria è una miscela di additivi, fillers, estrusori e/o altri componenti atti a soddisfare lo specifico scopo di applicazione. Questi additivi servono principalmente a conferire una maggiore durabilità o flessibilità alla geomembrana.

I fattori che giocano un ruolo importante nella durabilità della geomembrana sono la composizione e lo spessore.

Le geomembrane inoltre sono generalmente accoppiate ad un geotessile, al fine di:

- Aumentare la stabilità dimensionale della geomembrana, minimizzando la formazione di pieghe nel manto per dilatazione termica.
- Aumentare la resistenza al punzonamento della geomembrana, distribuendo su una superficie più ampia (in virtù di un maggior modulo di elasticità) le sollecitazioni puntuali prodotte da una superficie di installazione irregolare.
- Realizzare un effetto disaccoppiante con la superficie di installazione, proteggendo la geomembrana da eventuali contaminazioni da sostanze chimiche e biologiche presenti nel substrato.
- Incrementare in generale le prestazioni meccaniche della geomembrana, come la resistenza a trazione e la resistenza allo strappo.

Nel nostro caso, infine, si intende interporre tra il geotessile e lo strato di tenuta superiore in conglomerato bituminoso un geodreno al fine di raccogliere le acque che potrebbero passare attraverso la membrana in PVC.

#### GEOMEMBRANA COMPOSITA

La vita utile di una geomembrana è comunemente legata al cambiamento delle proprietà prestazionali nel tempo. Convenzionalmente, questa vita utile è definita come il tempo necessario perché la resistenza a trazione o l'allungamento della geomembrana diminuisca al 50% del valore iniziale.

Un importante fattore di deterioramento delle geomembrane in PVC è l'esposizione per tempi prolungati alle alte temperature e alle radiazioni UV, inoltre alle alte temperature aumentano la perdita di plastificante per migrazione ed evaporazione. Questo fenomeno rende la geomembrana suscettibile allo sfarinamento e alla fessurazione.

Pertanto, risulta fondamentale che la composizione della geomembrana abbia stabilizzatori UV e plastificante ad alto peso molecolare al fine di fornire un'elevata resistenza alla degradazione UV e all'evaporazione del plastificante. Poiché la perdita di plastificante è un fenomeno di tipo diffusivo, la cui velocità è inversamente proporzionale allo spessore della geomembrana, l'evaporazione del plastificante è più rapida nelle geomembrane più sottili. Per questo motivo, la scelta dello spessore della geomembrana è un fattore chiave per fornire una maggiore durata a beneficio del progetto.

Non esistono regole, formule o codici, come per altri materiali convenzionali ad uso civile, a supporto della scelta di una specifica geomembrana, tuttavia esistono alcuni parametri generali che guidano nella scelta del materiale più idoneo alle necessità specifiche, che sono la durabilità, deformabilità e formazione di pieghe per dilatazione termica.

Per quanto riguarda la durabilità un approfondito studio è stato eseguito sulle geomembrane in PVC, dal laboratorio CESI. Il laboratorio CESI ha monitorato diverse dighe del Nord Italia, in cui erano installate geomembrane in PVC (tipo SIBELON) con spessori variabili tra 2 e 2.5 mm. Le dighe monitorate in questo studio sono:

NOME DELLA DIGA	QUOTA	SPESSORE DELLA GEOMEMBRANA	ANNO DI INSTALLAZIONE	ESPOSIZIONE
	m s.l.	mm	-	-
Piano Barbellino	1,873	2	1987	E
Lago Nero	2,000	2	1980/1981	NW
Camposecco	2,337	2.5	1994	NW
Ceresole Reale	1,574	2.5	1992	W
Laghi Gemelli	1,956	2.0	1997	S
Cignana	2,158	2.5	1985/1988	NW
Scais	1,495	2.5	1993	NW

Tabella 7.3.3: Dighe con Geomembrana in PVC (SIBELON) esaminate dal CESI

Le seguenti figure, desunte dallo studio "2020 DAMWATCH, Waimea Dam – Geomembrane Durability", mostrano che l'allungamento massimo, per queste geomembrane con spessore di 2 / 2.5 mm, rimane significativamente al di sopra del limite del 50% dell'allungamento iniziale, inoltre, il contenuto di plastificante è ancora ben al di sopra del 20%, che è considerato la quantità minima di plastificante per evitare un eccessivo degrado del polimero.

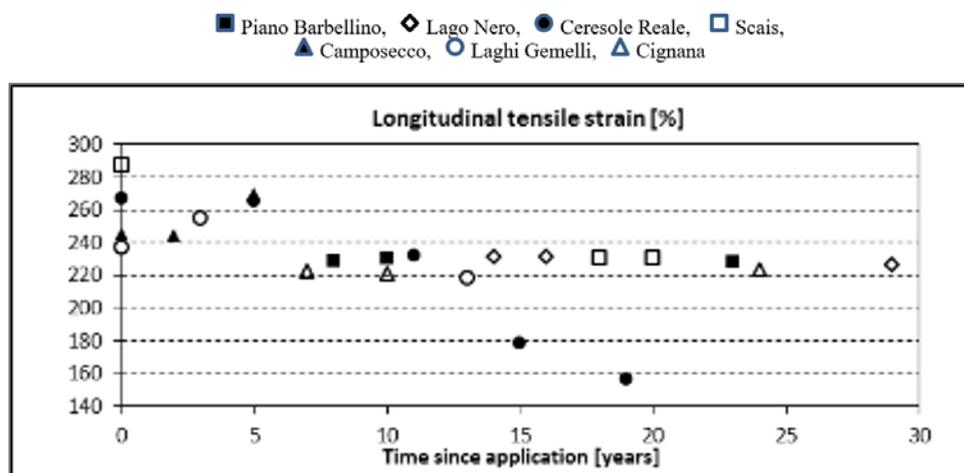


Figura 7.3.1: Membrana in PVC (SIBELON), decadimento tensione di trazione longitudinale vs tempo

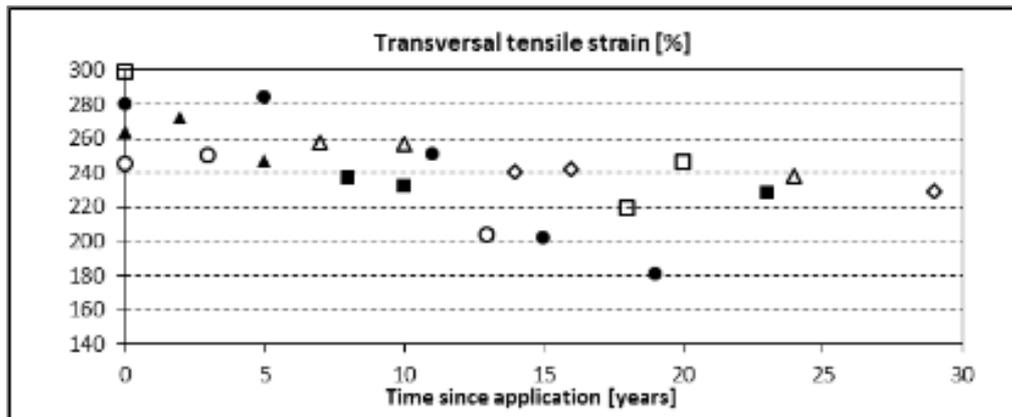


Figura 7.3.2: Membrana in PVC (SIBELON), decadimento tensione di trazione trasversale vs tempo

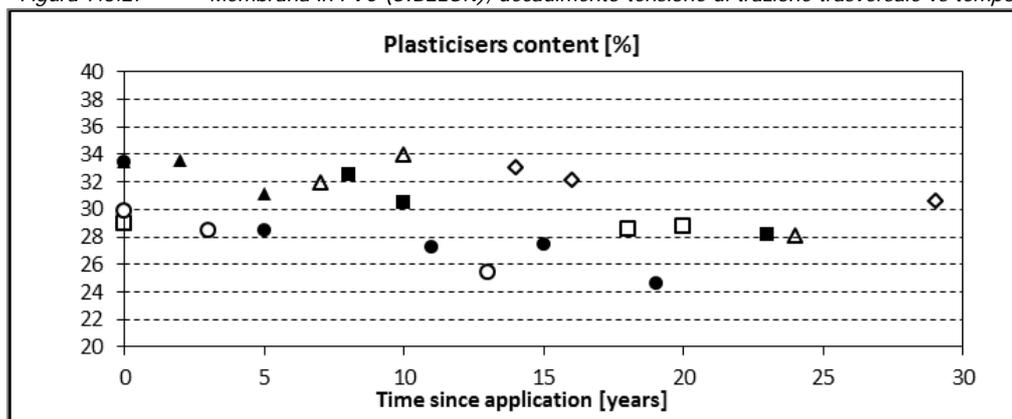


Figura 7.3.3: Membrana in PVC (SIBELON), decadimento contenuto plasticizzanti vs tempo

Inoltre, sempre nello stesso documento sono riportati delle prove di invecchiamento su una membrana in PVC (SIBELON) di 2.5 mm, da cui risulta che a vita utile di una membrana in PVC (SIBELON) dello spessore di 2.5mm è stimata superiore ai 100 anni per una temperatura media annua di 13,3 °C prevista al sito della diga di Waimea.

