

# RIPRISTINO SCARICO DI FONDO DIGA DI POZZILLO COMUNE DI REGALBUTO (ENNA)



## PROGETTO DEFINITIVO

Progettisti in ATI:

Co.Ri.P. Srl

E&G Srl

Ing. Fabio Colletti  
Ing. Marco Leone  
Ing. Michele Ricci



**E&G S.r.l.**  
ENVIRONMENT & GEOTECHNIC  
STUDIO DI INGEGNERIA GEOTECNICA E AMBIENTALE

Prof. Ing. Quintilio Napoleoni  
Ing. Gadiel Coen  
Ing. Claudio Gravina

e-mail: [ingegneria@coripsrl.it](mailto:ingegneria@coripsrl.it)

e-mail: [info@eandg.it](mailto:info@eandg.it)

DIZETA INGEGNERIA

GRAIA

Ing. Fulvio Bernabei  
Ing. Stefano Adami  
Ing. Paolo Sanavia



**GRAIA**  
Gestione Ricerca Ambientale Ittica Acque

Dott. Gaetano Gentili  
Dott. Andrea Romanò

e-mail: [amministr@nazione@nazione@dizetaingegneria.it](mailto:amministr@nazione@nazione@dizetaingegneria.it)

e-mail: [info@graia.eu](mailto:info@graia.eu)

CODICE ELABORATO:		LIV. PROG.	NOME ELABORATO:			REV:	SCALA:
I GA 02 01 RE		D	RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA			C	-
D							
C	Revisione		maggio 2019	Ing. M. Ricci	Ing. M. Leone	Ing. F. Colletti	
B	Revisione		aprile 2019	Ing. M. Ricci	Ing. M. Leone	Ing. F. Colletti	
A	Emissione		settembre 2018	Ing. M. Ricci	Ing. M. Leone	Ing. F. Colletti	
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	



## SOMMARIO

<b>1. PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
<b>2. RIFERIMENTI NORMATIVI</b> .....	<b>5</b>
2.1.    AMBITO NAZIONALE .....	6
2.2.    AMBITO REGIONALE .....	6
<b>3. QUADRO CONOSCITIVO</b> .....	<b>8</b>
<b>4. INQUADRAMENTO IDROGRAFICO</b> .....	<b>9</b>
4.1.    IL BACINO IDROGRAFICO E L'INVASO ARTIFICIALE .....	9
4.1.1.    Interrimento dell'invaso .....	12
4.2.    INDIVIDUAZIONE DI RETI DI MONITORAGGIO ESISTENTI .....	14
4.2.1.    Stazione Pozzillo Diga .....	14
4.2.2.    Stazioni pluviometriche .....	15
4.2.3.    Stazione idrometrica di Ponte Gagliano .....	16
<b>5. ANALISI PLUVIOMETRICA E IDROMETRICA</b> .....	<b>19</b>
5.1.    ANALISI DELL'INFORMAZIONE PLUVIOMETRICA .....	19
5.2.    ANALISI STATISTICA DIRETTA DELL'INFORMAZIONE IDROMETRICA .....	22
5.3.    PREDISPOSIZIONE E TARATURA DEL MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI .....	23
<b>6. STIMA DEGLI IDROGRAMMI DI PIENA</b> .....	<b>26</b>
<b>7. DESCRIZIONE DELLE OPERE ESISTENTI E IN PROGETTO</b> .....	<b>28</b>
7.1.    LA DIGA DI POZZILLO .....	28
7.2.    DATI PRINCIPALI DELLE OPERE DI SCARICO .....	31
7.2.1.    Scarico di superficie .....	31
7.2.2.    Scarico di fondo .....	33
7.2.3.    Scarico di fondo sussidiario .....	35
7.2.4.    Opera di derivazione .....	35
7.3.    DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO .....	37
7.3.1.    Dragaggio sedimenti .....	37
7.3.2.    Pulizia e manutenzione della galleria e sostituzione delle paratoie dello scarico di fondo esistente .....	38
7.3.3.    Nuovo scarico di fondo .....	38
7.3.4.    Ripristino opera di derivazione .....	39
<b>8. VERIFICA DEL FUNZIONAMENTO IDRAULICO DEGLI ORGANI DI SCARICO A SEGUITO DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO</b> .....	<b>40</b>
8.1.    NUOVO SCARICO DI FONDO .....	40

8.2.	OPERA DI DERIVAZIONE.....	44
<b>9.</b>	<b>REGOLAZIONE DELL'INVASO DURANTE LE OPERAZIONI DI CANTIERE .....</b>	<b>45</b>
9.1.	LAMINAZIONE DELL'EVENTO DI PIENA DI PROGETTO E VALUTAZIONE DELL'ADEGUATEZZA IDRAULICA DEGLI SCARICHI.....	46
<b>10.</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>53</b>

## 1. PREMESSA

Il presente documento costituisce elaborato del progetto relativo all'incarico per le attività costituenti la progettazione definitiva delle opere di ripristino dello scarico di fondo della diga di Pozzillo nel Comune di Regalbuto (Enna). Come espresso dal documento *EGP.OEM.1.90.IT.H.89009.09.006.02 – Specifica tecnica per incarico professionale di progettazione definitiva ed esecutiva*, tale report è parte costituente dell'insieme di relazioni tecniche specialistiche necessarie per l'opera, previste dall'art. 26 del DPR 207/2010.

Per una più agevole presentazione delle elaborazioni, lo studio idrologico-idraulico può essere scomposto nelle fasi logiche seguenti.

Nel **Capitolo 2** si sintetizzano le normative applicabili al presente ambito progettuale.

Nel **Capitolo 3** si elencano le fasi seguite per la ricostruzione dello stato di fatto riguardante l'area d'intervento.

Nel **Capitolo 4** è riportato l'inquadramento territoriale dell'area d'intervento su cui insistono le opere da realizzare, con una breve descrizione del bacino in esame e della diga. Si descrivono anche le principali stazioni di misura di pioggia e di portata ricadenti nel bacino afferente alla diga del Pozzillo.

Nel **Capitolo 5** si riporta la valutazione delle curve di possibilità pluviometrica per diversi tempi di ritorno mediante utilizzo della curva di crescita individuata dall'approccio regionale proposto dal Gruppo Nazionale per la Difesa Dalle Catastrofi Idrogeologiche (G.N.D.C.I.) nell'ambito del progetto VAPI (VALutazione Plene). Successivamente, si è provveduto alla valutazione della portata media giornaliera, della portata di durata 24 ore e delle portate al colmo per vari tempi di ritorno attese al serbatoio mediante utilizzo della curva di crescita individuata dall'approccio regionale proposto dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche nell'ambito del progetto VAPI.

Nel **Capitolo 6** viene descritta la procedura finalizzata alla stima degli idrogrammi di piena in ingresso al serbatoio, espletata tramite l'impiego delle relazioni di Gregorig, che individuano la morfometria delle onde di piena.

Nel **Capitolo 7** vengono descritte le opere esistenti e il progetto di ripristino della funzionalità dello scarico di fondo.

Nel **Capitolo 8** viene verificato il nuovo scarico di fondo in progetto e tutti gli organi di scarico per i quali sono stati previsti degli interventi di ripristino o manutenzione. Nello specifico, si è valutata la sicurezza idrologica dell'invaso e l'adeguatezza degli scarichi mediante simulazione della laminazione dell'onda di piena di tempo di ritorno ventennale operata dal complesso invaso-organi di scarico.

Nel **Capitolo 9** si descrive come si intende regolare l'invaso durante le fasi di cantiere, a garanzia dell'incolumità del personale operante e delle lavorazioni già concluse prima di un eventuale evento di piena critica.

Ciascuno dei punti precedenti è stato trattato singolarmente illustrando le metodologie utilizzate ed i risultati ottenuti; le relazioni matematiche e le basi teoriche che le sottendono sono state inoltre riportate in misura strettamente necessaria alla comprensione dell'elaborato rimandando alle consolidate fonti di letteratura per eventuali approfondimenti.



**Figura 1.1: Prospettiva della diga del Pozzillo**

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI

La progettazione della diga in esame segue la normativa:

- Legge n. 1086 del 5 novembre 1971. “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica” e s.m.i..
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974. “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche” e s.m.i..
- L. n. 584 del 1994;
- D.Lgs. n. 112 del 1998;
- Decreto del Presidente della Repubblica n. 554, del 21 dicembre 1999. “Regolamento di attuazione della legge quadro in materia di lavori pubblici 11 febbraio 1994, n. 109, e successive modificazioni.” e s.m.i..
- Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 6 giugno 2001. “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia” e s.m.i..
- Decreto del Ministero dell’Ambiente e della tutela del territorio 30 giugno 2004. “Criteri per la redazione del Progetto di Gestione degli invasi ai sensi dell’art. 40 comma 2, del decreto legislativo 11 maggio 1999, n. 152 e successive modifiche e integrazioni nel rispetto degli obiettivi di qualità fissati dal medesimo decreto
- Decreto Legislativo n. 152 del 3 aprile 2006 “Norme in materia ambientale” e s.m.i.. legislativo” e s.m.i..
- Decreto Legislativo n. 81 del 9 aprile 2008. “Attuazione dell’articolo 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro” s.m.i..
- Decreto del Presidente della Repubblica n. 207, del 5 ottobre 2010. Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture» e s.m.i. (con particolare riferimento a Titolo II - Capo I – sezioni III e IV Articoli 24+43).
- D.D.G. dell’Assessorato Regionale dell’Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Generale dell’Acqua e dei Rifiuti n. 710 del 7 maggio 2012 della Regione Sicilia per l’adozione del regolamento relativo al procedimento di approvazione dei progetti di gestione sugli sbarramenti fluviali di competenza regionale.
- “Norme Tecniche in Materia di Traverse e Dighe secondo l’Aggiornamento del Decreto del MIT” del 26/06/2014;
- Decreto Legislativo 50 del 18 aprile 2016. “Attuazione delle direttive 2014/23/UE, 2014/24/UE e 2014/25/UE sull’aggiudicazione dei contratti di concessione, sugli appalti pubblici e sulle procedure d’appalto degli enti erogatori nei settori dell’acqua, dell’energia, dei trasporti e dei servizi postali, nonché per il riordino della disciplina vigente in materia di contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture” e s.m.i.
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018 - “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”.

L’elenco della normativa di riferimento è da intendersi come indicativo e non esaustivo.

---

### Progettisti in ATI

CO.RI.P. S.r.l.

