



REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA
PROVINCIA DI ORISTANO
COMUNE DI PAU

DELIBERAZIONE G. R. N. 5/19 DEL 29.01.2019.
FSC 2014/2020 - LINEA D'AZIONE 2.2.1.
INTERVENTI PER LA MESSA IN SICUREZZA DELLA
DIGA IN LOCALITÀ SENNISCEDDU

PROGETTO DEFINITIVO

Committente: Amministrazione Comunale di Pau

il Sindaco
ing. Franceschino SERRA

il Responsabile del procedimento
ing. Angelica SEDDA

Elab.

A.6.1

**Studio idrologico e di
compatibilità idraulica**

progettisti
ing. Simone Cuccu

collaboratori
ing. Antonello Pacitto

geol. Dario Cinus

data - MARZO 2020

revisione

GENERALITÀ

Con il presente studio si fa riferimento alla comunicazione della Direzione Generale del Servizio territoriale opere idrauliche di Oristano dell'Ass.to Regionale dei Lavori Pubblici prot. n. 30044 del 03/08/2016 recante "Approvazione tecnica in sanatoria e prosecuzione all'esercizio ex art. 26 dell'Allegato A alla L.R. 12/2007 – sbarramento in Loc. Sennisceddu" e la conseguente richiesta di integrazione documentale relativa all'invaso sul Riu Sennisceddu, a seguito di richiesta inoltrata il 07/08/2008 da parte dell'Amm. Comunale di Pau.

Nella predetta comunicazione sono riportate una serie di indicazioni relative alle criticità emerse a seguito di apposito sopralluogo effettuato in data 16/06/2016 dal parte dei funzionari dello STOIOR. Pertanto, il progetto all'oggetto riguarda le attività e le procedure che il Comune di Pau intende porre in essere in essere per un intervento di manutenzione straordinaria dello sbarramento di *Sennisceddu* e nel più generale ambito della procedura di autorizzazione alla prosecuzione di esercizio.

Si specifica inoltre che l'analisi seguente è stata predisposta secondo l'allegato E delle Norme di attuazione (NA) del PAI, con l'obiettivo di dimostrare le finalità indicate nell'art. 23 comma 6, e nell'art. 24 della stessa normativa.

RIFERIMENTI NORMATIVI

I principali riferimenti legislativi e normativi di settore cui si è fatto riferimento per la redazione del presente progetto riguardano:

- D.M. Infrastrutture e Trasporti del 26/06/2014 - Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse);
- L.R. n. 9 del 19/05/2014 - Norme urgenti in materia di opere pubbliche, dighe di competenza regionale e disposizioni varie;
- L.R. n. 17 del 04/08/2011 - art. 1 Disposizioni in materia di opere idrauliche di competenza regionale - Disposizioni varie in materia di realizzazione e finanziamento di opere pubbliche e relative all'interruzione della procedura di liquidazione dell'ESAF;
- D.Lgs. n. 49 del 23/02/2010 - Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni;
- D.G.R. n. 13/12 del 04/03/2008 - D.Lgs. 3 aprile 2006 n. 152, art. 114 (dighe) – Approvazione delle “Linee guida per la predisposizione dei progetti di gestione degli invasi e per l'esecuzione delle operazioni” redatte in attuazione della D.G.R. n. 28/39 del 26 luglio 2007;
- L.R. n. 12 del 31/10/2007 - Norme in materia di progettazione, costruzione, esercizio e vigilanza degli sbarramenti di ritenuta e dei relativi bacini di accumulo di competenza della Regione Sardegna.
- D.M. Infrastrutture e Trasporti del 17/01/2018 (Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni);
- R.D. n. 523/1904 (T.U. sulle opere idrauliche);
- P.U.C. del Comune di Pau;
- Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI);
- “Svolgimento delle verifiche di sicurezza delle infrastrutture esistenti di attraversamento viario o ferroviario del reticolo idrografico della Sardegna nonché delle altre opere interferenti nel territorio del Comune di Pau” – Maggio 2018;

IL TERRITORIO DI RIFERIMENTO

Inquadramento geografico e cartografico

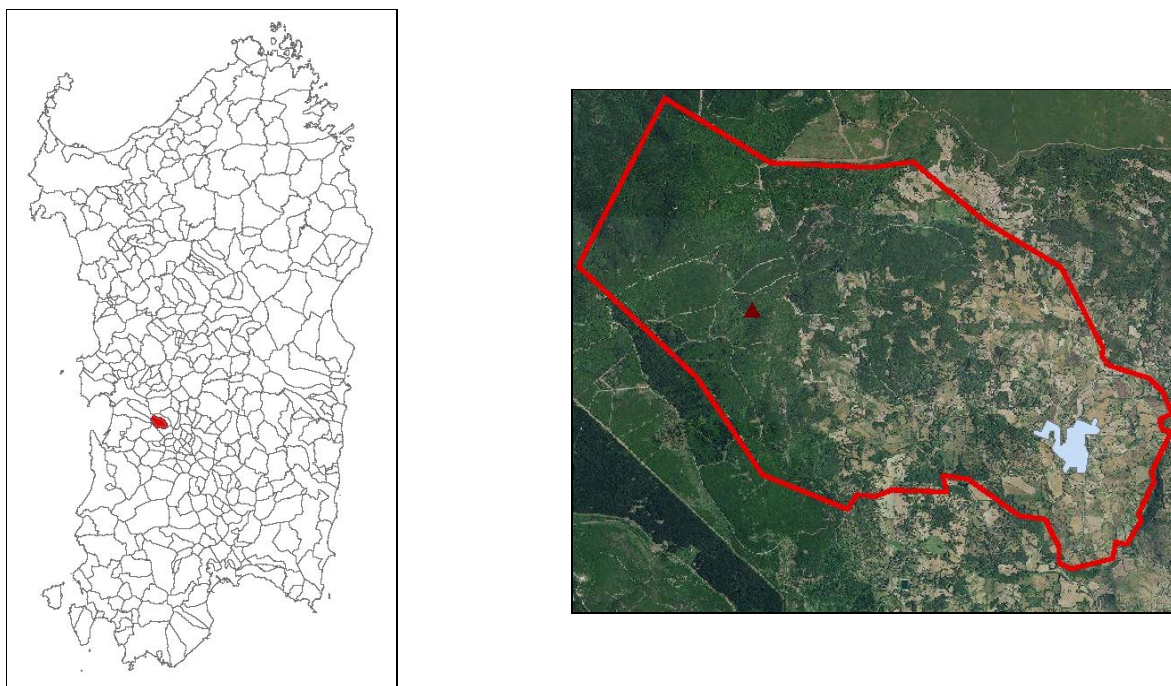
Il Comune di Pau fa parte della Provincia di Oristano ed è situato nella parte centro-occidentale della Sardegna, ad una distanza di circa 21,5 km in direzione sud-est dal capoluogo.

La zona oggetto dell'intervento riguarda l'invaso creato dallo sbarramento in località *Sennisceddu* che a sua volta è all'interno del Monte Arci a circa 3,5 km dal paese, in direzione nord-ovest.

Per lo studio sono state impiegate le seguenti carte:

- Cartografia Tecnica Regionale (CTR) in scala 1:10.000 F. n. 529-140 "*Pranu Santa Lucia*" e n. 539 020 "*Ales*";
- Carta d'Italia in scala 1.25.000 dell'IGM F. n. 529 sez. III "*Villaurbana*" e n. 539 sez. IV "*Ales*";
- cartografia catastale del territorio comunale;
- Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 F. 217 "Oristano".

È stato poi impiegato il modello digitale del terreno (DTM) passo 10 m messo a disposizione dalla Regione Sardegna.



Figg. n. 1 e 2 – Comune di Pau (in rosso), abitato (in azzurro) e diga (in marrone)

Inquadramenti geologico

Relativamente alla geologia del territorio e al suo inquadramento si rimanda a quanto riportato nell'*Elab. A.3 – Relazione geologica* allegata al progetto di cui al presente studio.

Inquadramento idrogeologico

Relativamente alla idrogeologia del territorio e al suo inquadramento si rimanda a quanto riportato nell'*Elab. A.5 – Relazione idrogeologica* allegata al progetto di cui al presente studio.

PIANIFICAZIONE DI SETTORE

La pianificazione di settore riguarda diversi studi che a livello territoriale e comunale hanno interessato il corso d'acqua oggetto di studio.

Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI)

Il Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI), redatto dalla Regione Autonoma della Sardegna ai sensi del D.L. n. 180 del 11/06/1998, convertito con L. n. 267 del 03/08/1998, è stato emanato con D.P.R. Sardegna n. 67 del 10/07/2006. Nel 2008, nel 2010 e nel 2013 sono state approvate modificazioni e varianti, l'ultima delle quali legata all'approvazione del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni in data 30/07/2015.

Il PAI è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa ed alla valorizzazione del suolo, alla prevenzione del rischio idrogeologico, sulla base delle caratteristiche fisiche ed ambientali del territorio interessato.

Il PAI individua le aree soggette a inondazioni e a fenomeni franosi. Ne consegue una determinazione di tre entità, *pericolosità*, *elementi a rischio* e *rischio*, delle quali pericolosità e rischio classificati in funzione di quattro differenti tempi di ritorno (50, 100, 200, 500 anni).

Indicazioni relative alla zona di intervento. Il Riu Sennisceddu e il Rio Bau Maiori, non sono stati oggetto di indagine, pertanto non è associata a questi rii alcuna pericolosità.

Piano Stralcio per le Fasce Fluviali (PSFF)

Il Piano Stralcio per le Fasce Fluviali (PSFF), redatto dalla Regione Autonoma della Sardegna ai sensi dell'art. 17, comma 6 della L. n. 183 del 19/05/1989 quale Piano Stralcio del Piano di Bacino Regionale relativo ai settori funzionali individuati dall'art. 17, comma 3 della legge precedentemente riportata, è stato approvato mediante nuova procedura e in via preliminare dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino della Sardegna con D.C.I. n. 1 del 20/06/2011. Successivamente, nel 2012 e nel 2013 sono intervenuti una nuova adozione preliminare e la adozione definitiva, con D.C.I. n. 1 del 20.06.2013 con un iter che si è concluso con la definitiva adozione mediante D.C.I. n. 1 del 07/07/2015.

Il PSFF, come il PAI, ha valore di piano territoriale di settore ed è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo, mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso riguardanti le fasce fluviali. Costituisce un approfondimento ed una integrazione necessaria al Piano di Assetto Idrogeologico in quanto è lo strumento per la delimitazione delle regioni fluviali funzionale a consentire, attraverso la programmazione di azioni (opere, vincoli, direttive), il conseguimento di un assetto fisico del corso d'acqua compatibile con la sicurezza idraulica, l'uso della risorsa idrica, l'uso del suolo (ai fini insediativi, agricoli ed industriali) e la salvaguardia delle componenti naturali ed ambientali.

Analogamente al PAI, anche il PSFF individua le aree soggette a fenomeni di allagamento ragionando in termini di *pericolosità*, *elementi a rischio* e *rischio*. Tuttavia, pericolosità e rischio sono stati classificati in funzione di cinque differenti tempi di ritorno 2 (non presente nel PAI), 50, 100, 200, 500 anni.

Indicazioni relative alla zona di intervento. Il Riu Sennisceddu e il Rio Bau Maiori, non sono stati oggetto di indagine, pertanto non è associata a questi rii alcuna pericolosità.

Del. Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino Regionale n. 1 del 31/01/2014

A seguito dell'evento calamitoso di carattere alluvionale definito "Cleopatra" e verificatosi nel Novembre del 2013, il Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino ha deliberato l'approvazione di una cartografia che tenesse conto delle aree di allagamento riscontrate e segnalate dai comuni interessati. Tali aree risultano d'ufficio interessate da vincolo classificato Hi4.

Indicazioni relative alla zona oggetto dello studio. La porzione di territorio oggetto di studio non è perimetrata ai sensi della citata delibera.

Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni del distretto idrografico della Regione Autonoma della Sardegna (PRGA)

La Proposta del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni è stata adottata con D.C.I. n. 1 del 30/07/2015 dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino della Sardegna in attuazione di quanto previsto dal D.Lgs. n. 152/2006, art. 13, e dal D.Lgs. n. 49/2010, art. 7 oltre che della Direttiva 2007/60/CE. La sua entrata in vigore è prevista per dicembre 2015.

Con esso si intende coordinare e coinvolgere tutti gli aspetti della gestione del rischio alluvioni con particolare riferimento alle misure non strutturali e di interventi strutturali finalizzati alla prevenzione, protezione e preparazione rispetto al verificarsi di detti eventi alluvionali e alle conseguenze negative che ne derivano per la salute umana, il territorio, i beni, l'ambiente, il patrimonio culturale e le attività economiche e sociali.

Dal punto di vista operativo il PRGA si integra e si coordina con il PAI e con il PSFF, in particolare come evidenziato dall'introduzione del Titolo V delle Norme di Attuazione del PAI cui si devono uniformare gli studi di natura idrogeologica sin dal 30/07/2015.

Per quanto concerne poi il quadro conoscitivo che il PRGA ha il compito di ricomporre, nell'ambito della pericolosità sono stati considerate le aree interessate dall'evento alluvionale "Cleopatra" del 18/11/2013, oltre alle aree già individuate da PAI, PSFF e dai vari studi a livello locale ex art. 8 delle NA del PAI.

Sempre nel PRGA, dal punto di vista metodologico, vengono apportate due significative novità rispetto a quanto definito dal PAI. Infatti le classi di pericolosità sono definite in funzione di quanto stabilito dalla Direttiva alluvioni e suddivise pertanto in tre classi, in luogo delle quattro previste dal PAI. In particolare si hanno: P3 aree a pericolosità elevata (corrispondente alla Hi4 del PAI); P2 aree a pericolosità media (Hi2 e Hi3); P1 aree a pericolosità bassa (Hi1). Il secondo aspetto riguarda l'introduzione del *danno potenziale* che tende ad integrare e estendere il concetto di *elemento a rischio* dal quale peraltro deriva

mediante la moltiplicazione di questi con il fattore di vulnerabilità. Anche il danno potenziale è distinto in quattro classi che vanno dal *moderato o nullo* al *molto elevato*.