Sulla base delle prove di resistenza e di invecchiamento sopra illustrate, il progettista ritiene che un geomembrana con le caratteristiche tipo SIBELON, con spessore superiore a 2.5 mm possa garantire la durabilità e resistenza richiesta per l'intervento da eseguirsi per Medau Zirimilis e Carru Segau, pertanto si seleziona un geocomposito tipo SIBELON CNT 4400.

Il Geocomposito tipo SIBELON CNT 4400 è un PVC flessibile, costituito da una geomembrana in PVC spessa 3.0 mm estrusa in massa omogenee, protetto da uno strato di laccatura speciale sulla parte superiore e accoppiata a caldo in fase di produzione ad un geotessile di supporto non tessuto con una massa per unità di area di 500g/m<sup>2</sup>.

La laccatura fornisce una maggiore resistenza ai raggi UV e formando una barriera impenetrabile che limita gli scambi tra la membrana e l'ambiente esterno.

La presenza del geotessile fornisce alla geomembrana una elevata resistenza al punzonamento, una maggiore stabilità rispetto ai cambi di temperatura, una maggiore stabilità rispetto nell'installazione su superfici inclinate e una capacità di drenaggio integrata.

Le caratteristiche minime richieste dovranno essere:

- o Spessore minimo della laccatura 3 micron, realizzata con tecnologia heliogravure e realizzata in formulazione di base acrilico-PVC;
- o La laccatura dovrà avere resistenza ai graffi (Test Erichsen 435:20N) e resistenza all'attrito (Test Taber: 25 Cicli con ruota H18);
- o Minima permeabilità (10<sup>-6</sup> m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/giorno);
- o Elevata resistenza a trazione, pressione e punzonamento (come indicato nella tabella seguente);
- o Resistenza UV (come indicato nella tabella seguente);

La tabella seguente riporta le caratteristiche della geocomposito SIBELON. Il progettista ritiene quindi adatto questo geocomposito o altro con caratteristiche simili.

Proprietà	Normativa	Valori e tolleranze
Spessore (solo geomembrana)	EN 1849/2	3 mm ± 5%
Densità (solo geomembrana)	EN ISO 1183/1 Method A	≥ 1.2 g/cm <sup>3</sup>
<b>Prova realizzata su campione di geocomposito</b> Valore di picco a rottura del geotessile * <ul style="list-style-type: none"> <li>• Resistenza a trazione</li> <li>• Allungamento</li> </ul> Valore di picco a rottura della geomembrana * <ul style="list-style-type: none"> <li>• Resistenza a trazione</li> <li>• Allungamento</li> </ul>	EN ISO 527/4 (velocità di test 100 mm/min)	≥ 50 kN/m ≥ 60 %  ≥ 28 kN/m ≥ 250 %
Massa aerica geotessile	EN ISO 9864	700 g/m <sup>2</sup> ± 10%
Resistenza a lacerazione (su spessore nominale della geomembrana)	EN ISO 34/1 (Campione fig.2 Velocità 50 mm/min)	≥ 120 kN/m
Resistenza al punzonamento CBR (PVC su parte superiore)	EN ISO 12236	≥ 8 kN
Flessibilità a freddo	EN 495/5	Senza rottura a - 20 °C
Resistenza a pressione idrostatica (24h a 10 bar)	EN 14575	Resistente
Invecchiamento termico in acqua (Variazione massima di peso dopo 56 giorni a 50°C, asciugatura e riesposizione per 24 ore a 80°C) <ul style="list-style-type: none"> <li>• Apparenza generale</li> <li>• Variazione di massa</li> <li>• Variazione di resistenza a trazione *</li> <li>• Variazione di allungamento *</li> </ul>	EN 1928 Metodo B	No blister ≤ 3.0 % ≤ 20 % ≤ 20 %
Resistenza a ossidazione <ul style="list-style-type: none"> <li>• Variazione di resistenza a trazione *</li> <li>• Variazione di allungamento *</li> </ul>	EN 14415 Metodo A	≤ 10 % ≤ 10 %
Invecchiamento UV accelerato (3000 h – 350 MJ/m <sup>2</sup> ) con cicli alternati secco/bagnato Valore di picco a rottura del geotessile * <ul style="list-style-type: none"> <li>• Resistenza a trazione</li> <li>• Allungamento</li> </ul> Valore di picco a rottura della geomembrana * <ul style="list-style-type: none"> <li>• Resistenza a trazione</li> <li>• Allungamento</li> </ul>	EN 12224	≤ 15 % ≤ 15 %  ≤ 15 % ≤ 15 %

## SISTEMA DRENANTE

A seguito della ricognizione effettuata da SP nei giorni 16 e 17 Novembre 2020, si ritiene che sia adeguato includere un sistema di drenaggio al disotto del manto in geomembrana ed esteso su tutta la superficie del paramento di monte dell'opera di sbarramento.

Il sistema di drenaggio svolgerà una componente importante per la durabilità del manto in geomembrana, in quanto concepito per impedire l'accumulo di acqua e l'insorgere di conseguenti sottopressioni al di sotto della geomembrana, soprattutto in caso di rapide escursioni del livello d'invaso. Il sistema di drenaggio è inoltre necessario al fine di evitare che le filtrazioni fisiologiche attraverso la geomembrana, potenzialmente dovute a piccoli difetti e/o danneggiamenti (eventualità comunque remota) e/o provenienti dalle periferie del sistema per aggiramento delle tenute, possano permeare senza adeguato controllo attraverso il manto bituminoso esistente.

Il sistema di drenaggio sarà costituito dai seguenti elementi:

- o Geodreno;
- o Condotti Verticali;
- o Collettore Perimetrale;
- o Condotti di Scarico;
- o Condotti di Ventilazione.

Il GEODRENO sarà ad elevata trasmissività, formato dall'accoppiamento a caldo durante la fabbricazione tra una georete e un geotessuto non-tessuto con funzione di filtro-protezione.

I CONDOTTI verticali saranno ad altissima capacità drenante formati dalla cavità interna all'accoppiamento dei profili metallici a forma di U e  $\Omega$  del sistema di ancoraggio dal paramento di monte.

Il COLLETTORE PERIMETRALE di larghezza 1 m, localizzato lungo la periferia del manto in geomembrana, ovvero immediatamente a monte dell'ancoraggio perimetrale, servirà ad agevolare il drenaggio verso i punti di scarico delle acque di filtrazione.

I CONDOTTI di SCARICO, di diametro di 80 mm, perforati al piede del paramento di monte e collegati al sistema di drenaggio e monitoraggio delle perdite esistente. Il numero di condotti varierà a seconda della necessità di suddividere il paramento di monte in compartimenti di drenaggio separati e dunque permettere un monitoraggio selettivo delle filtrazioni.

Per la diga Medau Zirimilis i condotti di scarico saranno perforati attraverso il cunicolo di ispezione esistente. Per la diga di Carru Segau invece i condotti di scarico potranno essere perforati attraverso il manto bituminoso e nel corpo diga fino a raggiungere la tubazione longitudinale, installata circa 3 m a valle del manto bituminoso. La perforazione, meno agevole ma tuttavia fattibile con le moderne tecnologie, potrebbe essere facilitata dall'impiego di sonde teleguidate a controllo magnetico.