E&amp;G

DIZETA INGEGNERIA

GRAIA

## 2.1. Ambito nazionale

Si ricordano per completezza le meno recenti normative nazionali, fra cui il DPR n. 1363 del 1 novembre 1959 "**Approvazione del regolamento per la progettazione, costruzione ed esercizio degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)**" e il DL n. 507 dell'8 agosto 1994 "**Misure urgenti in materia di dighe**".

La L. n. 584 del 1994 sancisce che la realizzazione di opere di sbarramento, dighe di ritenuta o traverse, che superano i 15 metri di altezza o che determinano un volume d'invaso superiore a 1'000'000 di metri cubi, definite grandi dighe, è soggetta, ai fini della tutela dell'incolumità pubblica, in particolare delle popolazioni e dei territori a valle delle opere stesse, all'approvazione tecnica del progetto da parte del Servizio nazionale dighe. L'approvazione viene rilasciata nel caso di conformità del progetto alla normativa vigente in materia di progettazione, costruzione ed esercizio di dighe. L'approvazione interviene entro 180 giorni dalla presentazione della domanda e dall'acquisizione di tutta la documentazione prescritta. Il provvedimento può essere emanato, nella forma dell'approvazione condizionata all'osservanza di determinate prescrizioni; in tal caso è fissato un termine per l'attuazione delle prescrizioni secondo la natura e la complessità delle medesime. Sono, in ogni caso, fatti salvi i controlli successivi riguardanti l'osservanza delle prescrizioni medesime. Sono escluse tutte le opere di sbarramento che determinano invasi adibiti esclusivamente a deposito o decantazione o lavaggio di residui industriali, che restano di competenza del Ministero dell'industria, del commercio e dell'artigianato. Ai fini della sottoposizione alla valutazione di impatto ambientale, restano fermi i limiti di cui all'art. 2 della legge 9 gennaio 1991, n. 9.

Il DLgs n. 112 del 1998 (artt. 89-91) affida allo Stato la competenza per le grandi dighe, mentre alle Regioni quella relativa alle piccole dighe.

Negli anni l'Autorità di controllo statale sulle grandi dighe (il caso in esame) ha subito numerose modifiche nell'assetto istituzionale:

1. Dal 1925 al 1991: Servizio Dighe presso il Consiglio Superiore dei LL.PP.;
2. Dal 1991 al 2003: Servizio Nazionale Dighe – Dipartimento Servizi Tecnici Nazionali;
3. Dal 2003 al 2008: Registro Italiano Dighe (R.I.D.);
4. Dal 2008: Ministero della Infrastrutture e dei Trasporti – Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture Idriche ed Elettriche.

Il DM del 26 giugno 2014 si applica a tutti gli sbarramenti di ritenuta del territorio nazionale ed hanno la finalità di assicurare, anche in caso di eventi estremi, la permanenza della funzione di contenimento dell'acqua di invaso e della funzionalità degli organi necessari alla vuotatura controllata dell'invaso. Tale decreto sancisce, dal punto di vista tecnico, i criteri di dimensionamento delle vasche di laminazione in oggetto.

La diga in oggetto è classificabile come **grande diga** e, ai sensi del p.to B.2 della presente norma, come **Diga di calcestruzzo: a gravità, ordinaria**.

## 2.2. Ambito regionale

Per la normativa italiana le *piccole dighe* hanno dimensione: altezza < 15 m e volume di invaso < 1'000'000 m<sup>3</sup>. La ricerca condotta dal gruppo di lavoro ITCOLD ha permesso di reperire i regolamenti emanati dalle

regioni per quanto riguarda le piccole dighe finalizzati all'approvazione dei progetti, al controllo della costruzione e dell'esercizio. Nel seguito viene riportato l'elenco delle regioni che hanno emesso normative per le piccole dighe:

- Basilicata;
- Sardegna;
- Veneto;
- Piemonte;
- Provincia Autonoma di Bolzano – Alto Adige;
- Valle d'Aosta;
- Toscana;
- Campania;
- Molise;
- Umbria;
- Emilia Romagna;
- Provincia Autonoma di Trento – Trentino;
- Lombardia;
- Lazio e Liguria (semplice delega alle Province delle funzioni amministrative per le dighe).

Dall'elenco si può osservare come numerose regioni, fra cui anche la Sicilia, non abbiano emanato alcuna normativa al riguardo, sebbene la L. 584/94 prevedesse che le singole regioni si dotassero di appositi regolamenti per le piccole dighe, in linea con i contenuti della normativa statale per le grandi dighe.

### 3. QUADRO CONOSCITIVO

Per la stesura del presente elaborato del Progetto Definitivo si sono eseguite le seguenti attività propedeutiche:

1. Sopralluoghi per la verifica dello stato dei luoghi oggetto d'intervento (svoltisi prevalentemente fra l'aprile ed il maggio 2018);
2. Raccolta di dati di pluviometrici e idrometrici relativi alle postazioni di misura presenti nel bacino idrografico afferente allo sbarramento in questione (Annali Idrologici dell'ex Ufficio Idrografico di Palermo), per individuazione stazioni attive e dismesse, ricostruzione storia delle stazioni, ubicazione, ecc.;
3. Acquisizione informazioni presso ENEL SpA, gestore dello sbarramento:
  - Disegni del progetto originale della diga;
  - Foglio delle condizioni per l'esercizio e la manutenzione della diga;
  - Progetto di gestione dell'invaso;
  - Relazione tecnica UID1869 sulla "*Verifica della sicurezza idrologica dell'invaso*";
  - Articolo estratto dal fascicolo n. 4, Vol. XXXVI, 1959, della rivista mensile "*L'Energia Elettrica*";
  - Curva livelli d'invaso – volumi invasati;
  - Curva di funzionamento dello scarico di fondo esistente;
  - Tabella di funzionamento dell'opera di derivazione;
  - Livelli d'invaso giornalieri dal 1970 ad oggi, misurati alla stazione idrometrica installata sulla diga;
  - Andamento dei volumi entranti e derivati mensilmente a scopo irriguo ed idroelettrico dal 2008 al 2017.



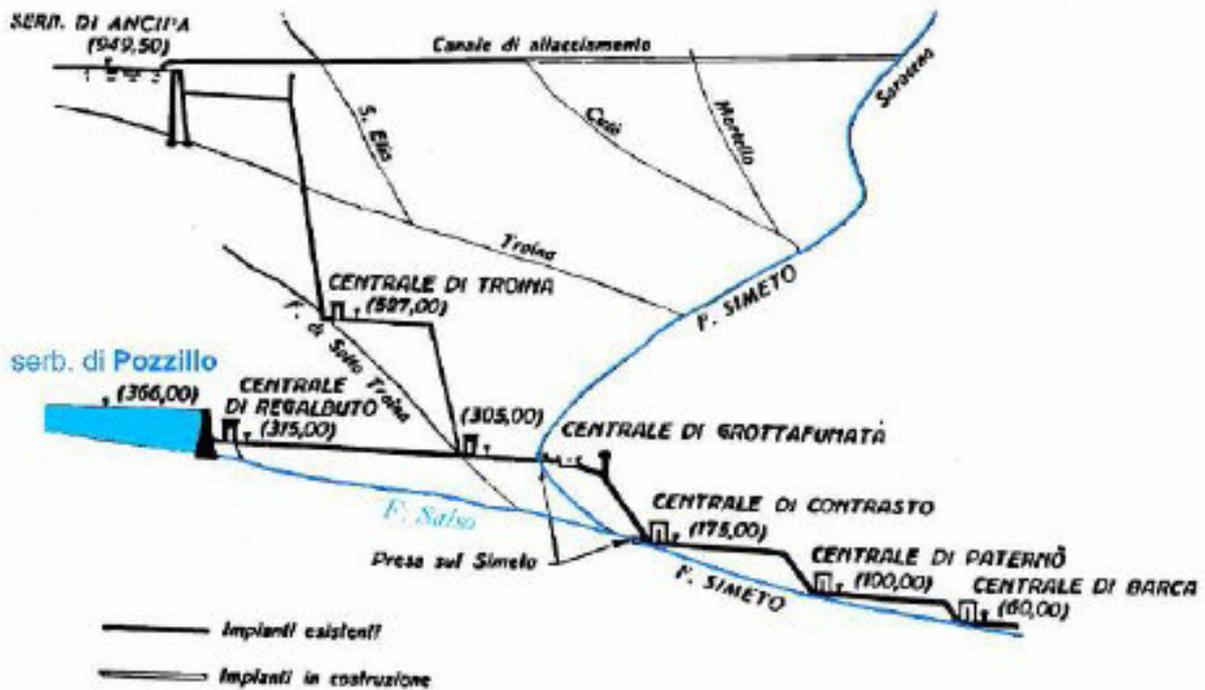


Figura 4.2: Schema degli impianti

Tabella 4.1: Dati caratteristici del bacino idrografico della diga di Pozzillo

Superficie sottesa [km <sup>2</sup> ]	Lunghezza asta principale [km]	Quota massima del bacino [m s.l.m.]	Quota minima del bacino [m s.l.m.]	Quota media del bacino [m s.l.m.]
577	48.15	1592	366	766

I deflussi del serbatoio, il quale ha una capacità utile di 141 milioni di m<sup>3</sup>, sono destinati all'irrigazione della Piana di Catania e vengono inoltre utilizzati per la produzione di energia elettrica nella centrale di Regalbuto. Il *pattern* idrografico è di tipo dendritico in quanto condizionato dai caratteri di permeabilità medio-bassa dei litotipi affioranti, si presenta molto sviluppato soprattutto in corrispondenza degli affioramenti argillosi del Flysch Numidico ed è caratterizzato da linee di corrivazione in lento e graduale approfondimento e da modesti impluvi che si sviluppano prevalentemente in direzione del lago contribuendo ad alimentarlo. Il Salso e le altre incisioni presentano regime idraulico marcatamente torrentizio in quanto le portate sono strettamente legate alla stagionalità e all'intensità delle precipitazioni, con lunghe secche estive e la maggior portata dell'acqua nel periodo autunno-inverno.

Dal punto di vista della pericolosità idraulica è segnalata, come sito di attenzione, l'area della sezione di imposta della diga.

Il fiume Salso trae origine da diversi torrenti che provengono dalle pendici meridionali del monte Sambughetti e dalle pendici orientali dei monti Zimarra e Grassa, in un'area caratterizzata da rilevante interesse naturalistico. Il corso d'acqua è sbarrato dalla diga di Pozzillo a valle della confluenza dei fiumi di Sperlinga e Cerami. Quest'ultimo, la cui asta principale si sviluppa per circa 23 km con una pendenza media del 5% circa, si origina dai monti Castelli con il nome di torrente Roccella e presenta un bacino che si estende per circa 187 km<sup>2</sup>.