Indicazioni relative alla zona oggetto dello studio. La porzione di territorio oggetto di studio non è perimetrata ai sensi della citata delibera.

Per completezza, si riporta che l'aggiornamento del PGRA adottato con la D.C.I. n. 1 del 05/03/2019 non riguarda il territorio del Comune di Pau, pertanto non determina considerazioni diverse da quelle precedentemente indicate.

Verifica delle opere idrauliche interferenti con il reticolo idrografico

Nel maggio 2018 è stato predisposto dall'ing. Piras lo studio inerente lo "Svolgimento delle verifiche di sicurezza delle infrastrutture esistenti di attraversamento viario o ferroviario del reticolo idrografico della Sardegna nonché delle altre opere interferenti nel territorio del Comune di Pau" redatto ai sensi dell'art. 22 delle N.A. del PAI e della *Direttiva per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza delle infrastrutture esistenti di attraversamento viario o ferroviario del reticolo idrografico della Sardegna nonché di altre opere interferenti*.

Indicazioni relative alla zona oggetto dello studio. Nel caso specifico è stata effettuata la verifica idraulica del ponte a valle del campeggio su quello che il redattore chiama Riu Corrias. Nella figura di seguito riportata è evidenziata una nova area di pericolosità idraulica prevalentemente di tipo Hi4.



Fig. n. 3 – Aree inondabili individuate nell'ambito delle verifiche di sicurezza delle opere interferenti nel territorio del Comune di Pau (in verde l'area di intervento)

Occorre tuttavia precisare che, la suddetta pericolosità non è oggetto di una adozione preliminare da parte di Comune o Agenzia di distretto idrografico; pertanto al momento è una indicazione data da un'analisi modellistica, ma che dovrà essere recepita nel redigendo studio comunale di adeguamento al PAI.

Identificazione e disciplina delle aree di pericolosità quale misura di prima salvaguardia ai sensi dell'art. 30ter delle Norme di attuazione del P.A.I.

Nel caso di applicazione dell'art. 30ter delle N.A. del PAI, si verificherebbe che, ante intervento l'area di pericolosità associata all'asta in questione (caratterizzata da un numero di Horton-Strahler pari a 1), si determinerebbe d'ufficio una fascia di pericolosità di 10 m su entrambi i lati a partire dall'asse.

Di seguito si riporta la relativa rappresentazione cartografica.

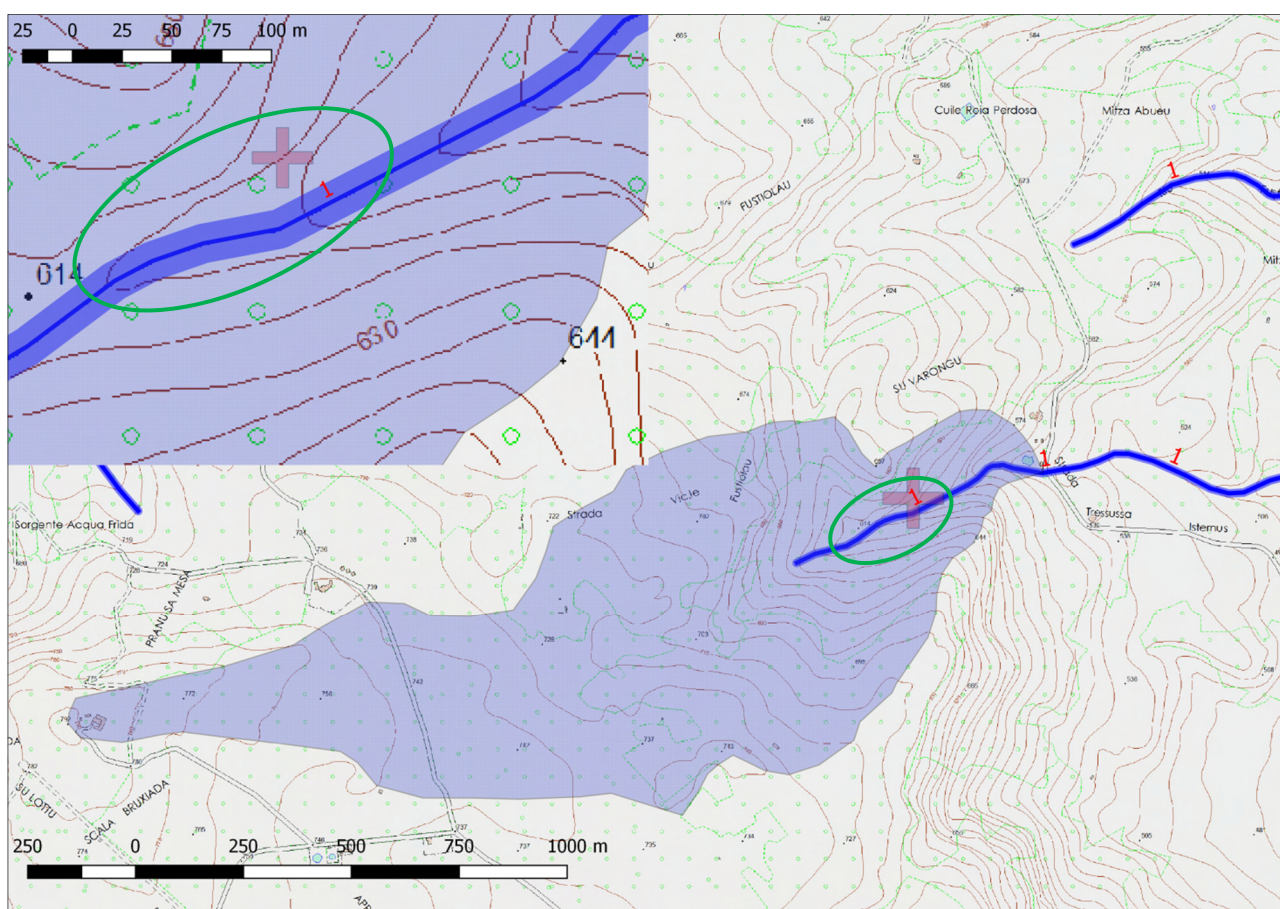


Fig. n. 4 – Aree inondabili individuate mediante il metodo dell'ordine gerarchico dell'asta oggetto di indagine (in verde l'area di intervento)

Tale ipotesi di perimetrazione è tuttavia superata nel momento in cui si determina una nuova pericolosità conseguente ad una nuova indagine modellistica, quale quella allegata al presente studio e relativa allo *stato attuale*, come riportato nell'*Elab. A.6.2 – Report di analisi idraulica*.

LO STUDIO DEL BACINO

Il corso d'acqua e il bacino di riferimento

La diga in questione, in materiali sciolti, è stata realizzata in località Sennisceddu sottendendo il bacino del Rio Sennisceddu, nel suo tratto di monte. Il corso d'acqua è un attributo del Riu Bau Maiori che, dopo diverse ulteriori confluenze si immette nel Riu Mannu e infine nel Riu Mogoro.

Il tratto oggetto di indagine si sviluppa sul versante est del Monte Arci e si articola in direzione N-E fino alla confluenza con il Riu Bau Maiori.

Il sub-bacino indagato è boscato e la sezione caratteristica è stata posta in corrispondenza del ponte sulla strada comunale di accesso alla zona e in particolare al campeggio che si trova in sinistra idraulica, proprio in prossimità dell'opera d'arte.

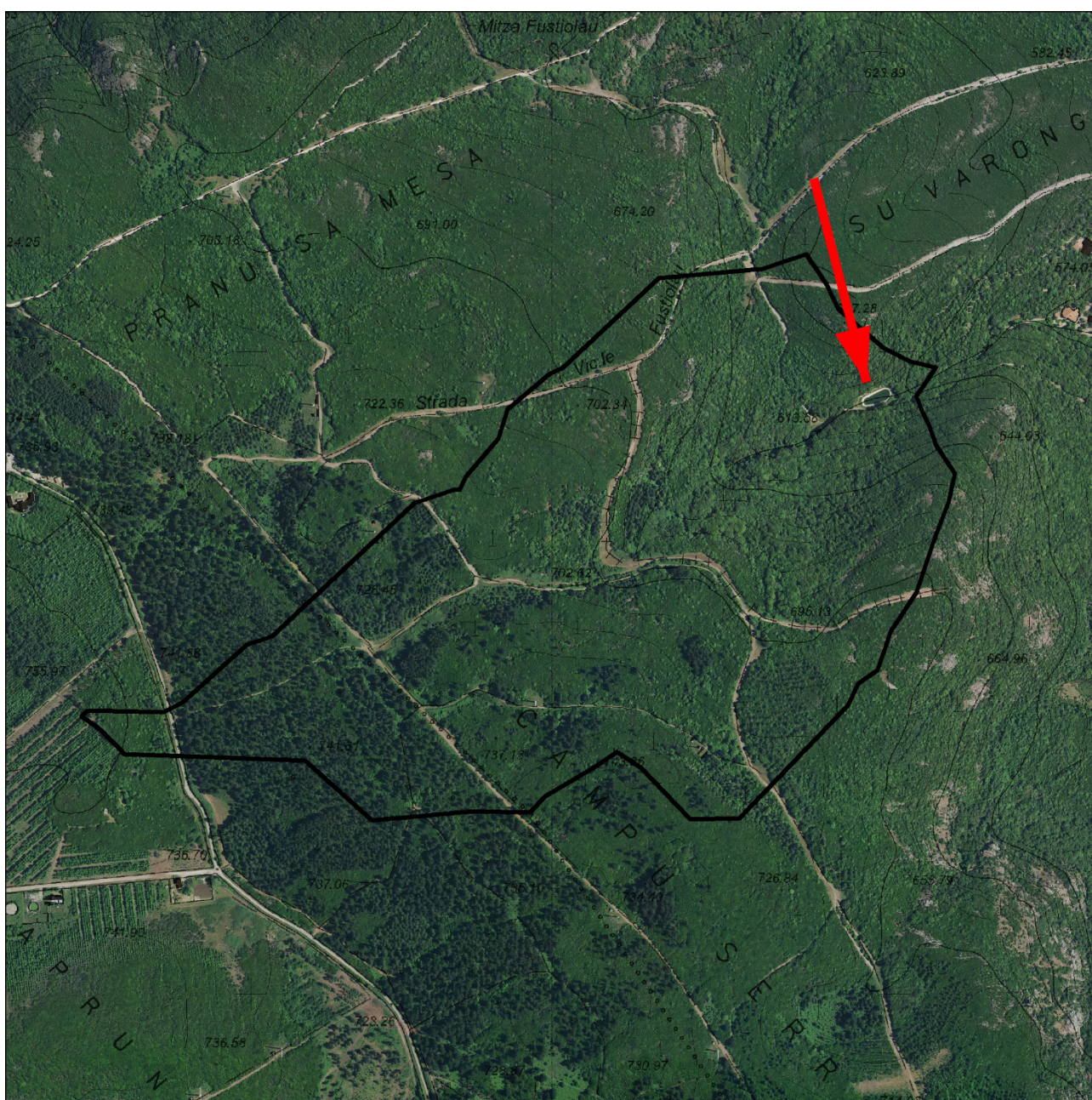


Fig. n. 5 –Sub-bacino studiato su ortofoto (la freccia in rosso indica l'invaso oggetto di studio)

Individuazione dei parametri morfometrici

I parametri analizzati e funzionali ai calcoli idraulici e idrologici sono i seguenti:

- superficie del bacino S ;

- altezza media del bacino H_m , calcolata mediante la formula

$$H_i = \frac{\sum_i S_i \cdot h_i}{\sum_i S_i};$$

- pendenza media del bacino p_b , calcolata mediante la formula di Alvord-Horton $i_b = \frac{\Delta h \cdot \sum_i l_i}{\sum_i S_i};$

- lunghezza dell'asta principale L ;

- pendenza media dell'asta fluviale i , calcolata mediante la formula

$$\sqrt{i} = \frac{L}{\sum_n \frac{l_n}{\sqrt{i_n}}}.$$

sub-bacino	Superficie del bacino	Altitudine massima	Altitudine minima	Altitudine media	Dislivello complessivo	Pendenza media del	Lunghezza dell'asta	Pendenza dell'asta	Quota della sezione di chiusura	Curve Number
	S	H_{max}	H_{min}	H_{med}	$H_{max} - H_{min}$	p_m	L	i	H_{min}	CN
	[km ²]	[m slm]	[m slm]	[m slm]	[m]	[%]	[km]	[%]	[m slm]	[adim]
1 Riu Sennisceddu – Riu Bau Maiori	0,63	750,8	598,3	701,1	152,5	16,3	1,51	10,1	598,3	88,24

Tab. n. 1 - Caratteristiche morfometriche del sub-bacino

Valutazione delle capacità di deflusso dei suoli

La valutazione delle capacità di deflusso dei suoli è legata alla determinazione dell'indice CN, calcolato con il metodo SCS-Curve Number, come peraltro previsto dalle linee guida del PAI.

L'indice CN, adimensionale, è un valore compreso tra 0 e 100 ed è espresso in funzione di tre aspetti:

- natura del suolo;
- tipo di copertura vegetale;
- condizioni di umidità al suolo antecedenti la precipitazione.

I suoli. I suoli sono stati classificati partendo dalla Carta geologica - elementi areali della Sardegna (*geologiaAreali2008*) aggiornata al 2008, disponibile sul sito www.sardegnaageoportale.it, nella quale sono stati suddivisi in quattro gruppi, come previsto dal metodo del Curve Number, in funzione delle caratteristiche geologiche delle aree in questione.