I CONDOTTI di VENTILAZIONE realizzati lungo il coronamento, serviranno a preservare la pressione atmosferica al di sotto del manto in geomembrana e facilitare il drenaggio gravitativo.

#### ANCORAGGIO AL PARAMENTO DI MONTE

Il manto in geomembrana deve poter resistere all'azione dinamica del vento e dell'acqua, nonché rimanere stabile sul paramento di monte, senza presentare ondulazioni o pieghe. Le pieghe sono un elemento deleterio per la durabilità del manto in quanto sotto la pressione del carico d'acqua possono generare tensioni localizzate.

Il sistema della geomembrana in PVC dovrà quindi essere ancorato al paramento in conglomerato bituminoso con un sistema composto dall'accoppiamento di speciali profili metallici in grado di determinare un effetto di tensionamento, oltre che fornire adeguata resistenza ai carichi ambientali.

#### ANCORAGGIO PERIMETRALE

Il sistema di impermeabilizzazione dovrà includere un ancoraggio continuo della geomembrana lungo la periferia dell'esistente manto bituminoso. L'ancoraggio perimetrale servirà anche per un'efficace tenuta stagna.

#### ANCORAGGIO AL CORONAMENTO

La geomembrana sarà inoltre ancorata in maniera continua lungo il coronamento della diga, posizionato sul cordolo di calcestruzzo esistente. L'ancoraggio al coronamento non è concepito per attuare una tenuta stagna, ovvero è efficace contro l'infiltrazione delle acque di pioggia ed eventuali risalite d'onda.

#### SALDATURA DEI FOGLI DI GEOCOMPOSITO

Il collegamento tra i fogli del geocomposito riveste una parte fondamentale della buona riuscita del lavoro. Questa lavorazione dovrà essere eseguita durante l'installazione, direttamente sul paramento di monte, mediante saldatura a caldo. Tutte le saldature termiche dovranno essere eseguite da saldatori specializzati e saranno controllate in conformità ai metodi previsti dalle normative ASTM e/o EN UNI.

### **7.3.4 STIMA dei COSTI**

Come precedentemente descritto la soluzione prevista è sintetizzata nei seguenti aspetti di rilievo:

- Il manto in geomembrana andrà a estendersi con continuità sull'intera superficie del paramento di monte dell'opera di sbarramento, dal parapetto lungo il coronamento al taglione in fondazione al piede di monte, creando una barriera efficace alle filtrazioni;
- Il sistema andrà ad includere uno specifico elemento drenante collocato al di sotto della geomembrana avente come funzione l'evacuazione delle minime filtrazioni fisiologiche che possono permeare attraverso il manto stesso o dalle periferie del sistema per aggiramento delle tenute;
- La geomembrana sarà saldamente fissata al paramento di monte per mezzo di un sistema di ancoraggio formato da specifici profili metallici, progettato con la finalità di resistere le forze dinamiche prodotte dal vento o dalle acque del serbatoio, e inoltre concepito con l'intento di ottenere un effetto tensionante e conseguentemente una superficie del manto liscia e priva di pieghe;
- La geomembrana sarà collegata agli elementi di calcestruzzo periferici (taglione al piede e parapetto lungo il coronamento) per mezzo di una tenuta formata da profili metallici e apposite guarnizioni.

La geomembrana selezionata è una geomembrana composita Sibelon (o similare), formato dall'accoppiamento a caldo durante la fabbricazione tra una geomembrana di PVC dello spessore di 3,0 mm, ed un geotessuto

non-tessuto in polipropilene da 500 g/m<sup>2</sup>.

La geomembrana dovrà includere uno speciale trattamento della superficie esterna, formato da una sottile pellicola su base acrilica dello spessore di 3 micron (Heliogravure Technology), ideata per creare una barriera fisica tra la geomembrana e l'ambiente e dunque incrementare notevolmente la resistenza alle radiazioni solari, agli attacchi chimici e biologici, nonché minimizzare la formazione di funghi e alghe.

Sulla base di offerte ricevute per questo tipo di fornitura e lavorazione si è assunto un prezzo unitario di 90Eu/m<sup>2</sup> se si considerano i cantieri di Medau Zirimilis e Carru Segau separati temporalmente p di 87.5 Eu/m<sup>2</sup> nel caso venga considerata la contemporaneità dei cantieri.

Questo prezzo include:

- Trasporto delle attrezzature normali e speciali, allestimento di cantiere;
- Produzione e fornitura di tutti i materiali ed accessori per la corretta installazione del manto in geomembrana;
- Pulizia del paramento di monte, rimozione di depositi organici e vegetazione, rimozione di elementi instabili, smerigliatura di spigoli vivi, sigillatura con idoneo mastice di fessure e cavità incompatibili con la buona e durevole esecuzione dei lavori;
- Installazione del manto in geomembrana, geodreno, tenute perimetrali, fissaggi al paramento e al coronamento;
- Controllo di qualità delle saldature (100%) e di tutte gli ancoraggi (100%).

Sono esclusi i costi della deviazione delle acque e di pulizia di eventuali detriti depositati sul piede diga di monte.

Sulla base di quanto sopra esposto risulta un costo pari a:

- 3.6 MEu per la diga di Meda Zirimilis (41,400 m<sup>2</sup>)
- 2.9 MEu per la diga di Carru Segau (33,300 m<sup>2</sup>)

Questi importi sono da ritenersi con IVA esclusa.

## **7.4 ALTERNATIVA con MANTO BITUMINOSO**

### **7.4.1 INTRODUZIONE**

Il presente studio della fattibilità delle alternative progettuali oltre ad una valutazione tecnica della soluzione con membrana in PVC, intende discutere anche l'alternativa della riparazione del manto attraverso:

- la fresatura totale dello strato impermeabile superiore e quindi il rifacimento del sigillo superficiale per la diga di Medau;
- il trattamento delle fessure e sigillo superficiale per la diga di Carru Segau.

### 7.4.2 INTERVENTI SIMILARI

La fresatura e la ricostruzione ex-novo dello strato superiore è un tipo di intervento utilizzato frequentemente come manutenzione straordinaria dei manti bituminosi delle dighe.

Nella seguente tabella sono riportati solo alcuni casi di cui lo scrivente è a conoscenza, tramite esperienza personale o riferimenti bibliografici (Icold, website, brochure, etc.):

NOME della DIGA	LUOGO	ANNO di RIPARAZIONE	NOTE
Kruth	Francia	2020	La diga di Kruth-Wildenstein, costruita tra il 1960 e il 1965, è il principale bacino idrico a servizio della zona di produzione dell'Alto Reno. Nell'anno 2019, dopo quindi quasi 60 anni di vita senza particolari problemi, i primi due strati sono scivolati verso il basso creando una frattura sul pacchetto impermeabile. Le altre zone non presentavano particolari problemi ma è stato deciso di rimuovere l'intero pacchetto iniziale e sostituirlo con uno realizzato ex novo.
Feldseedamm	Austria	2019	La diga del Feldsee è situata a più di 2.200 m.s.l. nelle vicinanze di un ghiacciaio. A seguito di un innalzamento della diga, sono stati necessari lavori strutturali ai piedi della stessa ed è stato realizzato un nuovo manto impermeabile in asfalto nella zona interessata dai lavori di consolidamento. Laddove si sono riscontrate aree localmente danneggiate si è proceduto ad una fresatura del manto esistente e ad un rifacimento del pacchetto impermeabile. Al fine di collegare i nuovi strati con lo strato esistente sottostante dopo aver eseguito la fresatura la superficie è stata pulita e trattata con una mano d'attacco per avere una perfetta aderenza. Nella zona interessata dei lavori di consolidamento è stato realizzato un nuovo manto.
Wurtendamm	Austria	2019	La diga del Wurten, costruita all'inizio degli anni settanta è situata a 1700 metri sul livello del mare. Durante gli anni di esercizio non aveva mai subito interventi di manutenzione straordinaria e la sua funzionalità era ancora ben integra fatta eccezione per alcune lesioni che si erano create nella parte alta della diga. In previsione di un innalzamento della diga è stato deciso di intervenire con la manutenzione straordinaria rifacendo il manto impermeabile per tutta la superficie, pertanto si è proceduto alla fresatura dello strato di tenuta superficiale e la sua sostituzione con un nuovo manto impermeabile.
Almendra	Spagna	2018	La diga di Almendra, costruita nel 1968 fa parte di uno dei più importanti impianti della Spagna. Il manto di tenuta è costituito da un pacchetto in asfalto del tipo a sandwich, con un sigillo di protezione superficiale in mastice. Nel 1991 il sigillo in mastice superficiale è stato rifatto, per prolungare la vita utile del manto impermeabile. Nel 2018 si è di nuovo rinnovato tale sigillo, dopo quasi 20 anni dall'ultima manutenzione. Il manto della diga presentava alcune lesioni superficiali e altre profonde calcolate in oltre 2.000 metri di lesioni da riparare. Queste sono state tutte puntualmente trattate e riempite con bitume modificato fino a rifiuto. Tutta la superficie della diga infine è stata ricoperta con un nuovo strato di mastice a caldo per prevenire il