Nel sottobacino del Salso sotteso dalla diga di Pozzillo sono stati realizzati diversi interventi di sistemazione soprattutto sull'asta principale, sullo Sperlinga e sul Cerami.

L'affluente Salso drena circa il 20% del bacino del Simeto. Il tratto a valle della diga si sviluppa per circa 25 km sino a confluire nel Simeto immediatamente a monte del laghetto del Contrasto.

Prima di confluire nel Simeto, a valle della diga di Pozzillo, il Salso riceve in sinistra idrografica un altro importante affluente, il fiume di Sotto di Troina che si immette a circa 11 km dalla confluenza nel Simeto. A monte dell'invaso Pozzillo si hanno ancora per diversi chilometri alcune caratteristiche tipiche dei corsi d'acqua di pianura, ma l'andamento delle anse è sensibilmente condizionata dalla morfologia del rilievo.

Il fiume Salso attraversa i SIC Lago di Pozzillo, Bosco di Sperlinga Alto Salso.

Il serbatoio Pozzillo nasce a circa 20 km dalla confluenza con il fiume Simeto. La diga, realizzata nel periodo 1956-58 e in esercizio dal 1959, è attualmente gestita dall'ENEL. Si tratta del più grande serbatoio artificiale costruito sinora in Sicilia con una capacità massima di 127.4 Mm<sup>3</sup>, una capacità utile pari a 100 Mm<sup>3</sup> ed un volume autorizzato di 98 Mm<sup>3</sup>, di cui 68.9 Mm<sup>3</sup> ad uso irriguo.

Il serbatoio Pozzillo fa parte del complesso di opere promosse dalla Cassa del Mezzogiorno e dall'Ente per la Riforma Agraria in Sicilia – ERAS, per la sistemazione idraulica del bacino del Simeto-Salzo; tali opere si inquadrano in un organico schema di utilizzazione promiscua, idroelettrica ed irrigua, interessante la Piana di Catania, predisposto da parte dell'Ente Siciliano di Elettricità-ESE.

L'invaso è utilizzato a scopo energetico ed a scopo irriguo dai territori dei comuni di Regalbuto e Troina (Consorzio di Bonifica 6), Paternò, Motta S. Anastasia, Ramacca, Palagonia, Catania, Lentini, Belpasso e Castel di Iudica (Consorzio di Bonifica 9), Lentini e Carlentini (Consorzio di Bonifica 10). L'irrigazione interessa in prevalenza le colture arboree, in particolare agrumeti e oliveti (90%), pereti (5%) e colture ortive di pieno campo (5%).

Secondo i dati di progetto il lago occupa alla quota di massimo invasore (366.5 m s.l.m.) una superficie liquida di 7.9 Km<sup>2</sup> per un volume di 154.42 Mm<sup>3</sup>, presenta una profondità massima di 51.5 m e una profondità media di 19.5 m.

Il lago Pozzillo è riconducibile da un punto di vista termico alla categoria dei laghi monomittici caldi, sebbene, in relazione a stagioni particolarmente secche ed a forti emunzioni, le basse profondità possano favorire l'interruzione della stratificazione ad opera di fattori atmosferici.

Il lago è facilmente raggiungibile dall'Autostrada A19 Palermo-Catania, con svincolo di Catenanuova e breve tratto di una dozzina di chilometri o mediante la Strada Statale 121 da Catania o da Palermo. Fino ad alcuni decenni fa era raggiungibile anche tramite la Ferrovia Catania-Motta-Regalbuto che nell'ultimo tratto, da Sparacollo a Regalbuto, si snodava lungo le sue rive. La linea ferroviaria fu intensamente utilizzata negli anni '50 per il trasporto dei materiali necessari alla costruzione della diga e dell'invaso.

Per quanto riguarda il Deflusso Minimo Vitale nella scala temporale del bilancio (un anno) il Piano di Tutela della Sicilia relativo al bacino denominato Simeto e Lago di Pergusa riporta un valore pari a 98.5 Mm<sup>3</sup>/anno. Nei casi di bacini in cui il deflusso superficiale non è oggetto di alcuna forma di utilizzo o è soggetto a un tipo di utilizzazione che non alteri in maniera significativa le portate naturali del corso d'acqua in quanto caratterizzati da piene di breve durata e non captabili dalle opere di derivazione, si pone un deflusso minimo vitale pari a zero. Per i serbatoi di regolazione dei deflussi in grado di alterare in modo significativo le portate naturali del bacino, si ipotizza un rilascio del 10% del volume medio annuo in arrivo al serbatoio. Tali criteri mirano a rispondere funzionalmente alla definizione di Deflusso Minimo Vitale intesa come “la portata che deve garantire la salvaguardia delle caratteristiche fisiche del corso d'acqua, chimico-fisiche delle acque nonché il mantenimento delle biocenosi tipiche delle condizioni naturali locali”.

#### 4.1.1. Interrimento dell'invaso

Il bacino imbrifero del Salso è caratterizzato dall'affioramento di varie formazioni geologiche che differiscono sotto l'aspetto litologico, stratigrafico, della fratturazione e della permeabilità.

Almeno l'80% dell'estensione del bacino imbrifero è costituita dalla formazione di Collesano (Oligocene-Miocene Inferiore), costituita da unità argillose, argillose calcaree, conglomeratiche ed arenaceo-quarzitiche, e dalla formazione del Flysch dei Nebrodi, essenzialmente arenaceo-marnosa, mentre la superficie dell'invaso, sponde comprese, è costituita per la quasi totalità da terreni appartenenti al cosiddetto “Flysch Numidico”, aventi caratteristiche spesso torbiditiche, a litologia marnoso-arenacea.

Il restante 20% dei terreni affioranti è rappresentato prevalentemente dalla formazione gessoso solfifera (Miocene Superiore) presente a SO di Nicosia (calcarei evaporitici, gessi primari e secondari) e dalla cosiddetta “formazione di Garbata” (Miocene Medio-Inferiore), in percentuale molto ridotta e riconducibile anch'essa alla formazione di Collesano: essa affiora soltanto in una porzione della sponda destra dell'invaso, sotto Regalbuto.

I terreni sopracitati, dal punto di vista della permeabilità, sono caratterizzati da valori molto diversi fra loro, legati alle differenze litologiche che, in una così ampia gamma di litotipi, sono del tutto normali. Nel complesso, tuttavia, si può dire che si tratta di terreni a permeabilità primaria prevalente, di valore medio e basso, oppure di terreni impermeabili.

Le sponde si presentano nel complesso con pendii poco accentuati, specie in sponda destra, dove affiorano terreni più teneri di quelli della sponda sinistra, in particolare nelle vicinanze della diga. Lungo tutto il perimetro dell'invaso le sponde sono sufficientemente rimboschite e non presentano insediamenti abitativi concentrati. Di scarsa entità i fenomeni di dissesto, presenti in zone molto limitate in sponda destra; in sponda sinistra, a circa 500 m dalla diga è presente un movimento franoso verificatosi nel febbraio 1996, il cui piede raggiunge in atto la quota di massimo invaso.

Subito a valle della diga le pendenze delle sponde dell'alveo sono alquanto accentuate essendo scavate nella roccia della stessa natura di quella su cui è fondata la diga. Ancora più a valle l'alveo si va via via ingrandendo ed ai margini di esso sono presenti culture pregiate di aranci, fino alla confluenza con il fiume Simeto, a monte della traversa di Contrasto. A circa 500 m dalla diga in sponda destra è presente un movimento franoso di lieve entità che in atto non raggiunge l'alveo del fiume.

La natura dei terreni affioranti, la presenza di corsi d'acqua a prevalente carattere torrentizio ed accentuata capacità erosiva, le pendici del bacino imbrifero poco alberate e caratterizzate da colture di tipo estensivo con lavorazioni che favoriscono l'erosione superficiale, hanno provocato negli anni un rilevante fenomeno di interrimento dell'invaso di Pozzillo.

Per eliminare tali inconvenienti, tra il 1980 e il 1994, sono stati programmati interventi per la sistemazione delle sponde e la regolarizzazione dell'alveo a valle della diga, con il concorso dell'ENEL, dell'Ente Sviluppo Agricolo, dei Consorzi di Bonifica e del Genio Civile di Enna, non furono però eseguiti.

I rilievi batimetrici del Pozzillo, effettuati nel 1985, avevano evidenziato i seguenti valori di capacità dell'invaso:

- Volume totale d'invaso (ai sensi del DM 24/3/82):  $128.31 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Volume d'invaso (ai sensi della Legge 584/1994):  $124.39 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Volume utile di regolazione:  $123.69 \times 10^6 \text{ m}^3$

Si deduceva di conseguenza che erano stati depositati, all'interno dell'invaso,  $26.11 \times 10^6 \text{ m}^3$  di sedimenti.

Successivamente, sulla base del più recente rilievo batimetrico effettuato per Enel dalla ditta URS Italia S.p.A. nel 2011, i valori di capacità dell'invaso sono risultati:

- Volume d'invaso (ai sensi della Legge 584/1994):  $118.8 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Volume utile di regolazione:  $118.8 \times 10^6 \text{ m}^3$

In totale dal 1959 al 2011 sul fondo dell'invaso di Pozzillo si sono depositati  $31.7 \times 10^6 \text{ m}^3$  di sedimenti (21% del volume originario), con una perdita di volume utile dell'invaso di circa  $22.2 \times 10^6 \text{ m}^3$ .

L'apporto medio annuo di sedimenti stimato dividendo il volume di interrimento presente per l'intervallo di tempo trascorso tra l'ultimazione dello sbarramento ed il più recente rilievo batimetrico (52 anni) è di circa  $610'000 \text{ m}^3/\text{anno}$ . Il tasso di erosione medio del bacino imbrifero è di conseguenza di  $1'057 \text{ (m}^3/\text{anno/km}^2\text{)}$ .

Nei confronti della gestione dell'invaso di Pozzillo l'interrimento ha prodotto la perdita del volume originario sotto la quota di minima regolazione, 337.50 m s.l.m. (il volume d'invaso coincide con il volume utile di regolazione) e una perdita di volume utile di circa  $22.2 \times 10^6 \text{ m}^3$  (16% del volume utile originario).

In relazione alla gestione della diga l'interrimento ha prodotto la completa ostruzione dello scarico di fondo e dello scarico di fondo sussidiario, con un accumulo di sedimenti in corrispondenza delle opere di imbocco dei due scarichi avente altezza di circa 24 m (quota dei sedimenti circa 341 m s.l.m.).