L'uso del suolo. Analogamente a quanto previsto per i suoli, il riferimento per l'uso del suolo è derivato dal database Unico del SITR per la parte di competenza (*usoSuolo2008*), disponibile sul sito www.sardegnaageoportale.it. In particolare, è stato assegnato un valore di CN per ogni tipologia di copertura del territorio, come indicato nella classificazione della metodologia CIMA (Centro di Ricerca Interuniversitario in Monitoraggio Ambientale, Savona) per conto e in coordinamento della Protezione Civile Nazionale Protezione Civile Nazionale.

Umidità del suolo. In merito al calcolo della umidità del suolo e relativamente all'impiego del metodo del Curve Number, si fa riferimento allo schema che individua la condizione di umidità antecedente (AMC) in funzione della precipitazione anteriore di 5 giorni.

Calcolo del parametro CN

Il programma CORINE (COOrdination of INformation on Environment) è stato definito dalla Commissione Europea nel 1985 con lo scopo di organizzare la raccolta di informazioni sull'ambiente e le risorse naturali della Comunità. Il programma ha previsto tra gli altri aspetti in particolare la produzione e raccolta di ricostruzioni dell'uso del suolo. Il progetto CORINE Land Cover ha dunque portato alla elaborazione di una mappa relativa alla copertura d'uso del suolo estesa a tutta la Comunità Europea, secondo una metodologia univoca, per la prima volta nel 1990, facendo sì che tale schema diventasse uno standard di riferimento assoluto.

Il valore del CN all'interno del singolo sub-bacino è compreso tra 0 e 100 (crescente in funzione della minore permeabilità del suolo) e lo si è ottenuto mediante l'attribuzione di appositi valori di CN distinti in funzione degli areali. Tali valori, ottenuti per incrocio delle caratteristiche di uso prevalente del suolo e delle caratteristiche idrologiche del suolo, secondo i quattro tipi idrologici A-B-C-D a permeabilità decrescente, sono stati oggetto di un recente aggiornamento (febbraio 2019) che ha portato ad una nuova determinazione del CN(II) su scala regionale, come riportato in dettaglio nello studio del Dipartimento Geologico dell'Agenzia Regionale per la Protezione dell'Ambiente della Sardegna – ARPAS.

Pertanto, i valori di Curve Number associati attraverso le caratteristiche dell'uso del suolo (CORINE), corretti considerando i fattori di variazione derivanti dall'analisi delle informazioni geologiche restituiscono valori del cosiddetto CN corretto.

Si definisce poi un ulteriore incremento del CN in funzione delle condizioni di umidità del terreno nei cinque giorni antecedenti l'evento meteorico di riferimento. In particolare la formula impiegata riguarda la cosiddetta condizione AMCIII, definita dalla formula

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0,13 \cdot CN(II)}$$

definendo in tal modo un valore del parametro significativamente più cautelativo.

Infine, i diversi valori di CN corretti zona per zona sono stati pesati in funzione della superficie relativa mediante la formula

$$CN = \frac{\sum_i S_i \cdot CN_i}{\sum_i S_i}$$

in cui S_i è la superficie i-esima associata al valore i-esimo di CN corretto.

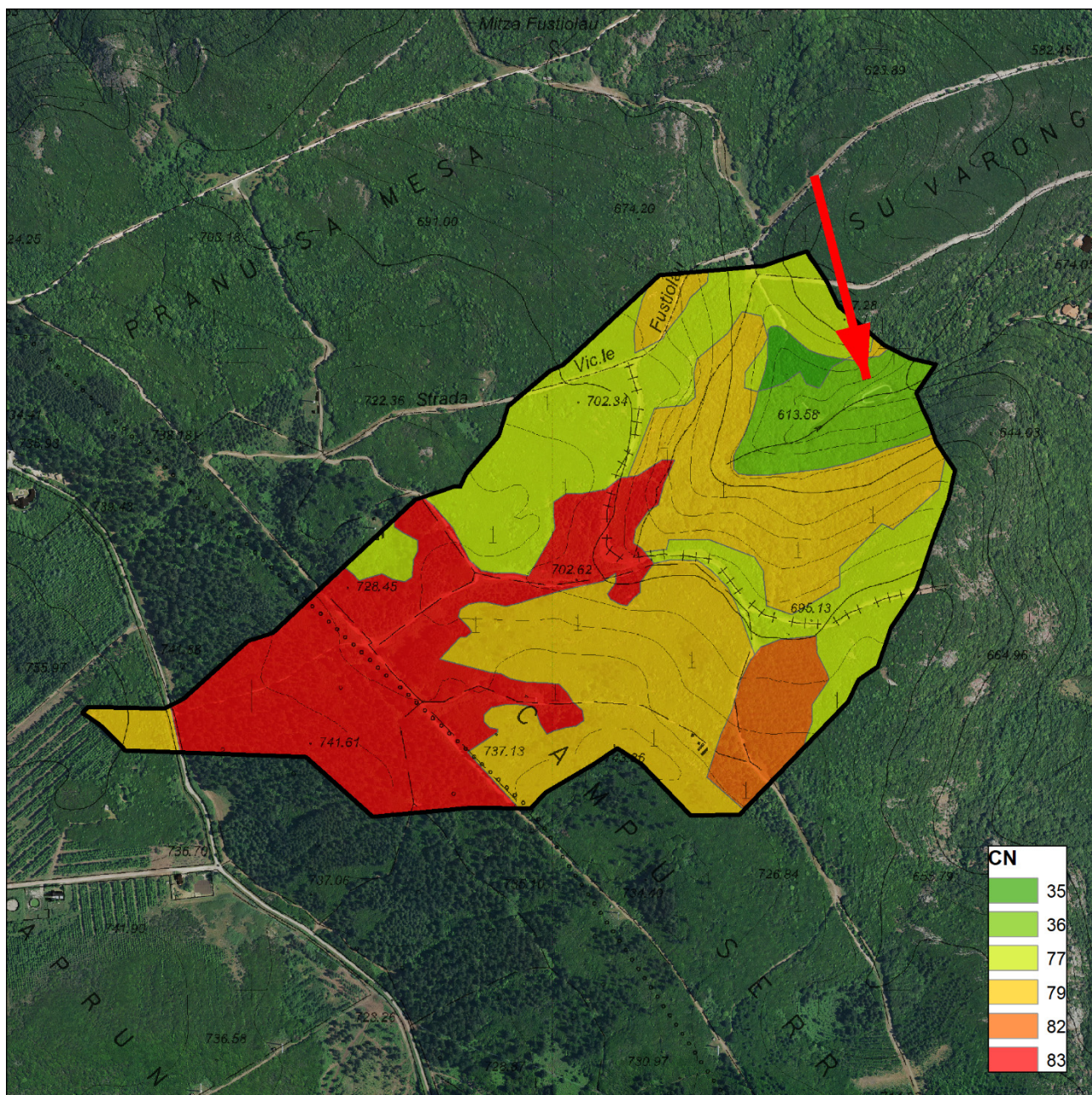


Fig. n. 6 –Mappa del CN III del bacino imbrifero (la freccia in rosso indica l’invaso oggetto di studio)

Valutazione delle portate di massima piena

Per quanto concerne la metodologia da impiegare per la valutazione delle portate di piena dei bacini oggetto dello studio, il Piano stralcio per Assetto Idrogeologico della Sardegna prevede l'impiego di:

- metodi diretti, attraverso i quali si elabora i dati di portata disponibili per i singoli corsi d'acqua conosciuti;
- metodi indiretti, attraverso i quali si supplisce all'insufficienza dei dati in possesso mediante apposite elaborazioni di dati riguardanti osservazioni rilevati su altri corsi d'acqua, affini o per morfologia o per collocazione idrologica, oppure si elaborano attraverso modelli afflussi-deflussi i dati di precipitazione registrati per quel bacino;
- studi specifici.

Nel caso dei bacini in oggetto, per la valutazione della portata di massima piena, si fatto riferimento al metodo indiretto indicato nel Rapporto Regionale Sardegna “Valutazione delle piene in Sardegna”, il quale si basa sul metodo razionale (o metodo cinematico) con curva di possibilità pluviometrica TCEV.

Metodo razionale con curva di possibilità pluviometrica TCEV

L'equazione su cui si basa il metodo razionale è la seguente:

$$Q = \Phi \cdot \frac{h \cdot A}{3,6 \cdot t_p} \cdot \varepsilon \cdot r;$$

in cui:

Q = portata di massima piena [m^3/s];

Φ = coefficiente di afflusso [adim];

h = altezza di pioggia ragguagliata sul bacino [mm];

A = superficie del bacino [km^2];

r = coefficiente di ragguaglio [adim];

ε = coefficiente di laminazione [adim];

t_p = durata di pioggia critica [h].

Altezza di pioggia h . Il valore dell'altezza di pioggia ad un dato periodo di ritorno T è dato in letteratura dalla formula generale secondo cui

$$h(T) = a \cdot d^n.$$

La metodologia impiegata per il calcolo delle altezze di pioggia nel territorio regionale si basa, tuttavia sulla inferenza statistica del modello probabilistico TCEV della variabile adimensionale $h'(T)$ definita come

$$h'(T) = \frac{h(d)}{\bar{h}(d)},$$

vale a dire il massimo annuale di pioggia per una durata d , normalizzato rispetto alla media $\bar{h}$ e successivamente sul calcolo della $\bar{h}(d)$ per le diverse durate di precipitazione d .

Pertanto, l'equazione della curva di possibilità pluviometrica normalizzata è, per ciascun tempo di ritorno T

$$h(T) = a \cdot d^n = h'(T) \cdot \bar{h}(d) = a_1 \cdot a_2 \cdot d^{n_1+n_2}$$

in cui

a [adim] e n [mm/h] = parametri espressi in scala logaritmica in funzione del tempo di ritorno T e delle caratteristiche climatiche delle zone in esame. In particolare, i parametri della curva di possibilità climatica si determinano in base a:

$$a = a_1 \cdot a_2 \quad \text{e} \quad n = n_1 + n_2,$$

in cui i coefficienti a_1 e n_1 si determinano in funzione della pioggia indice giornaliera $\bar{h}_g$ che è la media dei massimi annui di precipitazione giornaliera.

Il metodo TCEV applicato al caso della Sardegna definisce detti parametri in funzione di una suddivisione in zone della territorio e in funzione della durata della pioggia. Più precisamente, la sottozona in cui ricadono i bacini imbriferi relativi ai corsi d'acqua che interessano il territorio di Pau riguarda quasi per intero la zona n. 1 (SZO 1). Si distingue poi:

- per $T \leq 10$ anni

$$a_2 = 0,66105 + 0,85994 \cdot \log_{10} T$$

$$n_2 = -1,3558 \cdot 10^{-4} - 1,3660 \cdot 10^{-2} \cdot \log_{10} T$$

- per $T > 10$ anni

$$a_2 = 0,46378 + 1,0386 \cdot \log_{10} T$$

$$n_2 = -0,18449 + 0,23032 \cdot \log_{10} T - 3,3330 \cdot 10^{-2} \cdot (\log_{10} T)^2 \text{ se } t_p \leq 1 \text{ [h]}$$

$$n_2 = -1,0563 \cdot 10^{-2} - 7,9034 \cdot 10^{-3} \cdot \log_{10} T \text{ se durata della pioggia } t_p > 1 \text{ [h]}$$

Indi, la pioggia media per diverse durate $\bar{h}(d)$, detta anche pioggia indice, è funzione della pioggia giornaliera $\bar{h}_g$, mediante l'espressione:

$$\bar{h}(d) = a_1 \cdot d^{n_1} = \frac{\bar{h}_g}{0,886 \cdot 24^{(-0,493+0,476 \cdot \log \bar{h}_g)}} \cdot d^{(-0,493+0,476 \cdot \log \bar{h}_g)}$$

I riferimenti numerici da inserire nelle relative relazioni si ricavano dallo "Studio regionale delle massime precipitazioni giornaliere in Sardegna" di Deidda, Piga e Sechi (a. 1993), secondo il quale la pioggia media giornaliera $\bar{h}_g$ è stata calcolata effettuando la media pesata, sull'intera superficie del bacino in oggetto, di tutte le altezze di pioggia ricadenti su quel territorio. Nel caso in questione è stata impiegata $\bar{h}_g = 50$ mm.