			deterioramento superficiale dovuto alle notevoli escursioni termiche a cui la diga è sottoposta durante l'anno e proteggerla dai raggi solari che durante la stagione estiva portano la temperatura ambientale oltre i 40°.
Whera	Germania	in corso	La diga di Whera nel sud della Germania, costruita nel 1972, sarà ripristinata nel 2021 da Strabag. L'intervento prevede la fresatura di 2/3 centimetri dello strato superficiale impermeabile e la realizzazione di un nuovo strato. A quanto risulta la presenza di amianto nello strato da fresare ricopre una notevole complicazione esecutiva.
Eggbergbecken	Germania	2018	Il bacino di Eggbergbecken è stato oggetto di una manutenzione straordinaria nell'anno 2018 eseguita per opera di Walo. Il bacino, costruito nel 1967, presentava alcune zone deteriorate, in particolare nella zona di "marea" dell'acqua. Il lavoro è consistito nella fresatura della sola zona deteriorata, una fascia di circa 5 metri per tutta la lunghezza del bacino, la sua sostituzione con un nuovo manto di tenuta e infine l'applicazione su tutta la superficie di uno strato di mastice a caldo.
Hennetalsperre	Germania	2020	La diga, inizialmente costruita nel 1955, è stata oggetto di lavori di manutenzione nell'anno 2020. L'intervento è consistito nella rimozione dei primi metri.
Bumbuna	Sierra Leone	2005	La costruzione della diga di Bumbuna venne interrotta, a causa della guerra civile, quando i lavori del manto non erano ancora terminanti. Durante il periodo di interruzione, il paramento della diga è rimasto direttamente esposto alle condizioni atmosferiche e alle sollecitazioni termiche senza l'effetto di mitigazione della temperatura dell'arginamento dovuto alla presenza dell'acqua. Riaperto il cantiere, dopo circa cinque anni di fermo, il manto si è presentato con una diffusa presenza di fessure corrispondenti a circa il 35% della superficie totale. L'intervento di riabilitazione ha compresa la fresatura dello strato di tenuta superiore per una profondità di 3 cm, tranne nelle zone in cui lo strato superiore non era stato completato prima dell'interruzione dei lavori e ricostruito l'intero strato di tenuta superiore dello spessore di 6 cm e protezione con un rivestimento sigillante.

### 7.4.3 DIGA di MEDAU

#### INTRODUZIONE

Da quanto espresso nei paragrafi precedenti, benché lo stato fessurativo del manto risulti essere diffuso, si ritiene che presumibilmente queste fessure intacchino principalmente lo strato superiore impermeabile.

L'intervento proposto, già utilizzato in situazioni similari, si svilupperà nelle seguenti fasi lavorative:

- o rimozione delle guaine bituminose poste sul paramento;
- o fresatura per strisce parallele ad una profondità superiore allo spessore dell'ultimo strato di tenuta in conglomerato bituminoso (9-10cm) al fine di avere un irruvidimento dello strato di tenuta sottostante;
- o lavaggio ad alta pressione e ad aria compressa delle aree fresate;

- o ripristino delle lesioni profonde tramite approfondimento della fresatura, pulizia, spruzzatura di emulsione bituminosa e riempimento per strati successivi di conglomerato bituminoso fino a riportarsi al livello del restante paramento, con relativa compattazione;
- o spruzzatura emulsione bituminosa di attacco su tutto il paramento di monte;
- o stesa del nuovo strato di tenuta in conglomerato bituminoso con spessore di 7 cm;
- o compattazione del nuovo strato in conglomerato bituminoso;
- o compattazione e trattamento dei giunti;
- o sigillo superficiale.

#### FRESATURA DEL MANTO BITUMINOSO ESISTENTE

Dopo aver rimosso le guaine bituminose, utilizzate dal gestore per riparare le lesioni, si prevede la rimozione completa dell'ultimo strato di tenuta in conglomerato bituminoso. Questa rimozione avverrà per strisce parallele e riguarderà l'intero strato superficiale impermeabile su tutta la superficie del paramento di monte, per uno spessore di 9-10 cm, al fine di migliorare l'ancoraggio del nuovo conglomerato a quello esistente. Si dovranno accuratamente eliminare eventuali residui che potrebbero compromettere l'ancoraggio del nuovo strato.

Generalmente questo tipo di intervento è eseguito dall'alto verso il basso e il materiale fresato viene caricato all'interno di un dumper che si muove parallelamente alla fresa. Entrambe le macchine sono ancorate a degli argani posti sul coronamento; il materiale fresato e caricato sul nastro della macchina viene scaricato direttamente all'interno del cassone del dumper per ridurre al minimo la possibile contaminazione della superficie sottostante. Eventuale materiale rimasto sulla superficie del paramento verrà successivamente asportato.

Il materiale fresato potrà essere utilizzato, previa validazione delle miscele di qualifica, nella produzione del conglomerato bituminoso dello strato impermeabile da realizzarsi successivamente.

Le seguenti figure mostrano le attività di fresatura dello strato impermeabile della diga di Bumbuna (Sierra Leone), di cui lo Studio Pietrangeli è stato Progettista e Direttore dei Lavori.



Figura 7.4.1: Diga di Bumbuna (Sierra Leone), Fresatura delle strato superiore impemeabile

### LAVAGGIO AD ALTA PRESSIONE E ARIA COMPRESSA DELLE AREE FRESATE

L'intero paramento una volta fresato sarà lavato con acqua ad alta pressione, al fine di rimuovere tutti i residui di lavorazione esistenti. Al fine di non contaminare l'ambiente si dovrà prevedere la raccolta delle dell'acqua di lavaggio, che dovranno essere convogliate ad un impianto di microfiltrazione.

Una volta che le superfici saranno scevre da residui e polveri verrà applicata un'emulsione bituminosa.

### RIPRISTINO DELLE LESIONI PROFONDE

Laddove si riscontrino delle lesioni ad andamento univoco e regolare con profondità maggiore di 30 mm, bisognerà procedere ad un approfondimento della fresatura a freddo oppure con taglio e demolizione a mano per le aree più piccole.

In questi casi si dovrà prevedere una riparazione che si articola nelle seguenti principali fasi:

- o approfondimento della fresatura per strati successivi fino a rimuovere tutti gli strati interessati dalle lesioni. Generalmente si procede con larghezze di fresatura sempre inferiori a mano a mano che si scende in profondità, al fine di migliorare l'aggrappo tra le superfici in fase di riempimento col nuovo conglomerato;
- o carico, trasporto e conferimento a discarica del materiale rimosso;
- o accurata pulizia della superficie, avendo cura di rimuovere qualsiasi sostanza depositata sulla zona lesionata;
- o applicazione di una mano d'attacco con emulsione bituminosa;
- o posa in opera di griglia di rinforzo;
- o applicazione localizzata del nuovo conglomerato bituminoso in strati successivi ciascuno di spessore non superiore ai 10 cm fino al livello della restante pavimentazione;
- o compattazione tramite rullo o piastra vibrante.