La derivazione verso la centrale di Regalbuto è funzionante, nonostante la quota raggiunta dai sedimenti, poiché l'esercizio regolare dell'impianto ha consentito la formazione di uno stretto cono di volume libero in corrispondenza dell'opera di presa.

## 4.2. Individuazione di reti di monitoraggio esistenti

L'ubicazione delle stazioni menzionate nel presente paragrafo può essere evinta dal seguente stralcio planimetrico.

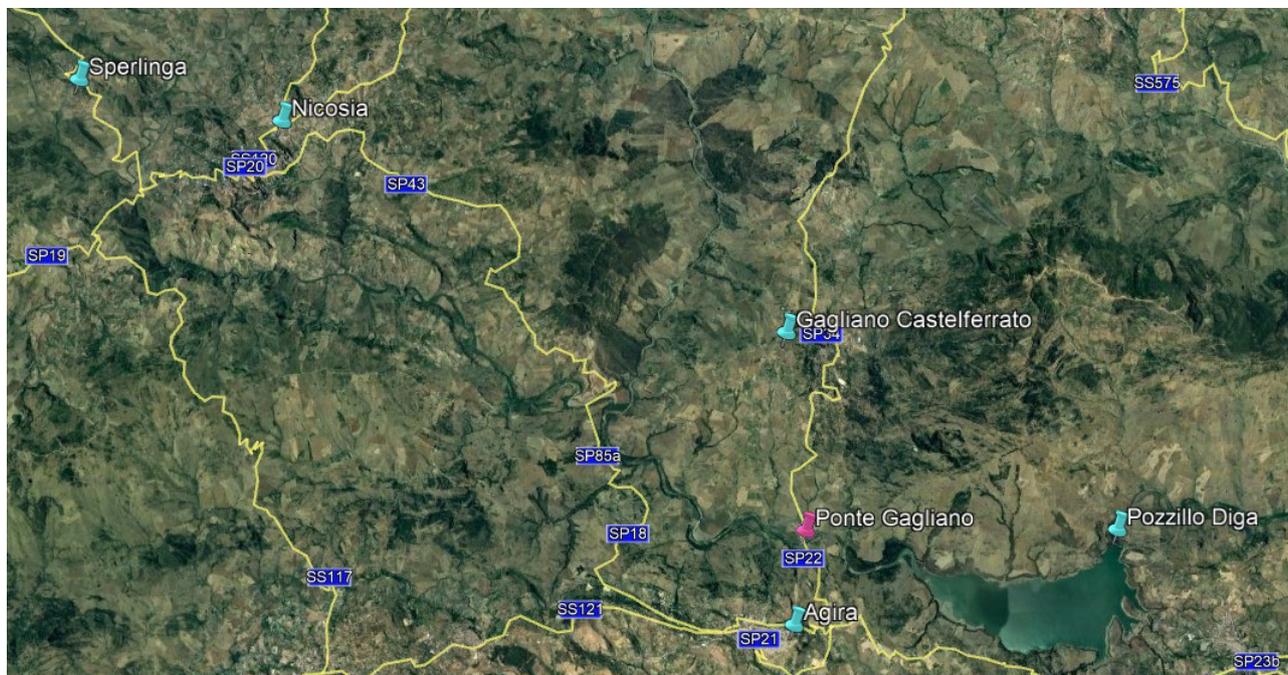


Figura 4.3: Ubicazione delle stazioni di misura esaminate

### 4.2.1. Stazione Pozzillo Diga

L'invaso artificiale di Pozzillo è monitorato da una stazione termo-pluviometrica e idrometrica dell'ex Servizio Tecnico Idrografico Regionale, a tutt'oggi in carico all'Osservatorio delle Acque dell'Agenzia Regionale dei Rifiuti e delle Acque (ARRA) nell'ambito delle attività del Piano di Tutela delle Acque. Tale stazione installata a un'altitudine pari a 359 m s.l.m., tramite un sensore di tipo MICROS M93 con frequenza di acquisizione di 180 minuti, registra i dati relativi a precipitazione, temperatura dell'aria, altezza idrometrica, radiazione globale, evaporazione dall'invaso e velocità e direzione del vento. Le sue coordinate nel sistema di riferimento UTM WGS84 sono E=465519 e N=4169663.

Dal bilancio idrologico del bacino sotteso dall'invaso, riferito al ventennio 1980-2000, si ricavano i dati medi, espressi in mm, relativi ai seguenti parametri:

- la Precipitazione totale annua (P) presenta una media pari a 655.8 mm;
- l'Evapotraspirazione reale media annua (E) pari a 323.0 mm;
- i Prelievi idrici superficiali annui (Q) pari a 0.0 mm;
- gli Apporti irrigui (IRR) pari a 60.0 mm;
- i Deflussi superficiali totali annui (D) pari a 126.2 mm;
- l'Infiltrazione (I) pari a 266.6 mm.

#### 4.2.2. Stazioni pluviometriche

Per la caratterizzazione delle sollecitazioni meteoriche si sono reperiti i dati di precipitazione massima annua per le durate caratteristiche di 1, 3, 6, 12 e 24 ore, rilevati alle stazioni pluviometriche e pluviografiche gestite dal S.I.M.N., Ufficio di Palermo, ubicate all'interno del bacino del fiume Salso.

Nella seguente tabella sono indicati i valori di precipitazione di diversa durata, rilevati nelle stazioni esaminate.

**Tabella 4.2: Valori delle precipitazioni di durata caratteristica per le stazioni esaminate (1941-1998)**

Anno	Sperlinga					Nicosia					Agira					Gagliano Castelferrato				
	1 h	3 h	6 h	12h	24h	1 h	3 h	6 h	12h	24h	1 h	3 h	6 h	1 h	24h	1 h	3 h	6 h	12h	24h
1941	-	-	-	-	-	22.0	55.0	73.0	101.0	101.6	24.4	45.0	59.0	89.4	94.0	-	-	-	-	-
1948	-	-	-	-	-	38.0	57.2	64.0	80.2	107.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1950	-	-	-	-	-	32.0	37.6	45.6	65.8	83.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1951	-	-	-	-	-	40.0	58.4	90.0	136.2	237.8	18.0	35.0	54.0	89.2	167.4	19.8	35.8	54.0	88.6	144.0
1953	11.8	19.6	26.2	38.2	62.0	25.8	27.4	34.2	44.4	67.0	22.0	34.8	45.8	59.0	78.4	28.2	31.8	36.4	51.4	63.2
1954	19.6	23.6	31.6	47.2	67.6	-	-	-	-	-	12.6	24.8	33.8	44.2	58.4	16.8	17.4	36.4	43.8	52.4
1955	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	24.6	35.4	35.4	52.0	69.2	-	-	-	-	-
1956	-	-	-	-	-	18.0	34.0	43.2	43.2	44.0	-	-	-	-	-	18.4	21.6	27.0	32.8	33.4
1957	23.2	30.2	33.2	34.2	53.0	39.8	53.2	55.0	69.8	97.8	21.4	26.2	29.2	33.8	48.4	-	-	-	-	-
1958	17.0	31.6	44.8	59.2	67.0	37.8	57.8	72.2	83.0	92.2	30.0	37.8	51.6	61.8	65.6	-	-	-	-	-
1959	-	-	-	-	-	48.0	64.0	66.8	66.8	75.6	24.0	24.0	30.0	49.6	65.2	-	-	-	-	-
1960	-	-	-	-	-	27.0	31.6	35.6	40.4	57.4	-	-	-	-	-	16.0	18.2	26.0	36.8	55.2
1961	18.2	26.6	28.8	32.8	33.8	24.0	25.6	42.2	55.8	62.6	17.2	18.2	18.4	25.2	26.6	19.2	25.2	29.6	44.6	48.4
1962	15.8	15.8	17.0	23.4	31.4	11.2	21.0	23.8	36.2	52.4	16.4	22.6	22.6	26.6	34.2	34.4	34.8	34.8	34.8	38.8
1963	-	-	-	-	-	34.2	45.0	50.0	56.4	59.8	19.2	21.0	27.6	36.8	40.2	18.6	36.4	47.6	50.2	51.0
1964	31.8	35.0	36.4	36.8	58.0	39.0	62.2	63.6	81.4	103.2	50.8	82.6	83.8	87.6	101.0	50.0	88.8	91.8	94.0	108.8
1965	-	-	-	-	-	15.2	21.0	30.4	39.6	54.0	26.6	28.0	36.4	37.8	45.6	-	-	-	-	-
1966	9.0	15.0	22.6	23.6	33.8	50.2	57.8	57.8	58.0	58.2	16.6	37.6	55.2	58.2	64.6	-	-	-	-	-
1967	12.2	14.2	23.6	31.0	49.2	11.0	20.2	30.0	40.4	77.2	18.4	21.8	24.6	25.8	41.6	-	-	-	-	-
1968	-	-	-	-	-	22.2	37.0	39.2	47.0	60.2	38.2	58.8	59.0	59.0	59.0	-	-	-	-	-
1969	-	-	-	-	-	44.0	63.6	90.0	90.0	91.0	22.2	26.4	27.4	29.6	35.6	20.0	25.6	29.2	31.0	44.6
1970	-	-	-	-	-	25.8	34.0	62.6	78.6	79.8	20.6	23.0	23.0	31.2	31.6	9.8	16.4	19.8	26.0	30.6
1971	-	-	-	-	-	17.2	37.2	47.4	73.0	79.4	15.6	16.6	24.4	30.6	34.0	19.8	26.8	46.4	52.4	60.6
1972	-	-	-	-	-	22.4	36.8	83.6	140.8	210.6	17.4	29.2	47.2	75.2	92.2	22.4	55.2	85.4	125.8	150.2
1973	-	-	-	-	-	23.8	40.2	92.6	133.0	117.0	15.4	40.2	54.2	87.8	170.4	23.0	47.6	72.0	145.0	205.4
1974	-	-	-	-	-	14.0	23.0	35.6	42.0	54.2	15.4	21.0	34.4	39.2	39.4	15.0	30.6	42.0	51.0	51.0
1976	-	-	-	-	-	34.0	75.0	97.4	150.4	195.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1977	-	-	-	-	-	20.4	24.6	33.0	38.0	41.6	13.0	14.4	16.4	26.0	36.2	9.6	14.0	19.2	29.2	40.0
1978	-	-	-	-	-	59.8	60.4	67.0	74.0	74.0	32.8	47.6	64.4	71.0	71.0	23.0	43.0	57.0	67.2	67.8
1979	-	-	-	-	-	32.0	43.8	20.0	44.2	55.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1980	-	-	-	-	-	22.4	43.4	52.8	66.6	79.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1981	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1982	-	-	-	-	-	23.4	35.2	48.0	64.2	71.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1983	-	-	-	-	-	31.6	31.8	31.8	31.8	37.8	21.6	26.8	31.4	36.4	40.2	-	-	-	-	-
1984	-	-	-	-	-	32.0	56.4	66.8	86.0	101.2	31.6	39.8	39.8	40.4	46.8	-	-	-	-	-
1985	-	-	-	-	-	21.0	35.0	38.0	48.0	68.2	22.2	28.8	37.4	60.4	78.2	-	-	-	-	-
1986	-	-	-	-	-	23.4	23.4	23.4	24.2	26.2	24.0	37.0	37.4	42.6	45.8	-	-	-	-	-
1987	-	-	-	-	-	28.0	45.4	51.0	60.8	68.2	15.0	22.6	39.4	47.6	49.8	-	-	-	-	-
1988	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1989	-	-	-	-	-	15.0	16.6	28.0	45.2	54.2	31.8	31.8	31.8	36.8	43.2	-	-	-	-	-
1990	-	-	-	-	-	38.0	38.0	38.0	38.0	38.2	44.2	44.4	44.4	44.4	44.4	11.8	24.6	39.6	51.4	63.2
1991	-	-	-	-	-	17.2	27.8	44.8	70.8	73.8	41.4	84.0	97.2	112.0	116.0	34.8	60.6	74.2	94.0	98.4
1992	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14.8	26.0	44.0	66.0	91.2	22.0	35.0	53.0	74.0	127.8
1993	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	38.0	40.0	40.2	40.6	47.4
1994	-	-	-	-	-	57.6	59.6	59.6	59.6	59.8	21.8	34.0	37.6	66.2	66.6	21.2	28.0	32.2	54.4	54.4
1995	-	-	-	-	-	35.0	50.0	63.0	70.0	70.8	-	-	-	-	-	54.2	56.4	56.4	56.4	56.4
1996	-	-	-	-	-	33.8	55.0	110.0	147.0	200.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1997	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1998	-	-	-	-	-	19.4	27.8	28.2	31.4	35.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**Tabella 4.3: Caratteristiche di sintesi delle stazioni pluviometriche analizzate**