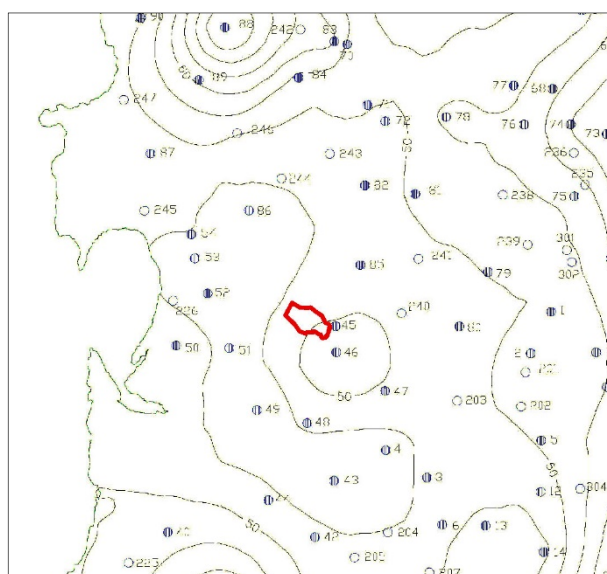
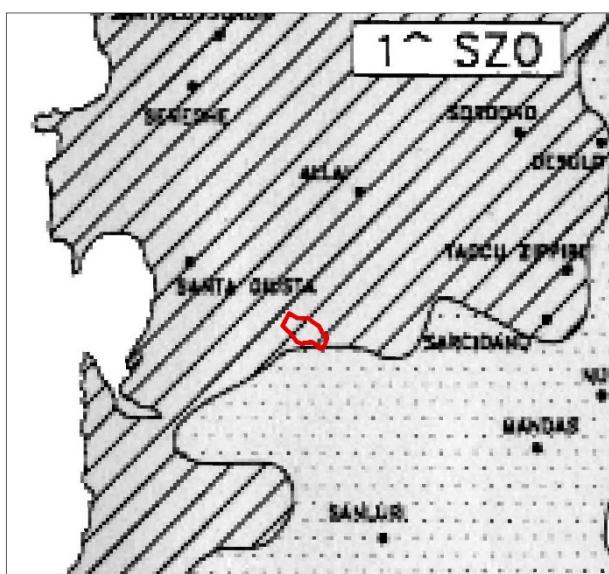


Fig. n. 7 e n. 8 - Sottozona di competenza e precipitazioni giornaliere medie nel Monte Arci

Il **coefficiente di ragguaglio** r è funzione dell'area del sub-bacino e della durata della pioggia critica. Nel caso in questione si fa riferimento al metodo usato nel VAPI Sardegna, che fa riferimento al Flood Studies Report del Wallingford Institute, secondo cui:

$$r = 1 - (0,0394 \cdot S^{0,354}) \cdot d^{-0,40+0,0208 \ln(4,6-\ln S)} \quad \text{per } S < 20 \text{ km}^2;$$

$$r = 1 - (0,0394 \cdot S^{0,354}) \cdot d^{-0,40+0,000382 \ln(4,6-\ln S)} \quad \text{per } S > 20 \text{ km}^2;$$

Pioggia netta h_{netta} e **coefficiente di afflusso** Φ . Il valore del coefficiente di afflusso lo si ricava applicando il metodo del SCS-Curve Number dello U.S. Department of Agriculture degli Stati Uniti (1972), secondo il quale

$$h_{netta} = \frac{(h - I_a)^2}{(h + A - I_a)};$$

in cui:

h = pioggia stimata per assegnata distribuzione di probabilità;

A = rappresenta l'assorbimento del bacino [mm], dato dalla seguente formula

$$A = 254 \cdot \left(\frac{100}{CN} - 1 \right);$$

I_a = assorbimento iniziale, legato empiricamente a S dalla relazione:

$$I_a = 0,2 \cdot A;$$

con

CN = parametro di assorbimento che si calcola in funzione della specifica sezione idrologica mediante il metodo SCS-CN, secondo quanto precedentemente riportato.

In particolare, si è proceduto individuando il tipo di suolo prevalente e il corrispondente gruppo di appartenenza, attribuendo i diversi valori di CN zona per zona. Indi è stata effettuata una media

pesata in relazione al tipo di copertura vegetale esistente, come da formula $CN = \frac{\sum_i S_i \cdot CN_i}{\sum_i S_i}$.

Il valore del coefficiente di afflusso Φ lo si ottiene poi mediante la relazione $\Phi = \frac{h_{netta}}{h}$.

In merito al coefficiente di afflusso, i risultati ottenuti dalla calcolo del Curve Number portano a valori percentuali relativamente bassi. Questi trovano una giustificazione nel fatto che la campagna di Pompu, e quindi i vari sottobacini considerati, sono caratterizzati da un territorio che, avendo caratteristiche morfo-litologiche di carattere prevalentemente alluvionale, è contraddistinto da un medio-alto grado di permeabilità del suolo. Il che si tramuta in una decurtazione sostanziale del quantitativo di acqua che si converte in portata critica nella sezione di valle.

Infine, l'intensità di pioggia netta i_n si ottiene mediante la formula seguente:

$$i_n = \frac{h}{t_c}.$$

Durata della pioggia critica t_p . nel caso del modello di corrivazione la durata della pioggia critica è data da:

$$t_p = t_c + t_f ;$$

in cui:

t_c = tempo di corrivazione ricavabile mediante diverse formule di seguito elencate;

t_f = è il tempo di formazione del ruscellamento superficiale, ricavabile (in maniera iterativa) mediante la formula

$$t_f = \frac{I_a}{i},$$

secondo cui

i = intensità di pioggia corrispondente alla pioggia critica.

Tempo di corrivazione t_c . Il calcolo del tempo di corrivazione si effettua mediante l'applicazione di alcune formule, ognuna delle quali si adatta ad un contesto specifico meglio delle altre.

$$t_c = 1,67 \cdot \frac{1.000 \cdot L^{0,8} \cdot \left(\frac{100}{CN} - 9\right)^{0,7}}{1.900 \cdot p_m^{0,5}} \quad [\text{min}] \quad \text{Soil Conserve Service;}$$

$$t_c = 0,1272 \cdot \sqrt{\frac{S}{p_m}} \quad [\text{h}] \quad \text{seconda formula di Ventura;}$$

$$t_c = \frac{1,5 \cdot L + 4 \cdot \sqrt{S}}{0,8 \cdot \sqrt{H_{med} - H_{min}}} \quad [\text{h}] \quad \text{formula di Giandotti;}$$

$$t_c = \frac{0,108 \cdot \sqrt[3]{S - L}}{\sqrt{i}} \quad [\text{h}] \quad \text{formula di Pasini;}$$

$$t_c = \frac{L}{3.600 \cdot V_m} \quad [\text{h}] \quad \text{formula di Viparelli;}$$

$$t_c = 0,212 \cdot S^{0,231} \cdot \left(\frac{H_{med}}{i}\right)^{0,289} \quad [\text{h}] \quad \text{formula VAPI-Sardegna;}$$

in cui

V_m = velocità media di scorrimento [m/s], normalmente compresa tra 1 e 1,5 [m/s] e in questo caso assunta pari a 1 [m/s].

Sono di seguito riportati i risultati ottenuti distinti per sub-bacino e per formulazione.

sub-bacino		formulazione impiegata [h]					
		Soil Conservation Service (SCS)	Ventura	Giandotti	Pasini	VAPI	Viparelli
1	Riu Sennisceddu – Riu Bau Maiori	0,35	0,32	0,67	0,33	2,46	0,28

Tab. n. 2 - Tempi di corrivazione (In neretto la formulazione adottata)

Relativamente ai tempi di corrivazione, tra le varie formule impiegate si è optato per il valore più basso, in modo da privilegiare le condizioni idraulicamente più onerose, come è possibile evincere dalla tabella riassuntiva sopra riportata.

Coefficiente di laminazione ε . Il coefficiente di laminazione nel caso dei sub-bacini in questione è stato preso cautelativamente pari alla unità, anche in considerazione del fatto che l'esigua estensione degli stessi comporta fenomeni di laminazione molto limitati.

Portata al colmo

I valori di portata stimati (metodo indiretto) sono di seguito riportati e distinti per bacino e per tempo di ritorno.

sub-bacino		Portate [m ³ /s]				
		Tr = 50 anni	Tr = 100 anni	Tr = 200 anni	Tr = 500 anni	Tr = 1000 anni
1	Riu Sennisceddu – Riu Bau Maiori	4,56	5,57	6,63	8,13	9,37

Tab. n. 3 - Valori di portata al colmo suddivisi per tempo di ritorno

LA MODELLAZIONE IDRAULICA

Criteri

Ognuno dei tratti oggetto di esame è stato oggetto di apposita analisi morfologica del corso d'acqua e delle condizioni al contorno, mediante rilievi in situ e ragionando su tempi di ritorno T di 50, 100, 200 e 500 anni, secondo quanto previsto dalle Linee guida del PAI.

Nei tratti in esame, applicando le metodologie per la simulazione degli eventi di piena ad ogni singolo tratto fluviale, sono state ricavate le portate al colmo di piena corrispondenti ai tempi di ritorno indicati. Le aree interessate da eventi con $T = 50$ anni rappresentano, in maniera più estesa e quindi più cautelativa rispetto a quanto riportato nella letteratura scientifica, la cosiddetta "fascia di pertinenza fluviale", ovvero la zona limitrofa a quella di un corso d'acqua in cui le varie forme planimetriche, relitte o temporaneamente abbandonate, possono essere attivate o riattivate nel corso di eventi di piena, consentendo la libera divagazione dell'alveo all'interno di una definita porzione di territorio. I tempi di ritorno compresi tra i 100 e 200 anni caratterizzano eventi di piena assunti di norma come riferimento nella pratica comune della progettazione di opere di ingegneria civile destinate alla difesa idraulica di centri abitati, residenziali o produttivi, o di infrastrutture di una certa importanza quali ponti, autostrade, strade. L'esperienza indica poi il raggiungimento di un giusto equilibrio tra grado di sicurezza e costo dell'opera per i tempi di ritorno per l'appunto secolari con $T = 100 - 200$ anni. Ai tempi di ritorno $T = 500$ anni corrispondono eventi eccezionali, di notevole rarità e quindi di intensità assai elevata. L'individuazione e perimetrazione delle aree che possono risultare soggette a tale tipo di rischio, assume importanza ai fini della predisposizione di piani di allertamento e protezione civile.

Per le finalità illustrate, la delimitazione delle aree interessate dalle inondazioni, devono innanzitutto rispondere al criterio di individuare, per ciascun tempo di ritorno, zone di uguale pericolosità, ovvero di uguale probabilità di inondazione. Pertanto, al termine delle operazioni di modellazione idraulica, si è ottenuto per ciascuna sezione di calcolo il livello idrico raggiunto dalla propagazione dei diversi valori del colmo di piena. Si è quindi ricostruito, per ciascun tempo di ritorno, il limite delle aree soggette ad inondazione attraverso delle curve continue a cavallo del corso d'acqua caratterizzante il sub-bacino oggetto dello studio.

Il modello

Le verifiche idrauliche sono state condotte, nell'ipotesi di moto permanente, mediante l'ausilio del software River Analysis System realizzato dell'Hydrologic Engineering Center degli Stati Uniti (HEC-RAS v. 4.1).

Il codice di calcolo HEC-RAS utilizzato per la definizione dei profili idraulici in moto permanente gradualmente variato in alvei naturali (o artificiali), necessita in primo luogo delle informazioni relative alla geometria del corso d'acqua in un'apposita sezione (geometric data), all'interno della quale si devono definire il corso del fiume (reach), la geometria delle sezioni (cross section geometry), la

distanza fra le sezioni (reach length) e il coefficiente di scabrezza secondo la formulazione di Manning, rappresentativo delle perdite di carico. In questa sezione sono disponibili altre opzioni, fra le quali la procedura di interpolazione fra una sezione e l'altra (XS Interpolation), particolarmente utile quando occorre infittire il numero di sezioni, qualora i rilievi originali siano troppo distanti fra loro. Inoltre, è possibile definire la quota delle sponde (left and right elevations) e degli argini (levees) e inserirle nella sezione delle aree dove l'acqua arriva ma non contribuisce al deflusso (ineffective flow areas) e delle coperture (lids).

È altresì possibile fornire la geometria dei ponti in una sezione (bridge and culvert data) nella quale si definiscono per ogni ponte l'impalcato (deck/roadway), le pile (piers), le spalle (sloping abutments) e le condizioni di calcolo (bridge modelling approach).

Successivamente occorre impostare la sezione relativa alle condizioni di moto (steady flow data), definendo la portata di riferimento per le diverse sezioni fluviali e le condizioni al contorno (boundary conditions). A questo punto il codice di calcolo è pronto per eseguire le varie elaborazioni nella sezione denominata steady flow analysis. I risultati delle computazioni idrauliche sono proposti attraverso tabelle riepilogative (cross-section table e profile table) e grafici delle sezioni geometriche (plot cross-section), del profilo longitudinale (plot profile) - vedi *Elab. A.7.2 – Report analisi idraulica* - e, infine, tramite una visione prospettica tridimensionale del sistema fluviale (x, y, z perspective plot) comunque non allegata al presente studio.

Equazioni per il calcolo del profilo idraulico

L'ipotesi alla base delle formulazioni per la determinazione del profilo idraulico è che il moto dell'acqua nel canale si considera uniforme. Questo significa che tutte le grandezze caratterizzanti la corrente (altezza idrica, velocità media nella sezione, portata, ecc.) risultano costanti nel tempo e nello spazio. Sotto questa ipotesi, la pendenza media disponibile i_m , definita come il rapporto fra la differenza di quota e la distanza fra la sezione di monte e quella di valle, è esattamente pari alla pendenza piezometrica J , che rappresenta le dissipazioni energetiche per unità di lunghezza. La relazione $i_m = J$ costituisce l'equazione fondamentale del moto uniforme.

La determinazione del profilo teorico in moto permanente è ottenuta tramite l'applicazione del cosiddetto Standard Step Method, basato appunto sull'equazione monodimensionale del contenuto energetico della corrente, dato da

$$H_1 - H_2 = h_f + h_e$$

dove H_1 e H_2 [m] sono i carichi totali della corrente nelle sezioni di monte e di valle del tronco d'alveo considerato, h_f [m] definisce le perdite di carico dovute all'attrito del fondo e delle sponde mentre h_e [m] è un termine che tiene conto degli effetti dovuti alla non cilindricità della corrente. In particolare, h_f dipende principalmente dalla scabrezza del tratto di alveo considerato ed è esprimibile come

$$h_f = J \cdot L$$

con

J = pendenza motrice nel tratto di lunghezza L .

Il calcolo di J è effettuabile con diverse formulazioni in funzione della pendenza motrice in corrispondenza delle sezioni di inizio e fine di ciascun tratto. Nella singola sezione J è ottenuto mediante la

$$J = \left[\frac{Q}{K} \right]^2$$

secondo cui

Q = la portata di calcolo [m^3/s];

K = è un parametro di conducibilità (denominato *conveyance*), ricavabile attraverso la seguente espressione:

$$K = \frac{1}{n} A \cdot R^{\frac{2}{3}}$$

con

A = area della sezione liquida [m^2];

R = raggio idraulico [m];

n = parametro rappresentativo della scabrezza [$\text{m}^{-1/3} \text{s}$], espresso in termini di coefficiente di resistenza di Manning.