La seguente figura mostra l'approfondimento della fresatura per singoli strati successivi:

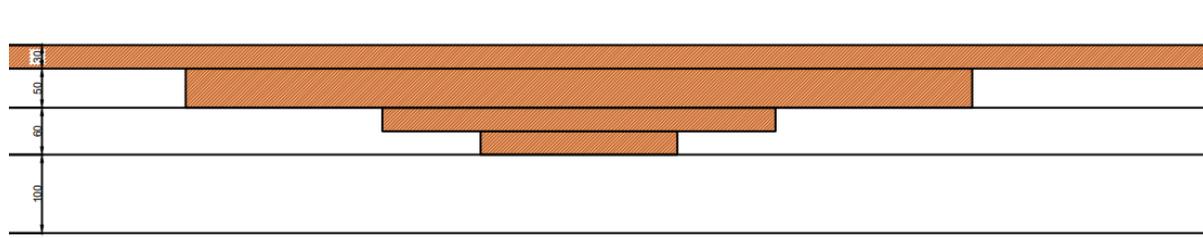


Figura 7.4.2: esempio di approfondimento della fresatura su lesioni profonde

Il progettista prevede che nel caso di lesioni ad andamento univoco e lineare il manto bituminoso ammalorato debba essere asportato per una fascia di larghezza almeno pari a 45 cm, per una profondità variabile in base alla lesione riscontrata.

Nel caso di lesioni diffuse ad andamento non univoco e non lineare del manto bituminoso ammalorato le aree da asportare dovranno essere almeno pari a 1 mq, per una profondità variabile in base alla lesione riscontrata.

Anche in questo caso dovrà essere prevista, sulle superfici pulite, l'applicazione a spruzzo di una mano di primer bituminoso.

Nel caso di piccole lesioni superficiali che interessino il manto impermeabile invece si ritiene sufficiente:

- o la pulizia della fessura e
- o l'applicazione di bitume modificato a caldo e sua compattazione

Nel caso in cui le fessure fossero leggermente più grandi si potrà intervenire invece allargando meccanicamente la fessura e riempiendo con nuovo materiale la cavità per poi compattarla con costipatori a mano fino a garantire la perfetta adesione con gli strati circostanti.

#### SPRUZZATURA EMULSIONE BITUMINOSA DI ATTACCO

La superficie di posa dovrà essere ricoperta da uno strato di ancoraggio di emulsione bituminosa in ragione di 0,3-0.5 kg/mq. La spruzzatura dell'emulsione dovrà essere effettuata tramite barra spruzzatrice che sparga l'emulsione in maniera omogenea e uniforme.

#### STESA DEL NUOVO STRATO DI CONGLOMERATO BITUMINOSO

L'operazione di stesa avverrà per strisce parallele, partendo dal piede della diga fino al coronamento, tramite vibrofinitrice ancorata ad un carro argani posto sul coronamento della diga. Allo stesso carro argani verrà ancorato un dumper che alimenterà la finitrice direttamente in pendenza ed un rullo 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 spostamento gli altri argani dovranno restare indipendenti per consentire che le operazioni di rullatura non vengano interrotte.

La larghezza di stesa generalmente non supera i 4m e la macchina finitrice viene dotata di uno speciale banco appesantito per poter ottenere un grado di compattazione almeno pari al 95% già dopo la posa. Nella stesa occorrerà inoltre tenere in considerazione la curvatura della diga e quindi la necessità di partire con una larghezza inferiore per allargarsi durante la risalita.

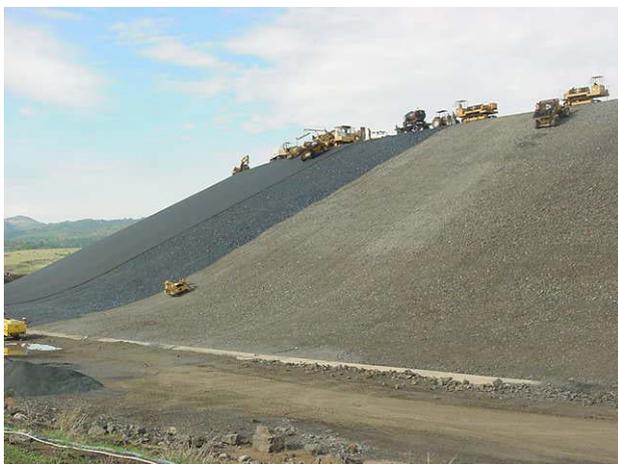


Figura 7.4.3: Diga di Gigel Gibe, Schema di stesa



Figura 7.4.4: Diga di Arcigliaro, strato imp., compattazione

Il progettista ritiene che il nuovo strato impermeabile debba avere uno spessore minimo di 7 cm, benché inferiore di circa 2 cm rispetto a quello esistente. La recente pratica oriente verso questa scelta progettuale, che sembra un ottimo compromesso tra prestazione e costo

La stesa del conglomerato bituminoso non dovrà essere 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 o quando la temperatura ambiente sia inferiore ai 5°C.

Gli elementi critici di questo processo risultano essere: La temperatura di posa, la compattazione, nonché l'esecuzione di strisce parallele. Di particolare criticità risulta essere la temperatura dei giunti di sovrapposizione delle strisciate, che potrebbero causare la creazione di giunti freddi.

Come precedentemente descritto si ritiene che proprio la creazione di giunti freddi lungo le strisciate parallele abbia contribuito in maniera determinante a generare un così diffuso stato fessurativo.

#### COMPATTAZIONE DEL NUOVO STRATO IN CONGLOMERATO BITUMINOSO

Il progettista ritiene che la compattazione del materiale possa avvenire con un rullo da 4 ton al fine di ottenere un valore di vuoti residui < 3%.

La verifica dell'impermeabilità del manto potrà essere effettuata giornalmente con l'utilizzo del vacuometro. Questo tipo di controllo, benché puntuale è di facile e rapida esecuzione, pertanto si potranno eseguire numerose prove e quindi avere un controllo accurato dell'esecuzione

Come precedentemente espresso la sovrapposizione dei giunti longitudinali riveste un elemento di particolare importanza. Si dovrà programmare e realizzare i giunti 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.

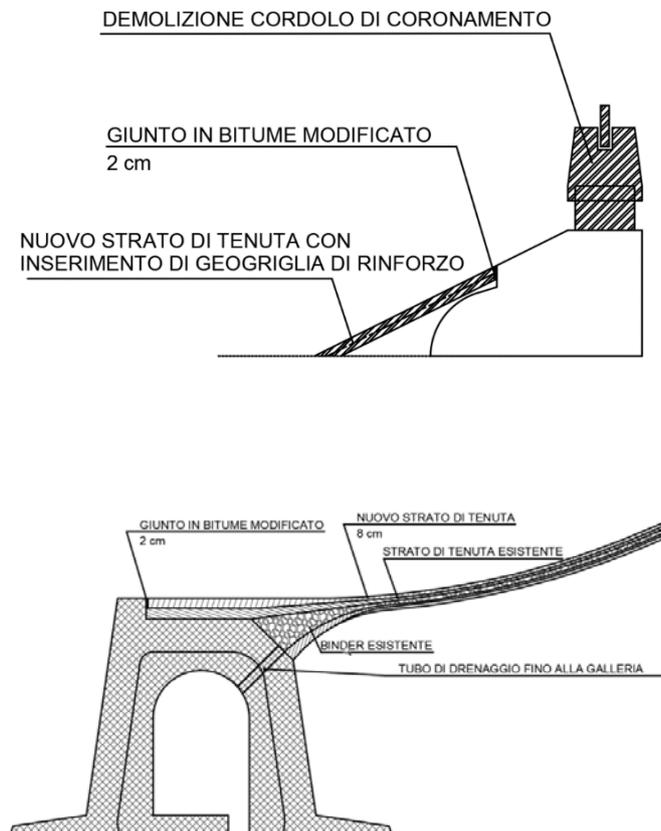
#### RIPRISTINO DEI GIUNTI A CONTATTO CON LE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO

L'intervento di ripristino dei giunti riguarda in particolare l'attacco delle opere in calcestruzzo con l'adiacente manto in conglomerato bituminoso e dovrà essere articolato nelle seguenti fasi di lavorazione:

- o taglio e asportazione del manto per mettere a nudo il cordolo in calcestruzzo;
- o idropulizia con getto d'acqua o d'aria in pressione per una fascia a cavallo tra la struttura in calcestruzzo e quella in conglomerato bituminoso ed eventuale spazzolatura meccanica per rendere il calcestruzzo perfettamente pulito e privo di parti staccate;
- o spruzzatura di emulsione bituminosa;

- o riempimento del vano col nuovo strato di tenuta in conglomerato bituminoso e contemporaneo annegamento di un listello in legno di 2 cm di spessore;
- o compattazione tramite piastra vibrante e/o rullo;
- o rimozione del cordolo in legno e riempimento del vano mediante colata a caldo di bitume modificato, in una o più passate per evitare eccessivi colamenti.