Stazione pluviometrica	Tipo sensore	Inizio registrazioni	Coordinate UTM WGS84		Durata 1 ora	Durata 3 ore	Durata 6 ore	Durata 12 ore	Durata 24 ore
Sperlinga (750 m s.l.m.)	-	1953	-	Numero dati Media (mm) Max (mm)	9 17.6 31.8	9 23.5 35.0	9 29.4 44.8	9 36.3 59.2	9 50.6 67.6
Nicosia (757 m s.l.m.)	NESA TMF500	1904	E=447310 N=4178706	Numero dati Media (mm) Max (mm)	42 29.2 59.8	42 41.7 75.0	42 53.1 110.0	42 67.9 150.4	42 82.7 237.8
Agira (785 m s.l.m.)	NESA TMF100	1923	E=458407 N=4167602	Numero dati Media (mm) Max (mm)	34 23.6 50.8	34 33.7 84.0	34 41.2 97.2	34 52.3 112.0	34 64.5 170.4
Gagliano Castelferrato (831 m s.l.m.)	NESA TMF100	1923	E=458221 N=4174034	Numero dati Media (mm) Max (mm)	23 23.7 54.2	23 35.4 88.8	23 45.7 91.8	23 59.8 145.0	23 73.6 205.4

#### 4.2.3. Stazione idrometrica di Ponte Gagliano

L'idrometro in questione, facente capo all'Ufficio di Palermo del S.I.M.N., è installato sul ponte della SP22 che attraversa il fiume Salso, poco a monte dell'invaso del Pozzillo. Il suo bacino di dominio ha un'estensione di circa 499 km<sup>2</sup>, di cui la componente areale permeabile occupa il 39%. Lo zero idrometrico della stazione è sito a 375.00 m s.l.m.. Durante il periodo delle registrazioni, iniziato a dicembre del 1974, l'altezza idrometrica max acquisita è stata di 5.21 m (9 dicembre 1996), corrispondente ad una portata istantanea defluente pari a 654.84 m<sup>3</sup>/s, valore assolutamente confrontabile con quelli ottenuti per tempi di ritorno inferiori o uguali a 30 anni nell'ambito dell'analisi idrologica e idrometrica eseguita al Capitolo 5.

Nelle tabelle seguenti si riportano i dati salienti descrittivi del regime idrometrico in corrispondenza della stazione di Ponte Gagliano sul fiume Salso.

**Tabella 4.4: Dati storici delle portate mensili della stazione a Ponte Gagliano sul Salso**

ANNO	Portata media annua [m <sup>3</sup> /s]	PORTATE MEDIE MENSILI [m <sup>3</sup> /s]											
		Gennaio	Febbraio	Marzo	Aprile	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Settembre	Ottobre	Novembre	Dicembre
1980	2,33	6,82	2,97	13,66	1,02	0,95	0,13	0,04	0,00	0,00	0,26	0,44	1,51
1981	2,32	12,13	10,19	1,66	1,48	0,32	0,10	0,00	0,00	0,00	0,06	0,87	1,60
1982	3,14	1,06	4,58	14,18	4,58	2,29	0,83	0,02	0,00	0,00	0,58	2,02	7,51
1983	1,87	4,19	2,41	3,84	0,92	0,26	0,02	0,00	0,00	0,00	0,04	0,73	9,84
1984	2,90	3,74	10,44	4,71	2,81	0,35	0,12	0,00	0,00	0,00	0,02	0,37	12,67
1985	2,43	9,87	6,41	7,27	4,10	1,34	0,23	0,02	0,00	0,00	0,00	0,04	0,11
1986	2,04	1,04	7,14	11,38	1,46	0,22	0,19	0,04	0,00	0,00	0,60	0,42	2,25
1987	3,15	12,17	12,60	10,56	0,89	0,45	0,31	0,07	0,00	0,00	0,00	0,17	1,14
1988	3,11	4,38	5,49	19,38	1,60	0,75	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,57
1989	0,50	2,59	1,09	0,89	0,71	0,30	0,02	0,00	0,00	0,00	0,11	0,08	0,20
1990	0,64	0,43	0,41	0,17	1,69	1,42	0,04	0,00	0,63	0,08	2,01	0,13	0,58
1991	1,55	3,28	9,20	2,20	0,90	0,58	0,06	0,00	0,00	0,00	0,54	0,40	2,07
1992	2,25	14,23	0,83	1,04	6,56	2,40	0,29	0,02	0,00	0,00	0,02	0,17	1,23
1993	2,37	2,89	6,87	13,43	1,29	0,76	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,92	2,42
1994	2,85	10,47	19,86	2,55	0,98	0,34	0,17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,48	0,71
1995	1,47	2,89	2,37	3,07	1,64	0,24	0,00	0,00	0,11	0,39	0,13	1,98	4,88
1996	8,91	21,46	19,20	25,19	2,81	0,95	0,73	0,07	0,06	0,12	6,74	0,50	29,12
1997	2,68	7,43	1,82	2,59	2,33	0,58	0,06	0,00	0,89	1,04	0,95	10,86	3,61
Media	2,58	6,73	6,88	7,65	2,10	0,81	0,19	0,02	0,09	0,09	0,67	1,14	4,83

**Tabella 4.5: Dati storici delle caratteristiche idrologiche della stazione a Ponte Gagliano sul Salso**

ANNO	BILANCIO IDROLOGICO				PORTATE [m <sup>3</sup> /s]								
	Afflusso meteorico [mm]	Deflusso [mm]	Perdita apparente [mm]	Coefficiente di deflusso	Corrispondenti alle durate di giorni					Q <sub>mi</sub> n	Data	Q <sub>max</sub>	Data
					10	91	182	274	355				
1980	630,6	147,4	483,2	0,23	15,770	1,780	0,552	0,052	0,000	0	21 Lu - 9 Ott	108,00	06-mar
1981	476,2	146,7	329,5	0,31	17,094	1,370	0,330	0,011	0,000	0	Lu - sett	75,68	22-feb
1982	777,7	198,4	579,3	0,26	27,038	1,900	0,692	0,00	0,000	0	Lu - Ott.	149,49	03-mar
1983	596,0	117,9	478,1	0,20	10,259	1,540	0,391	0,00	0,000	0	Giu - Sett.	53,75	14-dic
1984	631,8	183,1	448,7	0,29	15,486	2,128	0,295	0,003	0,000	0	Lu - Ott.	154,04	29-dic
1985	560,8	153,7	407,1	0,27	18,093	1,936	0,128	0,000	0,000	0	Lu - Nov.	83,19	17-gen
1986	677,9	128,8	549,1	0,19	15,445	0,882	0,291	0,064	0,000	0	Lu - Ott.	69,59	28-mar
1987	624,4	199,1	425,3	0,32	28,595	1,755	0,389	0,000	0,000	0	Lu - Nov.	90,98	17-gen
1988	669,4	196,8	472,6	0,29	28,611	1,937	0,36	0,000	0,000	0	Giu - Nov.	104,68	06-mar
1989	445,5	31,5	414,0	0,07	2,153	0,553	0,115	0,000	0,000	0	Giu - Sett.	16,10	08-ott
1990	626,0	40,2	585,8	0,06	3,22	0,360	0,186	0,044	0,000	0	Giu - Lu	30,19	05-ott
1991	675,1	98,2	576,9	0,15	12,483	0,969	0,51	0,000	0,000	0	Lu - Ott.	61,00	15-feb
1992	671,9	142,2	529,7	0,21	14,144	1,022	0,29	0,018	0,000	0	Ago - Sett.	107,79	26-gen
1993	636,4	150	486,4	0,24	16,534	1,35	0,29	0,000	0,000	0	Lu - Ott.	103,68	01-mar
1994	683,9	180,3	503,6	0,26	35,031	1,328	0,397	0,000	0,000	0	Lu - Ott.	89,63	07-feb
1995	601,6	93,1	508,5	0,15	7,696	2,201	0,505	0,000	0,000	0	Giu - Sett.	41,60	17-dic
1996	1249,8	563,4	686,4	0,45	67,991	7,573	0,891	0,330	0,000	0	Lu - Ago	138,71	10-dic
1997	710	169,2	540,8	0,24	2,152	2,152	1,083	0,217	0,000	0	Lu - Ago	101,68	25-nov