Il modello consente di suddividere la sezione in più zone in cui assegnare un valore diverso del parametro n di scabrezza. In particolare è possibile individuare tre zone principali: quella centrale dell'alveo inciso (denominata *main channel*) e due zone laterali golenali (denominate *right and left overbanks*).

Per il calcolo della scabrezza equivalente n_c il codice di calcolo utilizza la formula

$$n_c = \left[\frac{\sum_i (P \cdot n_i^{\frac{3}{2}})}{P} \right]^{\frac{2}{3}}$$

con

P = perimetro bagnato dell'intera sezione [m].

Per rappresentare la macro-scabrezza, in particolare nei tratti urbani dove si possono trovare edifici in prossimità del corso d'acqua, il codice di calcolo permette di inserire dei blocchi (denominati *blocked obstruction*), che sono aree della sezione permanentemente bloccate, le quali diminuiscono la superficie della sezione e aggiungono perimetro bagnato quando l'acqua giunge a contatto con esse.

Il termine h_e dipende, invece, dalla variazione del carico cinetico della corrente tra le sezioni 1 e 2 dovuta al cambio di geometria delle sezioni stesse ed è a sua volta esprimibile come

$$h_e = \beta \left| \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} - \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} \right|$$

in cui

β = coefficiente di contrazione o espansione dipendente dalle condizioni geometriche del tratto considerato [adim];

V_1 e V_2 = valori delle velocità medie agli estremi del tronco [m/s];

α_1 e α_2 = coefficienti correttivi dell'energia cinetica [adim].

Calcolo della profondità di stato critico

Al tirante idrico in condizioni di stato critico corrisponde la massima portata teoricamente smaltibile dalla sezione, indipendentemente dalla natura del fondo e delle pareti, nonché dall'inserimento della sezione stessa in un tronco fluviale. In termini di portata e per le sezioni in esame, si scrive

$$Fr = \frac{V \cdot A}{\sqrt{A^2 \cdot g \cdot h_m}}$$

dove

g = accelerazione di gravità [m/s²];

h_m = tirante idrico [m];

A = area bagnata della sezione [m²];

V = velocità media della sezione [m/s].

L'equazione permette la determinazione dell'altezza di stato critico tramite il valore h che soddisfa la relazione in esame tra l'altezza di piena e il fondo.

Coefficienti adottati

I valori del parametro di scabrezza n di Manning adottati nel corso della simulazione idraulica fanno stretto riferimento a quelli riportati nella letteratura tecnica e in particolare alle indicazioni fornite dal HEC-RAS, ovviamente tenendo conto delle varie condizioni verificate *in situ*.

La sezione tipo dei corsi d'acqua oggetto di studio è stata suddivisa in tre tratti omogenei, che si possono identificare come:

- 1 - sponda sinistra dell'alveo inciso;
- 2 - alveo centrale;
- 3 - sponda destra dell'alveo inciso.

Adottando la schematizzazione indicata sopra, si riesce a rappresentare più in dettaglio le caratteristiche di scabrezza del corso d'acqua.

Dal che, le condizioni attuali del canale e dei manufatti hanno portato alla scelta dei valori del coefficiente di resistenza di Manning come di seguito definiti.

- Prima dell'intervento:

- | | |
|---------------|--|
| $n = 0,045$: | Natural stream – Flood plains – Trees – Cleared land with tree stumps, no sprouts; |
| $n = 0,033$: | Natural stream – Flood plains – Trees – Cleared land with tree stumps, no sprouts; |
| $n = 0,045$: | Natural stream – Flood plains – Trees – Cleared land with tree stumps, no sprouts. |

- A seguito dell'intervento:

$n = 0,045$:	Natural stream – Flood plains – Trees – Cleared land with tree stumps, no sprouts;
$n = 0,028$	Lined or Built-Up Channels – Gravel bottom with sides of – Dry rubble or riprap
$n = 0,045$	Natural stream – Flood plains – Trees – Cleared land with tree stumps, no sprouts.

Velocità nell'alveo di magra

Le analisi di velocità nell'alveo di magra sono state effettuate in relazione a tutti i tempi di ritorno analizzati e riportati nelle tabelle dell'*Elab. A.6.2 – Report analisi idraulica*.

Risultati

Le verifiche, eseguite tramite il software HEC-RAS, sono state effettuate in condizioni di moto permanente.

Nell'*Elab. A.6.2 – Report analisi idraulica* sono presenti i dati delle elaborazioni e i tiranti idrici conseguenti.

INTERVENTO DI PROGETTO

Nell'ottica di un adeguamento generale della infrastruttura alla normativa vigente, e in particolare a quanto disposto dalla L.R. n. 12 del 31/10/2007 e del D.M. Infrastrutture e Trasporti del 26/06/2014, l'intervento in questione prevede la sistemazione generale dell'opera in termini di efficientamento del manufatto ai fini di una più facile attività di sfioro, svuotamento e manutenzione del dell'invaso; oltre che di una manutenzione straordinaria legata all'adduzione e in generale volta alla sicurezza e all'accessibilità dell'area.

In particolare, la proposta progettuale, è articolata nell'esecuzione delle opere di seguito sintetizzate.

Interventi generali propedeutici all'adeguamento dell'opera. Riguardano essenzialmente la preparazione alle lavorazioni di manutenzione straordinaria e di adeguamento dello sbarramento, e constano in:

- preliminare pulizia della zona con particolare attenzione alla parte immediatamente a valle del corpo diga, e sono volti alla asportazione completa della vegetazione incipiente;
- svuotamento dell'invaso mediante motopompa, al fine di consentire di lavorare in sicurezza nelle fasi successive;
- rimozione de materiale sedimentato presente sul fondo del vascone, con particolare cautela al fine di non danneggiare il mantello impermeabile.

Interventi sul bacino di ritenuta. Alla stabilità dell'opera nel suo complesso contribuisce il rivestimento impermeabile della vasca al suo interno. Il rivestimento interno è costituito da un doppio strato di materiale geotessile e da una membrana armata con non tessuto in poliestere che tuttavia, a seguito dei cicli di esposizione al sole e a seguito della interazione con lo strato superficiale del terreno (a volta connotato da elementi di pezzatura elevata), è interessata da alcune intrusioni o lacerazioni nel telo che ne rendono necessario un intervento di messa in pristino, al fine di evitare la proliferazione della vegetazione sui paramenti.

Nella fase successiva allo svuotamento e all'asportazione dei sedimenti depositati che saranno avviati a discarica autorizzata previa preliminare caratterizzazione, si provvederà ad una ricognizione per l'individuazione accurata delle parti lacerate, con estirpazione della vegetazione e del suo apparato radicale presente con trattamenti effettuati con idonei diserbanti. Le parti lacerate, verranno "rappezzate" con elementi di telo simile e compatibile con quello esistente, mediante saldatura, per costituire la superficie di posa della nuova impermeabilizzazione.

Nell'ottica del consolidamento dei paramenti dell'invaso, dal momento che, a monte e per buona parte del perimetro di invasore, il manto impermeabilizzante riveste la scarpa per un'altezza sulla quota del pelo libero fissato dalla soglia di sfioro di valle, per un'altezza che va oltre 2 m da esso, esponendo il telo al degrado dovuto all'esposizione dei raggi UV e agli agenti atmosferici in genere, quali l'azione battente delle acque zenitali e a quelle erosive del trasporto eolico, si prevede, come indicato nell'elaborato planimetrico, il posizionamento del telo fino a 50 cm dal livello dal pelo libero e la realizzazione per la restante altezza di mantellate riempite di pietrame ancorate al piede ad una

gabbionata. Tale soluzione, consente di realizzare un solido ancoraggio del manto impermeabilizzante al di sotto della gabbionata e una adeguata protezione delle sponde e del paramento e contestualmente un loro consolidamento.

La medesima tipologia d'intervento è prevista anche per il paramento di valle dell'invaso a protezione sia delle acque zenitali che a quelle di sfioro del bacino.

In posizione baricentrica del paramento di valle, si prevede la realizzazione dello scarico di superficie, costituito da uno stramazzone rettangolare in gabbionate, adeguatamente dimensionato per la portata di sfioro, la cui lama stramazzone sarà connessa al corso d'acqua a valle, con uno scivolo realizzato con gabbioni e materassi a protezione del paramento. Si specifica infatti, che allo stato attuale l'efflusso avviene, come riportato nella documentazione fotografica, in maniera posticcia, mediante una "canaletta" lievemente incisa, ricoperta dal telo impermeabilizzante, che non protegge adeguatamente il paramento, dall'erosione delle acque di sfioro.

In conclusione, l'originario apporto che sarebbe dovuto giungere dalla sorgente poco a monte sarà totalmente inibito, con la sigillatura dell'apposita condotta di adduzione attualmente presente.

Interventi generali di messa in sicurezza dell'invaso. Riguardano essenzialmente la messa in sicurezza dell'area di invaso e constano nella seguenti attività:

- ampliamento e nuova profilatura del canale – cunetta in sinistra idraulica dello sbarramento;
- dotazione di apposita motopompa carrellata con alimentazione elettrica o con motore a combustione interna da allocare nel vano tecnico adiacente all'invaso, per lo svuotamento in tempi rapidi dei volumi accumulati, surrogando parzialmente in tal modo l'assenza dello scarico di fondo;
- rimozione della recinzione esistente nel perimetro dell'area dell'invaso, e sua sostituzione con altra in pannelli di grigliato elettrofuso tipo "Orsogrill" H= 2,0 m, di colore verde o azzurro;
- rimozione del cancello d'accesso esistente e sua sostituzione con altro elemento costituito da sempre da pannelli grigliati analoghi alla recinzione;
- installazione di una serie di cartelli monitori.

Interventi sul sistema di approvvigionamento e di emungimento della portata. Il locale tecnico adiacente allo sbarramento è funzionale alle operazioni di approvvigionamento dell'invaso e nel contempo all'impiego della risorsa accumulata. Infatti, da un pozzo collocato a circa 40 m dalla dighetta è previsto che venga prelevata l'acqua da accumulare per poi poterla immettere nel sistema di annaffiamento delle *fasce umide* (in numero di due) che sono sui due lati del Riu Sennisceddu.

Attualmente tale operazione non è possibile effettuarla in quanto l'impianto elettrico è stato interessato da un corto circuito che ha danneggiato anche i cavi di alimentazione e i dispositivi di protezione e comando che risultano irrimediabilmente danneggiati. Anche la pompa a servizio dell'opera di presa dal laghetto, dal quale attraverso un pressurizzatore viene immessa nella condotta che alimenta gli irrigatori a servizio delle due fasce umide, presenta oltre che problemi di vetustà (circa 20 anni) anche quelli legati alla totale assenza di manutenzione ed uso degli ultimi anni, rendendo la stessa non più idonea allo svolgimento del servizio di presa e irrigazione.

Le stesse considerazioni, valgono anche per la pompa sommersa presente nel pozzo dal quale avviene l'emungimento per l'alimentazione dell'invaso, che presenta condizioni di usura e di assenza di utilizzo e di manutenzione già da qualche anno per via dell'assenza di alimentazione elettrica.

Si prevede inoltre, visto il suo inutilizzo da alcuni anni, una manutenzione del pozzo mediante operazioni di air-lift per la completa pulizia e riattivazione dello stesso. Tali operazioni saranno precedute da una preliminare rimozione della pompa sommersa della condotta premente, dei cavi e di tutti gli asservimenti presenti, che saranno sostituiti da un nuovo impianto con pompa sommersa della potenza di 1.5 kW. Nell'ambito della riattivazione della funzionalità del pozzo, il progetto prevede anche la sostituzione della linea interrata di alimentazione elettrica e la nuova condotta premente per il tratto che va dal pozzo al locale tecnico ubicato all'interno dell'area dell'invaso, distante da esso circa 40 m.

La presente proposta progettuale, prevede anche una serie di lavori edili per il risanamento del locale tecnico (rimozione delle parti di intonaco degradato e loro rifacimento, tinteggiatura interna ed esterna, pavimentazione e sostituzione degli infissi), nonché la rimozione di tutte le apparecchiature elettromeccaniche presenti. Successivamente si provvederà alla realizzazione dell'impianto elettrico del locale e alla realizzazione di un quadro elettrico generale di sezionamento e di alimentazione e comando dei sottoquadri a servizio della pompa sommersa di emungimento dal pozzo, di quello della pompa della presa dall'invaso e di quello dell'impianto elettrico del locale tecnico. Si prevede inoltre la sostituzione delle due pompe, e la realizzazione delle opere di presa e di alimentazione dell'invaso mediante condotte interrate, in sostituzione di quelle attualmente posate in superficie, non certo adeguate per una corretta e razionale gestione dell'impianto. Si prevede altresì, il posizionamento in corrispondenza dello scarico di superficie, di un'asta idrometrica, che consentirà una immediata determinazione del volume invasato.

Interventi di pulizia e di riconfigurazione dei tratti del corso d'acqua a monte e a valle dell'invaso. Con tali lavorazioni, si provvederà alla pulizia completa del tratto di corso d'acqua a monte e valle dell'invaso per uno sviluppo di circa 150 m, liberando lo stesso dalla vegetazione arbustiva infestante.

In particolare per circa 43 m, a monte del ponticello, si provvederà all'adeguamento e ri-profilatura del corso d'acqua, conferendo allo stesso una sezione idraulica, oggi insufficiente, uguale a quella del tratto di valle. Anche in questo tratto risagomato, in analogia con quello a valle, si prevede il rivestimento del fondo e delle sponde con materiale lapideo locale per conferire all'alveo una maggiore stabilità e protezione nei confronti dell'erosione, che potrebbe essere significativa a motivo delle pendenze elevate.