Nel caso del giunto di coronamento, si dovranno inserire delle geogriglie di rinforzo per una larghezza di circa 1,5 m annegate nel conglomerato, per fornire maggior resistenza allo scivolamento. Le geogriglie dovranno essere in fibra di vetro. Nel caso del giunto alla base del paramento, in corrispondenza del cunicolo di fondo, bisognerà procedere, previa fresatura del cuneo in asfalto, con un taglio a 90° dello spigolo del manufatto in calcestruzzo per una altezza pari allo spessore dell'ultimo strato di tenuta e in corrispondenza del taglio, dopo accurata pulizia, si procederà alla posa del cordolino in legno. Si procederà poi alla spruzzatura di emulsione bituminosa, al riempimento con nuovo strato di tenuta in conglomerato bituminoso, alla compattazione tramite piastra vibrante e/o rullo e infine alla rimozione del cordolino in legno e al suo riempimento mediante colata a caldo di bitume modificato in una o più passate.



Il giunto manto-calcestruzzo, rappresenta un elemento critico del sistema. Per questo motivo, sulla base dell'esperienza della scrivente società, il progettista ritiene importante avere una ridondanza rispetto alla sicurezza a possibili vie di filtrazione, apponendo a cavallo del giunto una membrana in PVC. Le figure seguenti mostrano l'esecuzione di questa lavorazione per la diga di Bumbuna, dove si è eseguita una riparazione simile a quella della diga di Medau, in particolare: fresatura dello strato impermeabile, ricostruzione dello stesso e in corrispondenza del giunto con le strutture in calcestruzzo interposizione di una membrana in PVC.



Figura 7.4.5: Diga di Bumbuna, Protezione Giunto Conglomerato-Calcestruzzo

### SIGILLO SUPERFICIALE

Sopra lo strato nuovo di tenuta sarà steso uno strato di sigillo in mastice bituminoso a caldo previa preparazione del paramento con spruzzatura di emulsione bituminosa.

Lo strato di sigillo superficiale ha la funzione di proteggere il sottostante strato di tenuta preservandolo dall'azione disgregatrice dovuta al ritiro per essiccazione dei materiali come argilla, limo o altro, che possono depositarsi sulla superficie.

Generalmente una composizione con buone caratteristiche prestazionali della miscela è così composta (in peso):

- - 70-75 % filler
- - 25-30 % bitume B70/100.

La posa viene effettuata con un macchinario che mantiene costante la temperatura del mastice e garantisce una distribuzione omogenea del materiale (totale  $\geq 2,0 \text{ kg / m}^2$ ).

### APPLICAZIONE DI PITTURA

Al fine di dare un minore impatto visivo al paramento della diga, si ritiene che dopo le operazioni di stesa del mastice si potrà applicare una mano di pittura a base di calce per rendere il paramento di colore chiaro. La pittura potrà essere messa in opera a spruzzo.

#### **7.4.4 DIGA di CARRU SEGAU**

Sulla base delle osservazioni visive fatte sul manto della diga di sella (Carru Segau) si ritiene che l'intervento di riparazione possa limitarsi a:

- Riparazione delle fessure, che appaiano tutte superficiali, attraverso:
  - la pulizia della fessura e
  - l'applicazione di bitume modificato a caldo e sua compattazione

Per alcune fessure che appaiono leggermente più grandi si potrà procedere allargando meccanicamente la fessura e riempiendo con nuovo materiale la cavità per poi compattarla con costipatori a mano fino a garantire la perfetta adesione con gli strati circostanti.

Sopra lo strato esistente di tenuta sarà steso uno strato di sigillo in mastice bituminoso a caldo previa preparazione del paramento con spruzzatura di emulsione bituminosa.

Anche in questo caso, come previsto per la diga di Medau, si potrà applicare una mano di pittura a base di calce per rendere il paramento di colore chiaro.

#### 7.4.5 STIMA dei COSTI

La stima dei costi dell'intervento di ripristino del manto bituminoso attraverso:

- o la fresatura totale dello strato impermeabile superiore e quindi il suo rifacimento incluso il sigillo superficiale per la diga di Medau;
- o il trattamento delle fessure e sigillo superficiale per la diga di Carru Segau.

è stato preparato sulla base:

- o dell'esperienza di SP su lavori similari;
- o offerta economica preparata per la diga di Medau e Carru Segau da una società con capacità tecniche ed esperienza per poter eseguire questo tipo di lavoro.

Per la preparazione della stima economica non si è potuto far riferimento al prezziario regionale, poiché queste lavorazioni sono altamente specialistiche e quindi non sono riconducibili a prezzi unitari del prezziario regionale.

Si stima come prezzo unitario:

- o 150 Eu/m<sup>2</sup> per le attività descritte al paragrafo 7.4.3 (DIGA di MEDAU);
- o 40 Eu/m<sup>2</sup> per le attività descritte al paragrafo 7.4.3 (DIGA di CARRU SEGAU).

Il prezzo unitario di 150 Eu/m<sup>2</sup> include:

- o Mobilitazione/Demobilizzazione del cantiere;
- o Dispositivi di Sicurezza;
- o Laboratorio di cantiere e prove durante l'esecuzione;
- o rimozione guaine bituminose presenti;
- o Fresatura dello strato superiore impermeabile (circa 9 cm);
- o Esecuzione di chiusura di eventuale lesione presente sugli strati inferiori;
- o Pulizia del paramento a seguito della fresatura;
- o Applicazione di una mano d'attacco di primer;
- o Fornitura e posa in opera dello strato superiore di tenuta di spessore pari a 7 cm;
- o Fornitura e posa in opera di sigillo in mastice a caldo;
- o verniciatura con pittura a calce o similare del paramento al fine di avere una superficie bianca;
- o Installazione di una membrana in PVC in corrispondenza del contatto manto – cunicolo in calcestruzzo;

- Conferimento a discarica di materiale.

Il prezzo unitario di 40 Eu/m<sup>2</sup> include:

- Prove di laboratorio e prelievo di campioni durante l'esecuzione;
- Pulizia del paramento con rimozione delle guaine presenti;
- Esecuzione di chiusura di eventuale lesione presente sugli starti del conglomerato;
- Applicazione di una mano di primer sulla superficie del paramento di monte;
- Fornitura e posa in opera di sigillo in mastice a caldo;
- verniciatura con pittura a calce o similare del paramento al fine di avere una superficie bianca;
- Conferimento a discarica di materiale.

Il prezzo unitario di 40 Euro/m<sup>2</sup> considera la contemporaneità dei cantieri (Diga di Medau e Carru Segau).

Nel caso che non si avesse la contemporaneità dei cantieri, si stima un prezzo unitario di 50 Eu/m<sup>2</sup>.

Sono esclusi i costi della deviazione delle acque e di pulizia di eventuali detriti depositati sul piede diga di monte.

Considerando i prezzi unitari sopra esposti si avrebbe un costo (escluso IVA) pari a:

- 6.2 MEu Per la Diga di MEDAU Zirimilis (superficie di circa 41,400 m<sup>2</sup>);
- 1.3 MEu per la Diga di CARRU SEGAU (superficie di circa 33,300 m<sup>2</sup>) nel caso di contemporaneità dei cantieri.

## 7.5 CONFRONTO delle ALTERNATIVE

Entrambi le soluzioni proposte, sia membrana in PVC che fresatura e ricostruzione dello strato superiore impermeabile in conglomerato bituminoso, hanno una discreta casistica a livello mondiale come interventi di riparazione straordinaria dell'elemento di tenuta del paramento di monte di una diga in rockfill.