**Tabella 4.6: Valori riassuntivi per il periodo di funzionamento della stazione a Ponte Gagliano sul Salso**

ELEMENTI CARATTERISTICI	VALORI RIASSUNTIVI PER IL PERIODO												
	VALORE MEDIO ANNUO	Gennaio	Febbraio	Marzo	Aprile	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Settembre	Ottobre	Novembre	Dicembre
Q <sub>med</sub> [m <sup>3</sup> /s]	2,58	6,73	6,88	7,65	2,10	0,81	0,19	0,02	0,09	0,09	0,67	1,14	4,83
q [l/s]	2584,5	6726,7	6882,4	7654,0	2099,5	805,3	193,6	15,5	94,2	89,8	669,7	1144,4	4834,6
Deflusso [mm]	163,3	36,1	33,4	41,1	10,9	4,3	1,0	0,1	0,5	0,5	3,6	5,9	26,0
Affl. met. [mm]	689,5	98,3	83,8	70,2	54,1	40,3	15,9	8,0	26,7	36,7	88,5	72,8	94,1
Perd. app. [mm]	526,2	62,2	50,4	29,1	43,2	36,0	14,9	7,9	26,2	36,2	84,9	66,9	68,2
Coeff. deflusso	0,24	0,37	0,40	0,59	0,20	0,11	0,06	0,01	0,02	0,01	0,04	0,08	0,28

Q <sub>max</sub> [m <sup>3</sup> /s]	154,04	29/12/1984
Q <sub>min</sub> [m <sup>3</sup> /s]	0	vari periodi

## 5. ANALISI PLUVIOMETRICA E IDROMETRICA

### 5.1. Analisi dell'informazione pluviometrica

Per stimare il valore delle precipitazioni di diversa durata ed assegnato tempo di ritorno si è utilizzato l'approccio della "regionalizzazione" dell'informazione idrologica disponibile, facendo ricorso in particolare ai risultati prodotti nell'ambito del Progetto VAPI; l'analisi degli eventi idrologici intensi, su base regionale, consente infatti di sfruttare al meglio i dati sperimentali disponibili e ricavare con maggiore affidabilità le precipitazioni di durata  $d$  e tempo di ritorno  $T$ , in quanto integra la limitata informazione temporale con la più ampia informazione spaziale. Fondamentale, in questo genere di analisi, è il concetto di "regione" definita come un gruppo di siti "idrologicamente omogenei", ossia con una distribuzione di probabilità di eventi idrologici che si può ritenere unica a meno di un fattore di scala.

In sintesi, dopo aver individuato nell'area in indagine zone idrologicamente omogenee nei riguardi della variabile di interesse, l'analisi dei dati sperimentali permette di determinare il valore della generica variabile idrologica  $X_T$  con tempo di ritorno  $T$  mediante relazioni del tipo:

$$X_T = K_T \cdot X_m$$

dove  $K_T$  prende il nome di fattore di crescita, unico per l'intera zona idrologicamente omogenea e determinabile in maniera univoca in funzione di  $T$ , mentre  $X_m$  è costituita dalla media dei valori massimi annuali della grandezza in esame, calcolata direttamente sui dati sperimentali, se disponibili, o stimata mediante relazioni che legano  $X_m$  ai parametri idro-geomorfologici descrittivi del bacino imbrifero.

Se le stazioni dell'insieme considerato per la determinazione di  $K_T$  nella relazione precedente sono effettivamente omogenee (tale ipotesi deve essere preventivamente verificata) l'analisi regionale, applicata alla valutazione delle precipitazioni, consente delle stime agevoli ed affidabili, grazie alla maggiore informazione utilizzata dal metodo. È stato peraltro dimostrato che l'analisi regionale permette di ottenere stime di  $X_T$  più robuste rispetto ai risultati offerti da un'analisi di tipo puntuale, anche in presenza di parziali eterogeneità della regione considerata.

L'Unità Operativa di Palermo, all'interno del progetto VAPI, ha pubblicato uno studio sull'analisi statistica delle massime precipitazioni in Sicilia, che suddivide il territorio siciliano in 3 regioni omogenee nei confronti delle precipitazioni e che individua il modello TCEV come distribuzione probabilistica con stima dei parametri secondo Fiorentino et al. – "*Hierarchical approach for regional flood frequency analysis*".

L'area del bacino della diga di Pozzillo ricade all'interno della Zona Omogenea B (cfr. Figura 5.1) e in particolare risulta possibile esprimere la precipitazione di durata  $d$  (ore) e tempo di ritorno  $T$  (anni),  $h_{d,T}$ , applicando la relazione:

$$h_{d,T} = K_{d,T} \cdot h_{d,m}$$

dove  $K_{d,T}$  rappresenta il fattore di crescita corrispondente alla durata  $d$  ed al tempo di ritorno  $T$  in esame, e  $h_{d,m}$  la precipitazione indice di durata  $d$ .

L'elaborazione dei valori massimi annuali delle precipitazioni di durata 1÷24 ore ha dimostrato che, per la Sicilia, il fattore di crescita  $K_{d,T}$  varia con la durata della precipitazione ed in particolare, per la sottozona B, che esso è esplicitabile con la seguente relazione:

$$K_{d,T} = 0.5135 - 0.002264 \cdot d + (0.000198 \cdot d^2 + 0.00329 \cdot d + 1.0508) \cdot \log T$$

Nella tabella sottostante si riportano i valori di  $K_{d,T}$  ottenuti per i tempi di ritorno e le durate di interesse applicando la precedente relazione.

**Tabella 5.1: Valori del fattore di crescita per la stima della precipitazione di durata e tempo di ritorno assegnati**

$T$ (anni)	$K_{1,T}$ (-)	$K_{3,T}$ (-)	$K_{6,T}$ (-)	$K_{12,T}$ (-)	$K_{24,T}$ (-)
10	1.57	1.57	1.58	1.61	1.70
20	1.88	1.89	1.90	1.94	2.08
30	2.07	2.08	2.09	2.14	2.30
40	2.20	2.21	2.23	2.28	2.45
50	2.30	2.31	2.33	2.39	2.57
100	2.62	2.63	2.66	2.72	2.95



**Figura 5.1: Suddivisione in sottozone pluviometriche omogenee per la Sicilia**

Per la stima dell'altezza di pioggia indice di durata  $d > 1$  ora, si è impiegata una semplice espressione monomia:

$$h_{d,m} = a \cdot d^n$$

I parametri  $a$  ed  $n$  sono stati valutati in tutte le 155 stazioni di misura pluviografiche mediante regressione ai minimi quadrati in campo logaritmico. Per la stima dei parametri  $a$  ed  $n$  si sono impiegate le seguenti mappe isoparametriche.

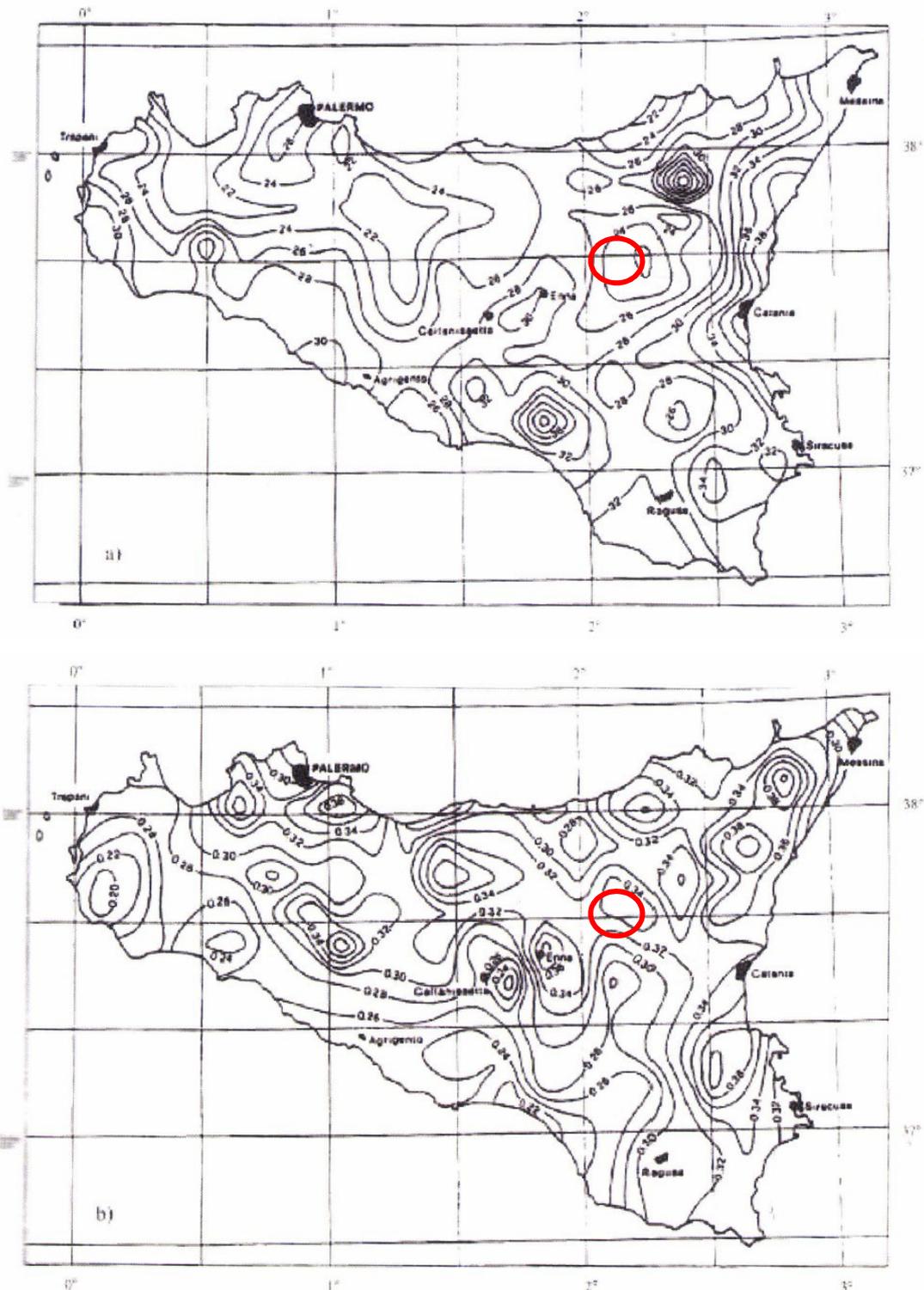


Figura 5.2: Mappa delle curve isoparametriche

Si nota, dalla posizione dell'area d'intervento, che i parametri  $a$  ed  $n$  valgono, rispettivamente, 24.00 e 0.34. Se si tiene infine conto del fattore di riduzione areale della precipitazione,  $ARF$ , funzione della durata  $d$  e della superficie del bacino  $S$  (577 km<sup>2</sup> nel presente caso) secondo l'espressione proposta da Moisiello e Papiri:

$$ARF(d, S) = 1 - \exp \left[ -2.472 \cdot S^{-0.242} \cdot d^{0.6 - \exp(-0.643 \cdot S^{0.235})} \right]$$

che, come comprovato in numerosi studi, può essere assunto indipendente da  $T$ , la precipitazione areale di durata  $d$  e tempo di ritorno  $T$  mediamente valida sul bacino risulta essere:

$$h_{d,T} = ARF \cdot K_{d,T} \cdot h_{d,m}$$

Applicando questa relazione al bacino in esame, si ottengono le altezze di precipitazione areale riportate nel seguito.