Opere complementari all'area oggetto di intervento. Il diversivo, che rappresenta lo spostamento del percorso naturale del Riu Sennisceddu realizzato per potere ospitare l'invaso, è attraversato da un piccolo ponticello in cemento armato ornato da staccionate ormai degradate che hanno perso la loro funzionalità. È pertanto prevista la loro rimozione e la messa in opera di barriere in legno e

acciaio, capaci di garantire una miglior resistenza all'azione aggressiva degli eventi meteorici ed un livello di sicurezza adeguato, con un impatto sul contesto naturale pressoché nullo.

VERIFICHE

Si riportano di seguito le verifiche e le analisi legate alla necessità di ottemperare quanto richiesto dalla normativa vigente in materia di sbarramenti di ritenuta e interventi in alveo.

Verifiche degli organi di scarico

Dal punto di vista idraulico, la verifica delle zone interessate dal passaggio di un eventuale onda di piena è stata eseguita con un modello idraulico monodimensionale nell'ipotesi di moto permanente, largamente utilizzato in campo internazionale mediante l'ausilio del software River Analysis System realizzato dall'Hydrologic Engineering Center degli Stati Uniti (HEC-RAS v. 4.1)

Per schematizzare la geometria del corso d'acqua si è utilizzato il DTM (Digital Terrain Model) passo 10 metri fornito dalla Regione Sardegna. Le sezioni di calcolo sono state ubicate nei tratti caratteristici del Riu Sennisceddu a valle dello sbarramento, in corrispondenza dei principali attraversamenti della viabilità locale e dei tratti più sensibili dell'alveo, oltre che in prossimità dei fabbricati presenti.

Inoltre nelle zone d'interesse, le informazioni deducibili dalla cartografia regionale sono state opportunamente integrate con dati sullo stato di conservazione dell'alveo, sono stati stimati i parametri di resistenza al moto e individuate le situazioni locali particolari, mediante sopralluoghi in situ opportunamente finalizzati.

Le analisi idrologiche e idrauliche dei fenomeni di piena sono state condotte per tempo di ritorno di 500 anni, in modo da poter definire la scala di deflusso delle sezioni.

Caratteristiche del serbatoio

Lo sbarramento è costituito da una diga in materiali sciolti con quota del coronamento a 607,65 m s.l.m. Sul corpo centrale dell'opera è ricavato una sorta di sfioratore a luce libera rivestita con un telo impermeabile che connota il rivestimento interno del vascone in studio. La soglia a quota 607,65 m s.l.m. e della lunghezza complessiva della parte sfiorante di 6 m. Le portate sfiorate, scorrono sul paramento di valle dello sbarramento attraverso una sorta di invito rivestito con un telo in materiale plastico e vengono convogliate dalle caratteristiche morfologiche della gola a valle nel piccolo canale fugatore (coincidente con l'originario percorso del Sennisceddu) che si immette dopo pochi metri nel nuovo percorso, dato al rio a seguito della realizzazione dell'invaso.

Lo sbarramento non è dotato di scarico di fondo, mentre lo sfioratore superficiale si sviluppa per un tratto di circa 6 m sul piccolo paramento di monte.

Per la definizione della curva di invaso, si considera come volume d'invaso iniziale quello corrispondente alla quota massima della soglia sfiorante a 607,65 m s.l.m. In particolare, vista la particolare conformazione del bacino, la curva volume-altezza è descritta dall'equazione che definisce il volume della piramide tronca

$$W = \frac{y}{3} \cdot (S_B + \sqrt{S_B + S_b} + S_b) \quad [m^3]$$

in cui

W = volume invasato [m^3];

S_b = superficie inferiore dell'invaso [m^2];

S_B = superficie superiore dell'invaso [m^2];

y = la quota relativa del livello idrico [m].

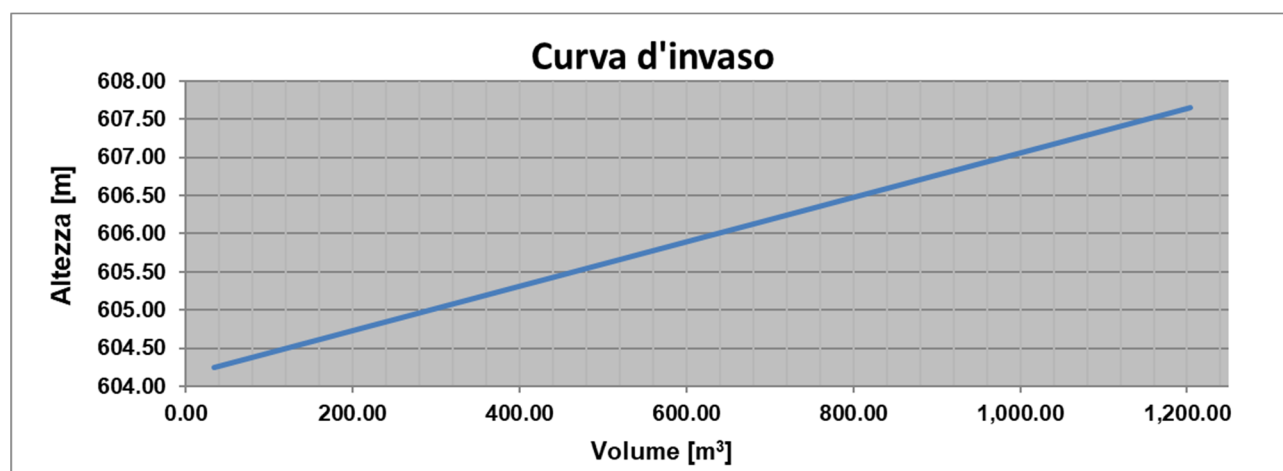


Fig. n. 9 – Curva d'invaso

Dal diagramma sopra riportato si evince che la capacità massima del serbatoio alla quota di massima regolazione 607,65 m s.l.m. è di 1.204,3 m^3 .

Sfioratore superficiale

Lo sfioratore superficiale non è stato oggetto di verifica per via del fatto che non è possibile definire un franco di sicurezza rispetto al coronamento, in quanto il paramento presenta sostanzialmente la medesima quota per il suo intero sviluppo.

Si è preferito non snaturare la struttura del corpo diga per evitare che l'equilibrio raggiunto dall'opera venisse in qualche modo compromesso da un intervento impattante quale quello di elevare il coronamento, appunto. È stata tuttavia prevista la realizzazione di un invito sagomato con gabbioni, al fine di ottenere una maggiore efficienza nell'efflusso della vena liquida, il tutto nella cornice di un vaso di volume particolarmente piccolo. In proposito si veda l'*Elab. 4 – Particolari costruttivi*.

Scarico di fondo

Per quanto concerne lo scarico di fondo si ricorda che non è attualmente presente in quanto non previsto nel progetto originario.

Pertanto, a seguito del risultato positivo delle verifiche di permeabilità del paramento, considerata altresì la limitatissima dimensione dell'opera nel suo complesso e del volume invasabile, si è preferito non andare a modificare l'equilibrio raggiunto nella realizzazione del manufatto con un intervento impattante economicamente e di difficile esecuzione quale quello di uno spingitubo per la messa in opera di un canonico carico di fondo.

Si è pertanto optato per una procedura di svuotamento manuale gestito da una pompa carrellata ad alimentazione elettrica in dotazione all'attrezzatura dell'invaso, secondo quanto riportato nell'*Elab. A.1 – Relazione descrittiva*.

Risulta poi irrilevante l'apporto d'acqua che può raggiungere l'invaso in caso di svuotamento in concomitanza dell'evento critico a motivo del fatto che, come precedentemente riportato, il rio non alimenta il bacino, che pertanto è previsto venga prevalentemente riempito mediante l'approvvigionamento da pozzo, peraltro nella stagione estiva. A ciò si aggiunge inoltre il fatto che il pozzo presenterà un limitatore di portata che consenta un emungimento non superiore a 5 l/s.

Ad ogni modo, il tempo previsto per lo svuotamento fa riferimento alla portata stabilita per tempo di ritorno T=50 anni in luogo della meno cautelativa portata di collasso dello sbarramento, preso come riferimento maggiormente cautelativo seppure si tratti di una portata che non transita materialmente all'interno del laghetto.

Per la verifica del **tempo di svuotamento dell'invaso**, si fa pertanto riferimento al volume invasato e alla capacità della pompa prevista in progetto per lo svuotamento dello stesso e pari a 160 m³/h. Ne consegue pertanto che i 1.204,3 m³ di accumulo possano essere drenati a valle in 7,52 h. il dato mette in evidenza che è rispettato quanto richiesto dal D.M. Infrastrutture e Trasporti del 26/06/2014. secondo il quale deve essere possibile svuotare il 75% dell'invaso nell'arco di 72 ore.

Verifiche aree a rischio inondazione a valle

Per la mappatura delle aree a rischio inondazione, il modello idraulico è stato implementato adottando il codice di calcolo HEC-RAS versione 4.1 (Hydrologic Engineering Center's - River Analysis System), elaborato dall'U.S. Army Corps of Engineers, con il quale è possibile eseguire calcoli in condizioni stazionarie e non stazionarie, per condizioni di corrente lenta, veloce e mista, ricavando le principali caratteristiche del moto.

Le condizioni al contorno adottate nel modello sono riportate nel precedente capitolo denominato **LA MODELLAZIONE IDRAULICA**.

Condizione di valle e di monte. La simulazione è stata effettuata lasciando all'algoritmo di calcolo la possibilità di variare tra corrente lenta e corrente veloce a seconda della sezione.

Sezioni. Il tratto del corso d'acqua oggetto del presente studio parte dallo sbarramento di Sennisceddu e si estende per una lunghezza complessiva di circa 1,5 km.

Per la caratterizzazione geometrica delle sezioni utilizzate nel modello, si è fatto riferimento al modello digitale del terreno (DTM) con passo 10 m messo a disposizione dalla Regione Sardegna. Per facilitare la convergenza del calcolo, è stata preliminarmente effettuata una un'interpolazione delle sezioni lungo tutto il tratto in esame, in modo da ridurre le distanze più elevate ad evitare brusche variazioni (di sezione) che possono provocare instabilità nel programma durante le fasi di calcolo.

Verifica aree a valle dell'opera interessate da eventuali manovre degli organi di scarico

Lo sbarramento, come indicato in precedenza, è dotato di uno sfioratore superficiale privo di organi meccanici di regolazione, e sprovvisto altresì di scarico di fondo. Lo scarico di fondo, nel presente progetto, viene surrogato da una pompa capace di convogliare a valle a 160 m³/h, quantità di gran lunga inferiore ai 4,56 m³/s della portata cinquantenaria presa in presa in considerazione per la verifica a valle delle aree di pericolosità ai sensi del PAI.

Si rimanda all'*ALLEGATO n. 1 – Pericolosità idraulica nei tre scenari* riportato in coda alla presente relazione per la rappresentazione delle aree interessate dalla piena e degli elementi a rischio.

Verifica delle aree a valle dell'opera, interessate da un'eventuale collasso dello sbarramento

Il presente capitolo riporta il calcolo della propagazione delle onde di piena conseguenti all'ipotetico collasso dello sbarramento in relazione alla specifica ipotesi di cedimento individuata.

In considerazione del tipo di struttura esistente, della tipologia a gravità, e tenendo presenti le condizioni di indagini sui casi reali di rottura delle dighe disponibili in letteratura, oltre a quanto disposto dalla normativa vigente, è stato analizzato il seguente scenario di collasso dello sbarramento prevedendo la rottura totale del corpo centrale a gravità della diga (circa 1/3 della diga) e conservazione dei conci laterali.

Le condizioni iniziali considerate, anche ai sensi della Circolare P.C.M. n. DSTN/2/22806 del 13/12/1995, riguardano:

- il livello iniziale del serbatoio adottato è pari alla quota di massima regolazione (collasso non legato a eventi idrologici intensi) che nel caso in esame corrisponde a 607,65 m s.l.m.;
- portata in ingresso al serbatoio e portate rilasciate dagli organi di scarico nulle;
- l'alveo a valle dello sbarramento inizialmente asciutto.

Calcolo dell'idrogramma di piena – Ai fini della determinazione dell'onda di piena è stato seguito un approccio metodologico semplificato. L'ipotesi di un collasso totale e istantaneo rappresenta lo scenario più gravoso. L'acqua all'interno del serbatoio è considerata inizialmente ferma e il deflusso di morbida nell'alveo di valle risulta trascurabile.

Il crollo di uno sbarramento determina la contemporanea formazione, a monte e a valle, di due serie di onde denominate, rispettivamente, negative e positive.

L'idrogramma di piena conseguente la rottura di uno sbarramento presenta, tipicamente, un ramo ascendente quasi verticale e un ridotto lasso di tempo fra l'arrivo di fronte positivo e picco di portata.

Qualora il collasso sia totale, la soluzione analitica di *Ritter*, ai fini della stima della portata q_0 è:

$$q_0 = \frac{8}{27} g^{\frac{1}{2}} b y_0^{\frac{2}{3}}$$

La determinazione dell'idrogramma in corrispondenza della rottura (parziale o totale) dello sbarramento ha fatto riferimento alla topografia e alla batimetria dell'invaso. Lo stesso è stato pertanto schematizzato mediante un serbatoio prismatico equivalente supponendo che la breccia occupi solo una parte b della dimensione trasversale complessiva B dell'invaso, mentre la lunghezza L rappresenta lo sviluppo longitudinale, lungo l'asse della valle, dell'invaso a partire dalla sezione

della breccia. Tale tipologia di collasso è stata simulata con una profondità y_0 pari all'altezza del tirante idrico in corrispondenza della breccia. È stato quindi calcolato il valore di amplificazione della portata al colmo e del tempo d'inizio del ramo di esaurimento. Considerato che, fissata la larghezza b della breccia, la larghezza B è in primo luogo responsabile del fattore di amplificazione della portata, si è ritenuto opportuno valutarla quale larghezza equivalente rappresentativa della conformazione dell'invaso nella zona a monte dello sbarramento.