I principali pro e i contro della soluzione in PVC possano essere sintetizzati in:

- PRO
  - velocità di installazione della geomembrana, che può essere effettuata anche sott'acqua;
  - facilità di controllo della posa in opere, in particolare delle saldature e ancoraggi perimetrali durante la costruzione;
  - elevata durabilità della geomembrana. Molte opere similari hanno oramai un esercizio di oltre 30 anni. Test di invecchiamento su membrane in PVC da 3 mm di spessore danno risultati di oltre 100 anni;
  - elevata deformabilità della geomembrana in PVC (Tipo Sibelon):
    - Prova in campana idraulica, volta a valutare la resistenza al punzonamento, sopra un supporto molto aggressivo (elementi di roccia spigolosi) ha raggiunto una pressione

- di 1 MPa (100 m di carico) per una membrana in PVC da 2.5 mm;
- Prova in campana idraulica volta a valutare la capacità delle geomembrane di resistere all'intrusione, collocate sopra una larga fessura nel supporto. ha raggiunto una pressione di 2.5 MPa (250 m di carico) per una membrana in PVC da 2.5 mm;
- Ridondanza della tenuta (tre elementi): 1. Manto in PVC, 2. strato superiore e 3. inferiore di tenuta in conglomerato bituminoso;
- facilità e velocità di riparazioni durante l'esercizio, anche con possibilità di intervento anche sott'acqua.
- CONTRO
  - facilità di creare un danno sulla geomembrana a seguito di un atto doloso.

I principali pro e contro della soluzione di riparazione del manto attraverso la fresatura e ricostruzione dello strato superiore, possono essere sintetizzati:

- PRO
  - Ampia casistica positiva sulla durabilità ed efficienza di manti in conglomerato bituminoso, quando eseguiti idoneamente;
  - Riduzione del danno dovuto ad un atto doloso;
- CONTRO
  - Esecuzione della lavorazione all'asciutto ed in assenza di pioggia.

Da un confronto preliminare dei costi tra le due soluzioni, risulta che per la diga di MEDAU ZIRIMILIS si ha:

- 3.6 MEu GEOCOMPOSITO in PVC;
- 6.2 MEu FRESATURA e RICOSTRUZIONE dello STRATO SUPERIORE in CONGLOMERATO BITUMINOSO

Per la diga di CARRU SEGAU si ha:

- 2.9 MEu GEOCOMPOSITO in PVC;
- 1.3 MEu RIPRISTINO SIGILLO in BITUME a CALDO.

Il costo della soluzione del ripristino del sigillo della diga di Carru Segau, è chiaramente minore della soluzione in geocomposito, tuttavia l'efficienza del geocomposito in PVC rispetto al ripristino del solo sigillo è da considerarsi a favore del geocomposito.

## 8 CRONOPROGRAMMA dei LAVORI

### 8.1 INTRODUZIONE

Il presente paragrafo riassume l'esercizio condotto sulla programmazione dei lavori delle alternative progettuali. Si tratta di una prima impostazione di una schedula livello III che dovrà essere ulteriormente approfondita in fase di scelta dell'intervento ed approfondimento del livello di dettaglio.

Le attività sono state scomposte e raggruppate, per esigenze di sintetizzazione, nelle seguenti fasi:

- o Fase 0: rappresenta tutto l'insieme degli interventi propedeutici alle successive fasi, inclusi quelli inerenti l'avandiga; tali interventi non variano a seconda dell'alternativa progettuale scelta;
- o Fase 1A: contiene gli interventi di ripristino del manto sul paramento di monte della diga di Medau e varia a seconda dell'alternativa progettuale scelta;
- o Fase 1B: contiene gli interventi di ripristino del paramento di monte della diga di Carru Segau e varia a seconda dell'alternativa progettuale scelta;
- o Fase 2A: contiene gli interventi di iniezione (metodo GIN) previsti all'interno del cunicolo di base della diga di Medau;
- o Fase 2B: contiene gli interventi di iniezione (metodo GIN) previsti fuori dal cunicolo, in prossimità del plinto;

L'esercizio è stato condotto in due diverse ipotesi, secondo lo schema logico rappresentato di seguito:

ZONA	HP1	FASE	HP2	FASE
Diga di Medau	Membrana PVC	1A	Fresatura e stesa conglomerato	1A
Diga di Carru Segau	Membrana PVC	1B	Sigillatura fessure	1B
Schermo di iniezione da cunicolo	SI	2A	NO	NA
Schermo di iniezione da plinto	SI	2B	SI	2C

Fermo restando la possibilità di implementare altre ipotesi legando differently le varie fasi tra di loro, si vogliono, con tale esercizio, evidenziare alcuni aspetti fondamentali nella pianificazione degli interventi.

In premessa è doveroso citare che tutti gli esercizi sono condotti sulla base della necessità di provvedere, in fase 0, allo svuotamento del bacino, all'analisi dell'avandiga ed al suo restauro. Lo svuotamento e l'esame dell'avandiga devono essere eseguiti a partire dalla stagione secca. Tutte le rimanenti attività, afferenti alle altre fasi eccettuata la 2A (interna al cunicolo e dunque all'asciutto), devono essere contenute in una finestra temporale che, come mostrano le elaborazioni del paragrafo 5.3, sia compresa tra Maggio ed Ottobre. In tale periodo, infatti, le portate di piena del bacino con tempi di ritorno vevoli, sono inferiori al valore di 20 m<sup>3</sup>/s trattabile dallo scarico di fondo. Per enfatizzare i risultati dell'esercizio, la rappresentazione grafica è riportata in funzione della distribuzione temporale della pluviometria sull'anno, evidenziando la stagione secca.

Tale programma è stato di fatto superato, nel corso del processo di approvazione del progetto di Fattibilità Tecnico Economica, dalle risultanze delle conferenze dei Servizi. Si prega pertanto di far riferimento al Vol. 8 di 13 della presente relazione (CRONO PROGRAMMA dell'Intervento).

### 8.2 IPOTESI

La conduzione dell'esercizio è fondata sulle seguenti ipotesi di calcolo:

- 1- I giorni lavorativi settimanali assunti pari a 6/7;

- 2- Festività non considerate;
- 3- Rese unitarie delle attività di posa in opera della membrana in PVC e dei conglomerati bituminosi ipotizzate in prima approssimazione ed affinate tramite il confronto con gli addetti del settore;
- 4- Interventi posizionati nell'anno 2022 per mera convenzione;
- 5- Le attività sono considerate su singolo turno di 9 ore/gg;
- 6- Numero squadre per fase 1A e 1B: 1;
- 7- Numero squadre per fase 2A e 2B: 3;
- 8- La stagione secca è considerata dal 1 Maggio al 30 Settembre;

### 8.3 CRONOPROGRAMMA

Le figure seguenti mostrano i risultati dell'esercizio condotto in entrambe le ipotesi.

Come si evince dal diagramma di Gantt, l'accoppiamento delle varie fasi tra di loro, a seconda delle scelte che si fanno, può aumentare o diminuire il margine di sicurezza temporale. Tale margine è da intendersi come la distanza tra la data di fine della stagione secca, assunta convenzionalmente ad inizio Ottobre, e la fine dell'ultima attività prevista.

E' importante notare che la delineaione di un percorso critico può essere fatta solo in funzione dell'alternativa che si vuole percorrere.

Si mettono in luce i seguenti importanti aspetti risultanti dall'analisi della schedula:

- o Le attività di ripristino del paramento di monte della diga di Medau presentano un margine di sicurezza temporale paragonabile nelle due soluzioni prese in considerazione; c
- o Le attività di esecuzione iniezioni sono maggiormente critiche dal punto di vista dei tempi;
- o La scelta di eseguire le iniezioni GIN secondo quanto mostrato al 6.3.2 "bulbo di iniezione" che prevede l'esecuzione di parte dei fori all'interno del cunicolo mostra dei sicuri vantaggi, sia sotto il profilo temporale, che tecnico:
  - TEMPORALE: L'attività all'interno del cunicolo è svincolata dalla finestra secca, dunque può essere eseguita in ogni momento dell'anno indifferentemente;
  - TECNICO: La sequenza di iniezione migliore implica un forte rallentamento della velocità di filtrazione a seguito delle iniezioni all'interno del cunicolo; in tal modo si riduce fortemente la possibilità che il moto di filtrazione stesso dilavi, anche solo parzialmente, la soluzione iniettata successivamente a monte;
- o La scelta di eseguire le iniezioni GIN secondo l'alternativa descritta al 6.3.1 è di fatto temporalmente non compatibile con la finestra secca, a meno di non aumentare le squadre di intervento (3) o progettare delle turnazioni più intense;

Ad ogni modo, l'esercizio condotto sulla schedula di livello III sottolinea che, qualsiasi scelta esecutiva si faccia, l'aspetto programmatico deve essere approfondito e, in fase esecutiva, monitorato su base almeno settimanale. Ciò in modo da tenere sotto controllo il margine di sicurezza temporale e, in caso il monitoraggio metta in luce uno spostamento in avanti della previsione a finire che viola il vincolo della stagione secca, intervenire tempestivamente con azioni correttive.