**Tabella 5.2: Altezze di precipitazione areali per le varie durate e tempi di ritorno**

$T$ (anni)	$h_{1,T}$ (mm)	$h_{3,T}$ (mm)	$h_{6,T}$ (mm)	$h_{12,T}$ (mm)	$h_{24,T}$ (mm)
10	15.47	33.84	52.53	78.08	114.31
20	18.61	40.74	63.33	94.46	139.44
30	20.44	44.77	69.65	104.04	154.14
40	21.75	47.64	74.13	110.84	164.57
50	22.76	49.86	77.61	116.11	172.66
100	25.89	56.75	88.41	132.50	197.79

## 5.2. Analisi statistica diretta dell'informazione idrometrica

Analogamente alla metodologia seguita per la valutazione delle precipitazioni, anche per stimare le portate di assegnato tempo di ritorno si è utilizzato l'approccio della "regionalizzazione" dell'informazione idrologica disponibile, facendo ricorso ai risultati prodotti nell'ambito del progetto VAPI. Nelle fonti di letteratura si perviene alla conclusione che la Sicilia può essere suddivisa nelle stesse zone omogenee pluviometriche, anche nei confronti delle portate e che la curva di crescita delle portate al colmo può essere definita stimando i parametri sulla base dei dati giornalieri. Perciò, lo studio regionale suggerisce di calcolare la portata al colmo di tempo di ritorno  $T$ ,  $Q_{c,T}$ , mediante la relazione:

$$Q_{c,T} = K_T \cdot Q_{c,m}$$

dove il valore del fattore di crescita  $K_T$  è fornito in maniera implicita dalla distribuzione TCEV e in maniera esplicita dalla seguente relazione, per la sottozona B:

$$K_T = 0.267 + 1.75 \cdot \log T$$

I fattori di crescita  $K_T$ , proposti dal progetto VAPI e calcolati con la precedente relazione, sono riportati nella tabella seguente.

### Progettisti in ATI

**Tabella 5.3: Fattori di crescita per la stima delle portate di assegnato tempo di ritorno**

<i>T</i> (anni)	<i>K<sub>T</sub></i> (-)
10	2.02
20	2.54
30	2.54
40	2.85
50	3.24
100	3.77

Per la stima di  $Q_{c,T}$  è necessario stimare la portata indice al colmo,  $Q_{c,m}$ .

Allo scopo, si è impiegata una relazione, frutto di regressione empirica, valida per l'intero territorio siciliano:

$$Q_{c,m} = 3.09 \cdot S^{0.736}$$

dove con  $S$  si intende l'area del bacino sotteso in km<sup>2</sup>.

Nella tabella seguente si riportano i valori di portate al colmo, calcolati come appena esposto, per i tempi di ritorno di interesse.

**Tabella 5.4: Valori di portata al colmo di assegnato tempo di ritorno ottenuti dall'applicazione della curva di crescita regionale proposta dal VAPI**

<i>T</i> (anni)	<i>Q<sub>c,T</sub></i> (m <sup>3</sup> /s)
10	671.26
20	846.58
30	949.13
40	1021.90
50	1078.34
100	1253.66

### 5.3. Predisposizione e taratura del modello afflussi-deflussi

Determinate tramite metodo diretto le portate di piena attese al serbatoio per tempi di ritorno fino a 100 anni, il passaggio successivo è quello di calibrare un modello di trasformazione afflussi-deflussi a partire dalla portata al colmo affluente al serbatoio associata ai medesimi tempi di ritorno.

È stato impiegato il metodo cinematico o razionale, la cui schematizzazione di base si fonda sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

1. La pioggia critica ha durata pari al tempo di corrivazione;
2. La precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
3. Il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica.

La portata di piena, in funzione del tempo di ritorno, è pari a:

$$Q_{c,T} = \frac{\phi \cdot S \cdot h_{tc,T}}{3.6 \cdot t_c}$$

in cui:  $Q$  = portata di piena al colmo in  $m^3/s$ ;  
 $\phi$  = coefficiente di deflusso;  
 $h_{tc,T}$  = altezza di pioggia lorda in mm;  
 $S$  = area del bacino idrografico in  $km^2$ ;  
 $t_c$  = tempo di corrivazione in ore.

Il tempo di corrivazione, parametro chiave quando si fa riferimento a metodi analitici di tipo semplificato, è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua idraulicamente più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura.

Fra le formule adottate si ricordano quella di:

- Giandotti  $t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_m - H_0}}$
- Kirpich  $t_c = 0.066 \cdot \frac{L^{0.77}}{i^{0.385}}$
- Puglisi  $t_c = \frac{6 \cdot L^{2/3}}{\sqrt[3]{H_{max} - H_0}}$

in cui:  $t_c$  = tempo di corrivazione in ore;  
 $S$  = area del bacino idrografico in  $km^2$ ;  
 $L$  = lunghezza dell'asta principale in km;  
 $H_{max}$  = altitudine massima del bacino idrografico in m s.l.m.;  
 $H_m$  = altitudine media del bacino idrografico in m s.l.m.;  
 $H_0$  = altitudine della sezione di sbarramento in m s.l.m.;  
 $i$  = pendenza media dell'asta principale in m/m.

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti per i valori del tempo di concentrazione.

**Tabella 5.5: Valori dei tempi di concentrazione per il bacino idrografico sotteso alla diga Pozzillo**

Formulazione	$S$ ( $km^2$ )	$L$ (km)	$H_{max}$ (m s.l.m.)	$H_0$ (m s.l.m.)	$H_m$ (m s.l.m.)	$i$ (m/m)	$t_c$ (ore)
Giandotti	577.00	48.15	-	366.00	766.00	-	10.52
Kirpich	-	48.15	-	-	-	0.025	5.36
Puglisi	-	48.15	1592.00	366.00	-	-	7.42
Valore assunto nei calcoli							7.50

Il coefficiente di deflusso è stato valutato per tentativi in modo da riprodurre, a partire dalla sollecitazione meteorica definita al §5.1 di durata pari al tempo di corrivazione riportato nella tabella precedente, delle portate al colmo paragonabili a quelle ottenute utilizzando la sola informazione idrometrica per i vari tempi di ritorno considerati.

Il valore del coefficiente di deflusso è stato incrementato al crescere del tempo di ritorno, per tenere conto della probabile maggiore imbibizione del terreno in concomitanza all'evento centenario.

La seguente tabella riporta i valori di portata al colmo ottenuti mediante simulazione per tempi di ritorno di 10, 20, 30, 40, 50 e 100 anni.

**Tabella 5.6: Coefficiente di deflusso e portate al colmo per diversi tempi di ritorno**

$T$ (anni)	$t_c$ (ore)	$\phi$ (-)	$Q_{c,T}$ (m <sup>3</sup> /s)
10	7.50	0.51	653.16
20		0.54	834.47
30		0.55	935.06
40		0.56	1013.56
50		0.56	1061.26
100		0.57	1231.05

## 6. STIMA DEGLI IDROGRAMMI DI PIENA

Vari studi sulla curva d'involuppo delle massime piene, sui tempi di corrivazione e sulle forme dell'onda di piena dei corsi d'acqua siciliani portano a considerare un'andamento degli idrogrammi di piena pressoché triangolari con fase decrescente di durata circa doppia rispetto a quella ascendente, per cui le portate passano da valori trascurabili al colmo di piena in un tempo pari al tempo di corrivazione e tornano ai detti valori in un intervallo temporale di durata pari a circa il doppio del tempo di concentrazione.

Per le successive elaborazioni, mirate alla determinazione della capacità degli invasi di laminazione, necessita l'acquisizione dell'onda di piena nella sua compiutezza. Nello specifico, viene fatto riferimento alle relazioni indicate da Gregorig, secondo il quale la morfometria dell'onda di piena può essere attendibilmente resa dall'applicazione delle seguenti relazioni di stima:

$$Q_T(t) = Q_{c,T} \cdot \sin^2\left(\frac{\pi t}{2t_c}\right) \quad \text{per } 0 \leq t < t_c$$

$$Q_T(t) = Q_{c,T} \cdot \exp\left[-1.386 \cdot \left(\frac{t}{t_c} - 1\right)\right] \quad \text{per } t \geq t_c$$

e per  $t = 2 t_c$  il valore della portata  $Q(t)$  riduce ad un quarto di  $Q_c$ .