La piena assume, quindi, una forma tipica caratterizzata da un massimo q_0 , di valore 18,84 m³/s, portata calcolabile con la formula di Ritter, nel quale la larghezza è posta pari all'apertura della breccia. Il valore della portata massima, salvo oscillazioni dovute a propagazioni secondarie, si mantiene praticamente costante tra l'istante iniziale e un istante t_0 , sostanzialmente pari al tempo necessario affinché l'onda negativa di svuotamento raggiunga il punto di massima distanza della breccia per poi tornare alla breccia stessa.

Conseguentemente per la determinazione del tempo t_0 è stata utilizzata la seguente espressione adimensionalizzata:

$$\frac{t_0 \sqrt{gh_0}}{l} = 1 + \frac{1}{\alpha \frac{8}{27} \frac{b}{B} + 1}$$

α è un coefficiente numerico adimensionalizzato, maggiore di uno, funzione monotona decrescente del rapporto b/B tra la larghezza della breccia b e quella complessiva dello sbarramento B .

L'idrogramma risultante presenta i seguenti valori caratteristici, a fonte di un volume d'invaso iniziale relativo alla quota di massima regolazione:

Rottura totale del corpo centrale della diga			
Tirante idrico in corrispondenza della breccia	y_0	3,5	[m]
Ampiezza breccia (dalla formula di Froelich)	b	3,1	[m]
Ampiezza fronte sfiorante	B	6,0	[m]
Lunghezza specchio d'acqua	L	43,0	[m]
Coefficiente in funzione del rapporto di ampiezza tra breccia e fronte sfiorante	α	1,13	[adim]
Tempo in cui l'onda negativa generata dal crollo inverte la direzione	t_0	13,59	s
Volume invasato	W_0	1.204,3	[m ³]
Portata di piena	q_0	18,84	[m ³ /s]

Tab. n. 4 - Parametri adottati per il calcolo della portata di derivante dal collasso dell'invaso

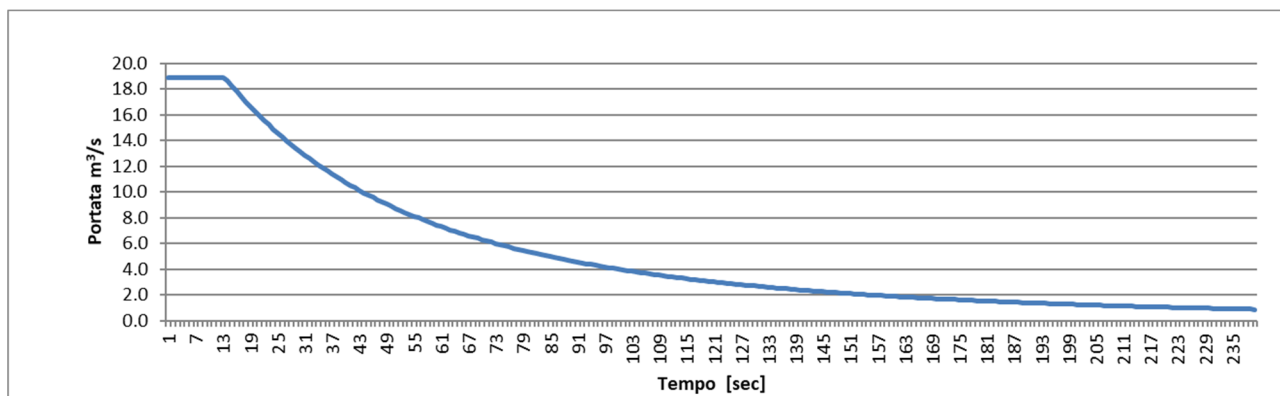


Fig. n. 10 – Idrogramma di piena utilizzato nella modellazione scenario di collasso dello sbarramento

Si rimanda all'*ALLEGATO n. 1 – Pericolosità idraulica nei tre scenari* riportato in coda alla presente relazione per la rappresentazione delle aree interessate dalla piena e degli elementi a rischio.

Definizione di rischio

Come definito dall'art. 12 dell'Allegato A della L.R. 12/2007, *la valutazione del rischio viene effettuata attraverso il calcolo del rischio connesso con l'opera ed in particolare attraverso la verifica delle dimensioni del bacino, della tipologia di alimentazione, dell'area interessata dall'opera e dei fattori di rischio presenti a valle. Per valutazioni speditive da utilizzare nell'iter procedurale di autorizzazione per la costruzione e l'esercizio di un invaso, viene definito rischio quello valutato considerando unicamente il grado ed il tipo di antropizzazione delle aree a valle dello sbarramento.*

La legge individua inoltre tre classi di rischio:

- a) basso:** se a seguito del collasso dello sbarramento risultino perdite trascurabili sia sotto l'aspetto ambientale che economico; la perdita di vite umane sarebbe improbabile;
- b) moderato:** se a seguito del collasso dello sbarramento nelle aree a valle risultino serie conseguenze ambientali o apprezzabili perdite economiche con danni a strutture commerciali o industriali, servizi pubblici o infrastrutture; la perdita di vite umane sarebbe improbabile;
- c) alto:** se a seguito del collasso dello sbarramento nelle aree a valle risultino perdita di vite umane e rilevanti danni economici; in generale, si riterrebbero coinvolti agglomerati urbani o aree di espansione con numerose residenze.

Dalle simulazioni idrauliche effettuate nei due scenari simulati si ritiene opportuno classificare la diga di *Sennisceddu* come un invaso a rischio moderato, vista la presenza di fabbricati adibiti a servizi nel tratto di valle interessato dalla simulazione e della viabilità comunale, ma che non sono raggiunti dal livello idrico raggiunto in fase di onda di piena, e che difficilmente potrebbe comportare la perdita di vite umane.

A tal proposito, si riporta di seguito le risultanze della verifica idraulica del ponte sulla strada Tressussa Isternus, il franco idraulico, calcolato secondo Norme di Attuazione del PAI non è

verificato solo per le portate derivanti dalle condizioni di collasso dello sbarramento, quindi con un tempo di ritorno superiore a 1000 anni.

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Max Chl Dpth	Vel Chnl	Min El Prs	Franco V2/2g	Franco 0.87(y)^0.5+ayi	Franco 1.00 metri	Max franco	Franco idraulico garantito	VERI FICA TO
		[m³/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
982	Tr = 50 anni	4,56	542,80	543,05	0,25	5,97	545,10	1,27	0,46	1,00	1,27	2,05	
982	Tr = 100 anni	5,57	542,80	543,10	0,30	6,17	545,10	1,36	0,51	1,00	1,36	2,00	
982	Tr = 200 anni	6,63	542,80	543,15	0,35	6,36	545,10	1,44	0,56	1,00	1,44	1,95	
982	Tr = 500 anni	8,13	542,80	543,21	0,41	6,60	545,10	1,55	0,62	1,00	1,55	1,89	
	collasso sbarramento	18,84	542,80	543,61	0,81	7,78	545,10	2,16	1,01	1,00	2,16	1,49	NO

Tab. n. 5 - Verifica del franco idraulico dell'attraversamento sulla strada Tressussa Isternus per i tempi di ritorno considerati

Valutazioni qualitative del trasporto solido

Il presente capitolo espone considerazioni di tipo qualitativo circa la possibile movimentazione e il relativo trasporto del materiale solido di fondo alveo da parte della corrente di piena. Tale analisi è utile all'individuazione di zone presumibilmente soggette a deposito, con conseguente possibilità di sopralzi del pelo libero o ostruzioni di luci di infrastrutture esistenti di attraversamento del corso d'acqua, nonché delle zone in corrispondenza delle quali è possibile l'instaurarsi di fenomeni di erosione e crolli spondali.

Con riferimento al problema di mobilità delle sezioni, assimilando in prima approssimazione le sezioni a sezioni rettangolari molto larghe, lo sforzo tangenziale massimo τ_0 esercitato dalla corrente è valutabile mediante la relazione:

$$\tau_0 = \gamma y^{-1/3} \frac{v^2}{k_s^2}$$

essendo

$\gamma=10 \text{ kN/m}^3$ il peso specifico dell'acqua;

y la profondità della corrente;

v la sua velocità media;

k_s è il parametro di mobilità relativo alla sola resistenza opposta dai granelli.

In condizioni di moto incipiente per il materiale solido costituente l'alveo tale sforzo tangenziale è in grado di mobilitare materiale con diametro medio d inferiore a:

$$d = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)0.06}$$

Essendo γ_s il peso specifico del materiale presente in alveo, desunto dagli specifici studi geologici e geotecnici e assunto pari a 26 kN/m^3 (a maggior consistenza rocciosa); il coefficiente 0,06 rappresenta, invece, il valore a cui tende il parametro adimensionale di Shields $\tau_0/(\gamma_s - \gamma)$ al limite del movimento incipiente in condizioni di moto turbolento.

Di seguito si riporta l'andamento delle tensioni tangenziali per l'alveo centrale calcolate con l'ausilio del software HEC-RAS.

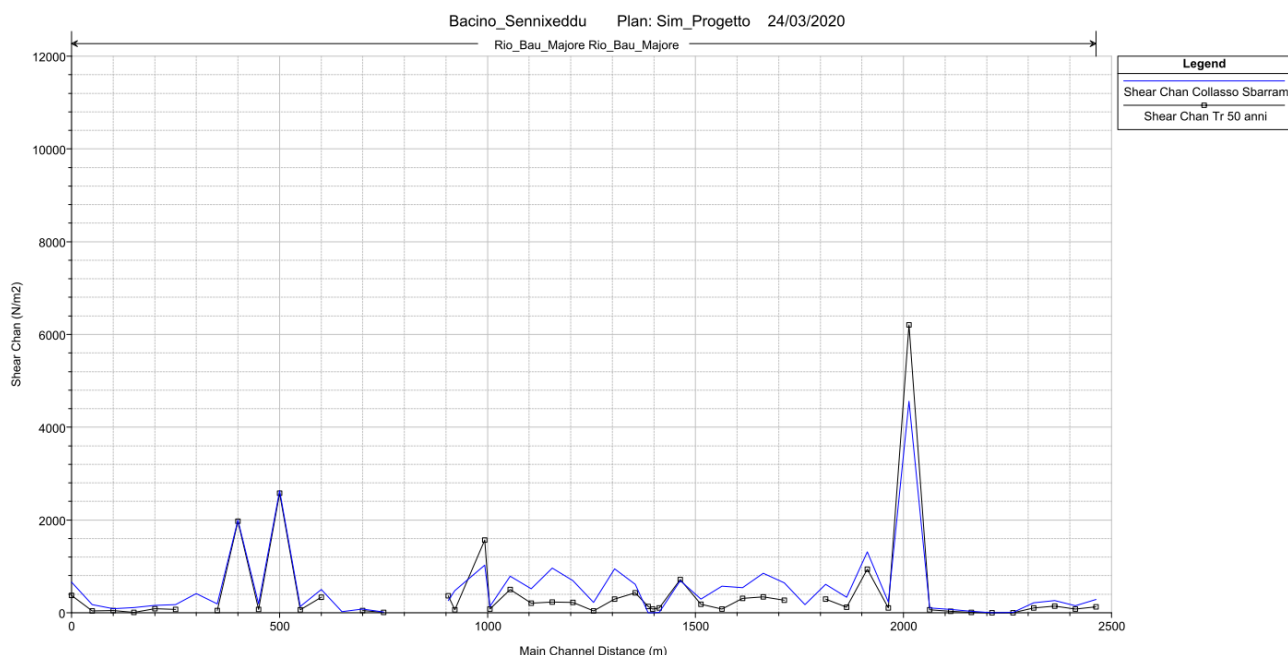


Fig. n. 11 – Tensioni tangenziali nel canale centrale per lo scenario di collasso dello sbarramento e portata con $T_r = 500$ anni

Trasporto solido per manovra degli organi di scarico

Con riferimento alla propagazione dell'onda di piena artificiale prodotta dalle manovre istantanee dello scarico (mediante la pompa che surroga lo scarico di fondo) scarichi si possono dedurre le seguenti considerazioni.

Relativamente alla portata con $T_r = 500$ anni nel tratto posto immediatamente a valle della diga (sino a circa 250 m a valle dello sbarramento), dove si hanno velocità medie variabili da 2 a 3 m/s e profondità della corrente che oscillano entro un campo di valori di $1 \div 2$ m, lo sforzo tangenziale assume valori di circa $0,5 \div 1,0$ kN/m². Ne consegue che, al passaggio di portate di tale ordine la corrente è in grado di rimuovere il materiale con diametro massimo compreso tra 10 e 20 cm, con valori maggiori relativi alle sezioni in cui è maggiore lo sforzo tangenziale. Velocità medie massime superiori e, conseguentemente sforzi tangenziali maggiori, si determinano nell'ultimo tratto di valle studiato, ovvero per distanze dalla diga fino a 1 km circa. In tale tratto, con tiranti idrici dell'ordine di $0,5 \div 1$ m, le velocità medie variano tra 3 m/s e 5 m/s. Ne risultano per lo sforzo tangenziale valori compresi tra 10,0 e 20,0 kN/m² e, per il materiale mobilizzabile dalla corrente, diametri massimi compresi tra 30 e 50 cm. I dati sopra esposti evidenziano che, in caso di piena con portata cinquecentenaria, si determinano fenomeni di erosione e deposito di materiale solido relativamente contenuti. Il trasporto solido non dovrebbe, pertanto, comportare modificazioni della morfologia dell'alveo del torrente degne di nota. Non sono, però, trascurabili eventuali fenomeni erosivi localizzati in corrispondenza delle pile in alveo dei vari manufatti di attraversamento.

Trasporto solido per collasso dello sbarramento

Nel caso di crollo dello sbarramento, in corrispondenza dell'intero tratto di alveo si avranno ovunque velocità medie massime con valori importanti, come risulta anche dalla loro curva di inviluppo lungo

l'alveo. Nel primo tratto a valle della diga, così come evidenziato nella simulazione di Hec Ras, esse superano i 6 m/s, ma anche nel tratto terminale, ove l'ampiezza delle sezioni assume valori maggiori, si determinano velocità comunque dell'ordine di 5 m/s, le quali determinano sforzi tangenziali elevati in grado di mobilitare una certa quantità di materiale incoerente presente in alveo.