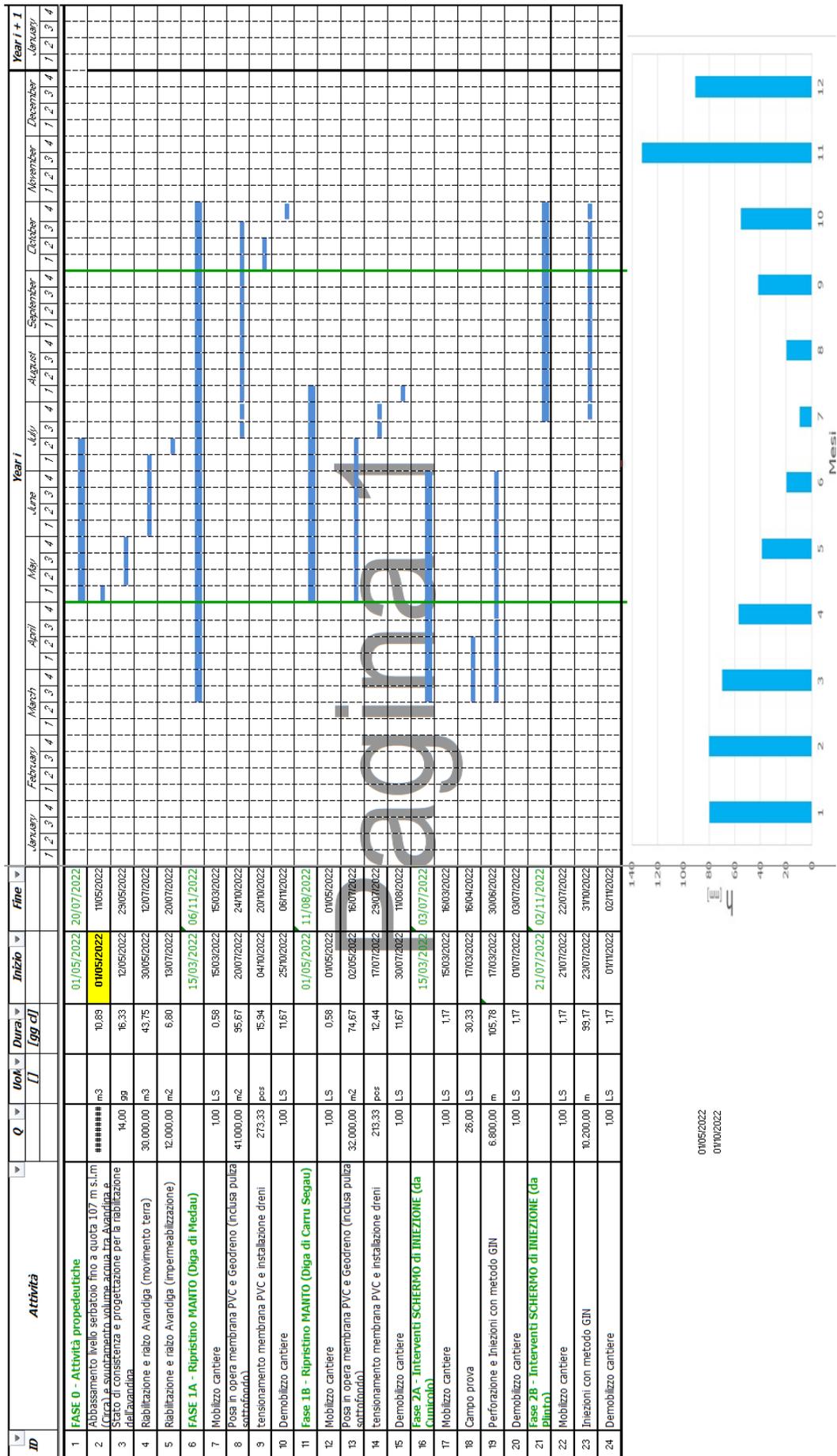


Figura 8.3.1: GANTT, Membrana in PVC + Bulbo di iniezione

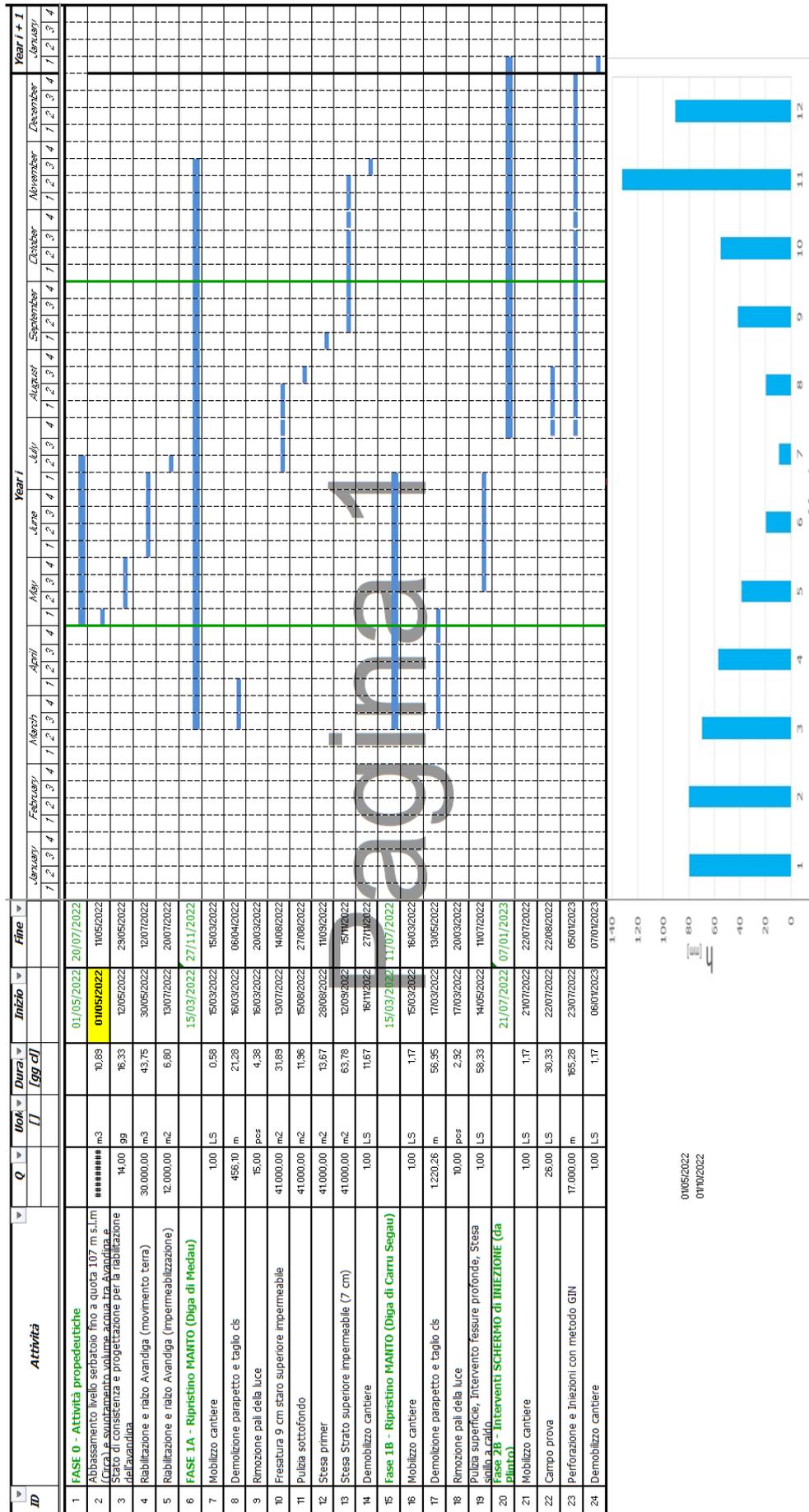


Figura 8.3.2: GANNT, Membrana in PVC + Miglioramento attuale schermo