In modo specifico, nel tratto vallivo del torrente, con tiranti d'acqua medi dell'ordine di $0,5 \div 1$ m e velocità medie variabili da circa 4 m/s a 5 m/s si ottengono valori di sforzo tangenziale compresi tra 10,0 e 20,0 kN/m² decrescenti da monte verso valle, in grado di rimuovere e trasportare materiali solido di diametro d , al limite del movimento incipiente, orientativamente compreso tra 0,4 e 0,6 m. Nel primo tratto a valle della diga, invece, dove i tiranti d'acqua variano mediamente tra 1 m e 2 m e le velocità sono comprese tra i 5 m/s e i 10 m/s, gli sforzi tangenziali massimi sono in grado di mobilitare ancora maggiori quantità di materiale presente in alveo, che dunque può essere trasportato in modo generalizzato.

Va pertanto supposto che, nel caso di collasso istantaneo dello sbarramento, l'intensità del trasporto sia tale da sollecitare l'alveo del corso d'acqua e che, per l'irregolarità della geometria dell'alveo medesimo soprattutto nella parte di monte, e la presenza in successione di restringimenti ed allargamenti di sezione, possibili consistenti e non stimabili fenomeni di erosione si accompagnino a stati di sovralluvionamento, con deposito del materiale di maggiore dimensione, in particolare nei tratti di rapido allargamento di sezione. Tuttavia, vista la profonda incisione della vallecchia nella quale si articola il rio, accompagnato allo scarso quantitativo di materiale che può essere messo in moto dall'evento, si ritengono improbabili variazioni dell'assetto piano-altimetrico dell'alveo, nel tratto interessato dallo studio.

CONCLUSIONI IN TERMINI DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Sulla base di quanto precedentemente riportato, si configurano quali interventi in alveo le lavorazioni di seguito riportate.

Pulizia e rimozione di arbusti dalle sponde del corso d'acqua. La pulizia delle sponde rientra nella manutenzione ordinaria che in questo caso è altresì volta a predisporre le aree alla realizzazione delle opere previste in progetto. La eliminazione della vegetazione presente riguarda prevalentemente il tratto del paramento di valle dello sbarramento e il tratto di canale fagatore che comporta la reimmissione nel percorso del rio. Occorre specificare che la poca vegetazione oggetto di espanto non ha incidenza alcuna sull'habitat naturale sia per via della limitata entità dell'intervento, sia per il fatto che per il contesto non risulta minimamente alterato dalla pulizia in questione.

Detto intervento manutentivo è disciplinato dalla *“Direttiva per la manutenzione degli alvei e gestione dei sedimenti” in attuazione degli articoli 13 e 15 delle N.D.A del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Sardegna (PAI)*, e comporterà la riduzione al minimo degli elementi vegetativi che possano essere trasportati a valle dalla corrente di piena, almeno per il tratto di competenza.

In tali termini l'intervento è compatibile con i dettati delle norme di attuazione del PAI per quanto riportato all'art. 27 – Disciplina delle aree di pericolosità molto elevata (Hi4) al comma 1, lettera c).

Protezione spondale. La sistemazione idraulica in termini di protezione spondale, seppure per uno sviluppo limitato, è volta a fare in modo che la parte del corso d'acqua a monte dell'invaso non sia interessata da vegetazione in alveo. In tal modo, anche alla luce dell'intervento nel tratto di valle cui ci si raccorda, è possibile garantire un percorso per l'acqua facilmente manutenibile pertanto efficiente, oltre a comportare una limitazione di potenziali fenomeni erosivi. La lavorazione rientra tra gli *interventi straordinari* previsti dall'art. 8 della *“Direttiva per la manutenzione degli alvei e gestione dei sedimenti” in attuazione degli articoli 13 e 15 delle N.A del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Sardegna (PAI)*. In aggiunta, la medesima direttiva all'ALLEGATO I Piano d'indirizzo metodologico per la redazione dei progetti di manutenzione aggiornato a Luglio 2015 al punto 6.3 – Sistemazione e protezione spondale prevede le tecnologie impiegate nel presente progetto quali quelle impiegabili nell'ambito della manutenzione fluviale.

Le opere sono poi compatibili ai sensi dettati delle norme di attuazione del PAI per quanto riportato all'art. 27 – Disciplina delle aree di pericolosità molto elevata (Hi4) al comma 1, lettera c) anche in riferimento a quanto indicato nel D.P.R. del 14/04/1993 “Atto di indirizzo e coordinamento alle regioni recante criteri e modalità per la redazione dei programmi di manutenzione idraulica e forestale” che indica tra le tipologie manutentorie da effettuarsi nei corsi d'acqua il *ripristino di protezioni spondali deteriorate o franate in alveo (gabbioni e scogliere), inteso come risagomatura e sistemazione di materiale litoide collocato a protezione di erosioni spondali; sostituzione di elementi di gabbionata metallica deteriorata o instabile od altra difesa artificiale deteriorata od in frana, utilizzando, ove possibile, tecnologie di ingegneria ambientale* come richiamato nelle N.A. del PAI.

L'esito della modellazione nello scenario *post operam* sono riportate nell'*ALLEGATO n. 1 – Pericolosità idraulica nei tre scenari*. Il risultato, prevedibile in origine, è quello di una pericolosità che rimane sostanzialmente immutata nella sua estensione e nella sua classificazione, in quanto gli interventi sopra richiamati sono pressoché puntuali e come tali poco influenti nella dinamica fluviale di un percorso che coinvolge poche decine di metri m circa di sviluppo del rio. Viceversa, essendo il progetto volto ad una manutenzione straordinaria e non già alla mitigazione del rischio (in termini pianificatori), dal presente studio si evince che la pericolosità idraulica non aumenta, e con essa il rischio idraulico.

Inoltre, il progetto in esame non evidenzia allo stato attuale controindicazioni specifiche in merito agli aspetti geologici in generale ed altrettanto in rapporto alla stratigrafia, all'assetto strutturale, alla geomorfologia e all'idrogeologia.

Geologicamente il sito in studio si presenta sicuro e privo di alcun fenomeno di instabilità in atto, o potenzialmente derivabile dalla realizzazione dell'intervento in progetto.

Non esiste una copertura pedologica che possa essere compromessa dall'insediamento delle opere previste.

Non sono presenti affioramenti di interesse geologico tale da poter essere inquadrati nella categoria "monumenti geologici" e come tali da sottoporre a salvaguardia.

Dal punto di vista idrogeologico non si rilevano interferenze degne di nota ed il tipo di intervento previsto non interessa falde acquifere profonde.

I terreni presenti entro l'area di interesse, sono dotati di una caratterizzazione geotecnica discreta, che tuttavia può essere considerata più che sufficiente, sia per quanto attiene alla capacità portante, sia per quanto riguarda i cedimenti.

Sulla base di quanto sopra specificato, si ritiene che le opere previste dal progetto sono fattibili sotto il profilo geologico, geotecnico e idrogeologico.

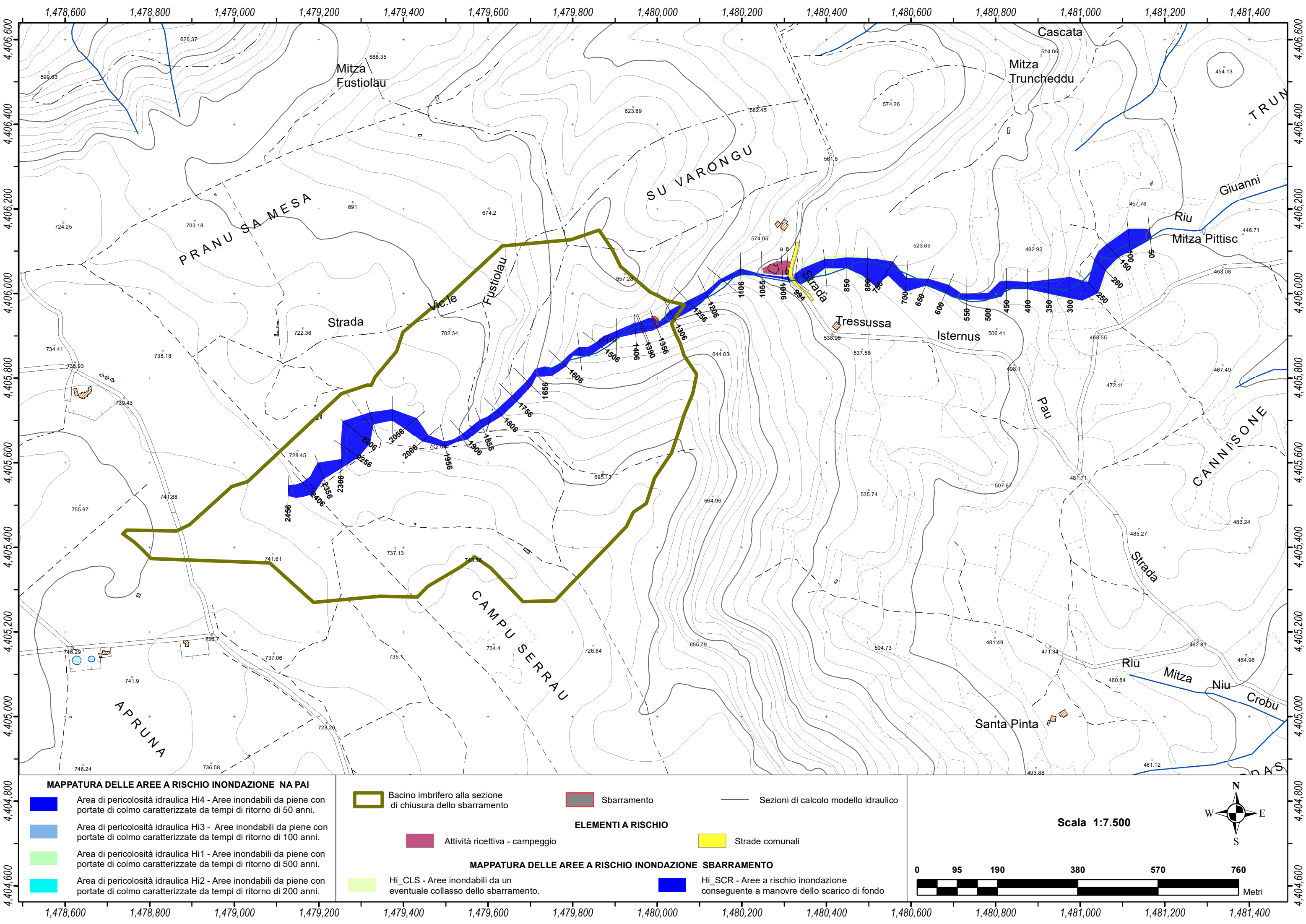
Alla luce di tutto quanto sopra esposto non si ravvisa alcuna incompatibilità idraulica dell'opera in esame con il reticolo idrografico superficiale e secondario.

Dalla analisi dei vari elementi che caratterizzano l'intervento progettuale si evince che tutte le opere sopra descritte rientrano tra quelle comunque consentite dalla disciplina delle aree a pericolosità idraulica molto elevata, quindi nelle aree classificate Hi4.

In conseguenza di quanto sopra riportato, le opere in questione risultano pertanto tra quelle ammissibili ai sensi di quanto previsto dalle Norme di Attuazione del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico.

ALLEGATO N. 1 – PERICOLOSITÀ IDRAULICA NEI TRE SCENARI

(stato attuale, stato di progetto e dam break)



INDICE

GENERALITÀ	1
RIFERIMENTI NORMATIVI	2
IL TERRITORIO DI RIFERIMENTO	3
Inquadramento geografico e cartografico	3
Inquadramenti geologico	3
Inquadramento idrogeologico	3
PIANIFICAZIONE DI SETTORE	4
Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI)	4
Piano Stralcio per le Fasce Fluviali (PSFF)	4
Del. Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino Regionale n. 1 del 31/01/2014	5
Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni del distretto idrografico della Regione Autonoma della Sardegna (PGRA)	5
Verifica delle opere idrauliche interferenti con il reticolo idrografico	6
Identificazione e disciplina delle aree di pericolosità quale misura di prima salvaguardia ai sensi dell'art. 30ter delle Norme di attuazione del P.A.I.	7
LO STUDIO DEL BACINO	8
Il corso d'acqua e il bacino di riferimento	8
Individuazione dei parametri morfometrici	9
Valutazione delle capacità di deflusso dei suoli	9
Calcolo del parametro CN	10
Valutazione delle portate di massima piena	11
Metodo razionale con curva di possibilità pluviometrica TCEV	12
Portata al colmo	16
LA MODELLAZIONE IDRAULICA	17
Criteri	17
Il modello	17
Equazioni per il calcolo del profilo idraulico	18
Calcolo della profondità di stato critico	20
Coefficienti adottati	20
Velocità nell'alveo di magra	21
Risultati	21
INTERVENTO DI PROGETTO	22
VERIFICHE	26
Verifiche degli organi di scarico	26
Caratteristiche del serbatoio	26
Sfioratore superficiale	27
Scarico di fondo	27

Verifiche aree a rischio inondazione a valle	28
Verifica aree a valle dell'opera interessate da eventuali manovre degli organi di scarico ...	29
Verifica delle aree a valle dell'opera, interessate da un'eventuale collasso dello sbarramento	29
Definizione di rischio	31
Valutazioni qualitative del trasporto solido.....	32
Trasporto solido per manovra degli organi di scarico	33
Trasporto solido per collasso dello sbarramento	33
CONCLUSIONI IN TERMINI DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA.....	35
ALLEGATO N. 1 – PERICOLOSITÀ IDRAULICA NEI TRE SCENARI	37
INDICE	39