Le onde di piena formalizzate secondo Gregorig sono caratterizzate da permanenza  $k$  della portata al colmo pari a 0 ore. Nonostante questo, operando a favore della sicurezza ed assumendo quindi pari a  $k = 1$  ora la durata della persistenza del valore della portata di picco, l'onda di piena derivata dalla formulazione di Gregorig è data dalle seguenti relazioni:

$$Q_T(t) = Q_{c,T} \cdot \sin^2\left(\frac{\pi t}{2t_c}\right) \quad \text{per } 0 \leq t < t_c$$

$$Q_T(t) = Q_{c,T} \cdot \sin^2\left(\frac{\pi t}{2t_c}\right) \quad \text{per } t_c \leq t < t_c + k$$

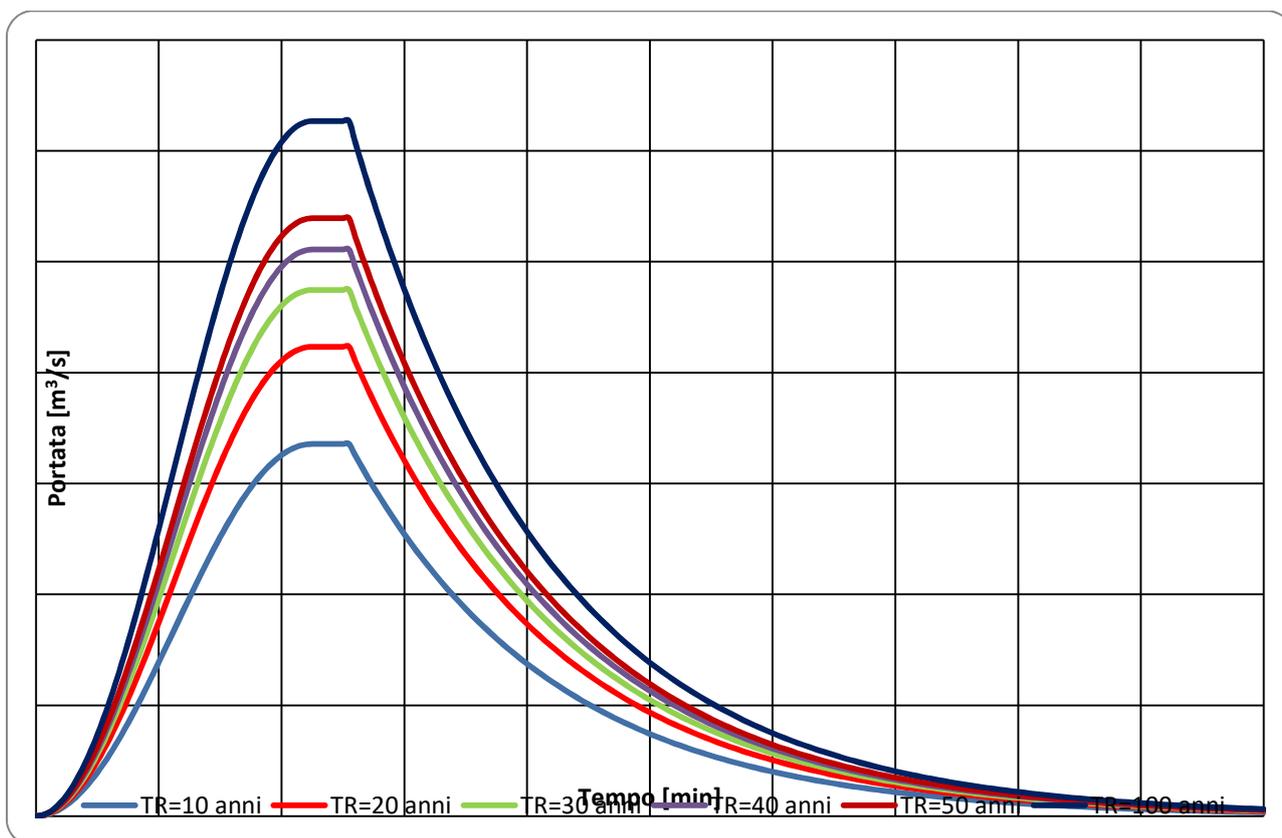
$$Q_T(t) = Q_{c,T} \cdot \exp\left[-1.386 \cdot \left(\frac{t}{t_c} - 1\right)\right] \quad \text{per } t \geq t_c + k$$

L'ultima delle tre precedenti relazioni, valida per tempi successivi alla *fase di stanca*, rende la curva rappresentativa della fase di esaurimento dell'onda di piena tutta dominante l'analoga curva della fase di

esaurimento ottenibile adottando la relazione  $Q_T(t) = Q_{c,T} \cdot \exp\left[-1.386 \cdot \left(\frac{t}{t_c} - 1\right)\right]$ . Ne consegue un incremento

dei volumi di piena privo di motivazione fisica e tecnica. Il problema rilevato viene correntemente risolto stimando con la suddetta relazione i valori delle portate in assenza del fenomeno della permanenza del colmo di piena ed associando successivamente a tali stime, con semplice traslazione dell'asse dei tempi, i tempi  $t=t+k$ .

Sulla scorta delle suestiposte considerazioni, nella figura seguente sono raffigurati gli idrogrammi di piena computati in ingresso all’invaso del Pozzillo, adoperati per il calcolo della laminazione durante le operazioni di cantiere, come esposto nel Capitolo 9. Al variare del tempo di ritorno, da 10 a 100 anni, aumenta la portata al colmo di piena (cfr. Tabella 5.6) mentre il tempo di corrivazione resta ovviamente immutato, essendo una caratteristica intrinseca di ogni bacino idrografico.



**Figura 6.1: Idrogrammi di piena in ingresso all’invaso del Pozzillo per differenti tempo di ritorno**

## 7. DESCRIZIONE DELLE OPERE ESISTENTI E IN PROGETTO

### 7.1. La diga di Pozzillo

La diga di Pozzillo, completata tra il 1955 ed il 1959, si trova in località Pozzillo, nel Comune di Regalbuto (Enna). È costituita da una struttura in blocchi di calcestruzzo, affiancata in destra da un tronco a gravità ordinaria in calcestruzzo massiccio, completata in sinistra dal manufatto dello scarico di superficie. L'andamento planimetrico è mistilineo, costituito da due tratti rettilinei laterali raccordati da un arco di cerchio del raggio di 72 m con convessità verso valle; ciò per soddisfare la necessità di seguire con lo sperone di monte della diga il banco di arenarie presente in fondazione. Il tronco a gravità massiccio in destra, in calcestruzzo, è costituito da conci affiancati con giunti ad interasse di 8 m; esso si prolunga in sponda destra per circa 50 m in un argine in terra argillosa munito di diaframma centrale in calcestruzzo armato, a forma di T rovesciato, dell'altezza massima di 11 m, immerso nelle marne.

La sezione trasversale tipo è triangolare con larghezza di base di 72.90 m e con vertice superiore alla quota di max invaso (366.50 m s.l.m.); la pendenza del paramento di monte è pari a 0.65 e quella del paramento di valle a 0.70. La sezione è completata dalla struttura di coronamento di forma trapezia, che si innesta alla sezione triangolare, di larghezza superiore di 3.82 m a quota 367.00 m s.l.m., pendenza a monte di 0.65 e pendenza a valle di 0.15; lungo il monte del piano di coronamento c'è un parapetto in muratura con ciglio a quota 368.10 m s.l.m..

I blocchi di calcestruzzo costituenti l'opera principale hanno dimensioni medie in pianta di 4x4 m e 3 m di altezza; essi sono stati gettati completamente in opera, con riprese intermedie. In sezione trasversale le varie colonne, che costituiscono uno spessore medio di 4 m, sono state elevate a contatto nei piani normali alla sezione in modo da ottenere giunti a frizione subverticali. In sezione longitudinale la diga risulta quindi composta dall'insieme di 48 elementi affiancati di larghezza pari a quella dei blocchi, in media 4 m, affiancati e separati da intercapedine di 12 cm, riempita con ghiaia; quest'ultima è stata posta in opera subito dopo il disarmo dei blocchi di calcestruzzo adiacenti ed è stata costipata con pestelli; per il suo contenimento, i blocchi terminali sono provvisti di ingrossamento, attraversato da pozzetti di ispezione.

La tenuta della diga è affidata ad un manto metallico in lamiera ARMCO, dello spessore di 6 mm, saldate in posto e direttamente addossate ai blocchi di calcestruzzo retrostanti, con ancoraggi in zanche e profilati.

L'elemento periferico del manto, alla base dell'opera, in corrispondenza dello sperone di monte, termina con una serie di opere e provvedimenti speciali, in modo da assicurare la tenuta, che è pure garantita dalle iniezioni di schermo.

Il sistema di raccolta dei drenaggi dei giunti lubrificati è costituito da due cunicoli longitudinali a monte ed a valle che seguono il perimetro di fondazione e sono tra loro collegati da cunicoli trasversali, con ingressi del paramento di valle a varie quote. Le acque di drenaggio convergono in un unico punto al piede di valle della diga, da cui un apposito impianto di sollevamento le trasferisce nel canale di sbocco dello scarico di fondo sussidiario.

La diga è fondata su un banco isolato di arenarie affioranti fra le argille, con a valle di questo banco una serie di stratificazioni quasi verticali di arenaria e quarzite intercalate a marne. Il banco di arenarie sul fianco destro presenta fratture e diaclasi e brevi soluzioni di continuità nel fianco sinistro. La base di fondazione è

stata preventivamente risanata e corroborata con iniezioni di consolidamento e di cucitura roccia-calcestruzzo dello sperone di monte. E' stato anche realizzato sul lato monte uno schermo di iniezioni di impermeabilizzazione.

Nella tabella seguente si riportano i dati principali della diga, ricavati dal "Foglio di Condizioni per l'Esercizio e la Manutenzione".

<b>Altezza diga (D.M. 1982)</b>	59.00 m
<b>Altezza diga (L. 584/1994)</b>	55.50 m
<b>Quota coronamento</b>	367.00 m s.l.m.
<b>Franco (ai sensi del D.M. 1982)</b>	0.50 m
<b>Franco rispetto al ciglio del parapetto di coronamento</b>	1.60 m
<b>Franco netto rispetto al ciglio del parapetto di coronamento (calcolato coi dati disponibili)</b>	0.79 m
<b>Sviluppo del coronamento</b>	318.94 m
<b>Volume della diga</b>	280'000 m <sup>3</sup>
<b>Grado di sismicità assunto nel progetto</b>	Non sismico
<b>Quota massimo invaso originaria</b>	366.50 m s.l.m.
<b>Quota massimo invaso limitata (attualmente vigente)</b>	365.50 m s.l.m.
<b>Quota massima regolazione originaria</b>	366.00 m s.l.m.
<b>Quota massima regolazione limitata (attualmente vigente)</b>	356.50 m s.l.m.
<b>Quota minima regolazione</b>	337.50 m s.l.m.
<b>Superficie dello specchio liquido al max invaso</b>	7.90 km <sup>2</sup>
<b>Superficie dello specchio liquido alla max regolazione</b>	7.80 km <sup>2</sup>
<b>Superficie dello specchio liquido alla min regolazione</b>	1.80 km <sup>2</sup>
<b>Volume totale di invaso originario (D.M. 1982)</b>	154.42 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
<b>Volume totale di invaso (per interrimento) 1985</b>	128.31 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
<b>Volume di invaso originario (L. 584/1994)</b>	150.50 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
<b>Volume di invaso per interrimento (L. 584/1994)</b>	124.39 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
<b>Volume utile di regolazione originario</b>	141.00 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
<b>Volume utile di regolazione per interrimento</b>	123.69 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
<b>Volume di laminazione</b>	3.92 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
<b>Portata max di progetto</b>	2000 m <sup>3</sup> /s
<b>Tempo di ritorno</b>	Non precisato

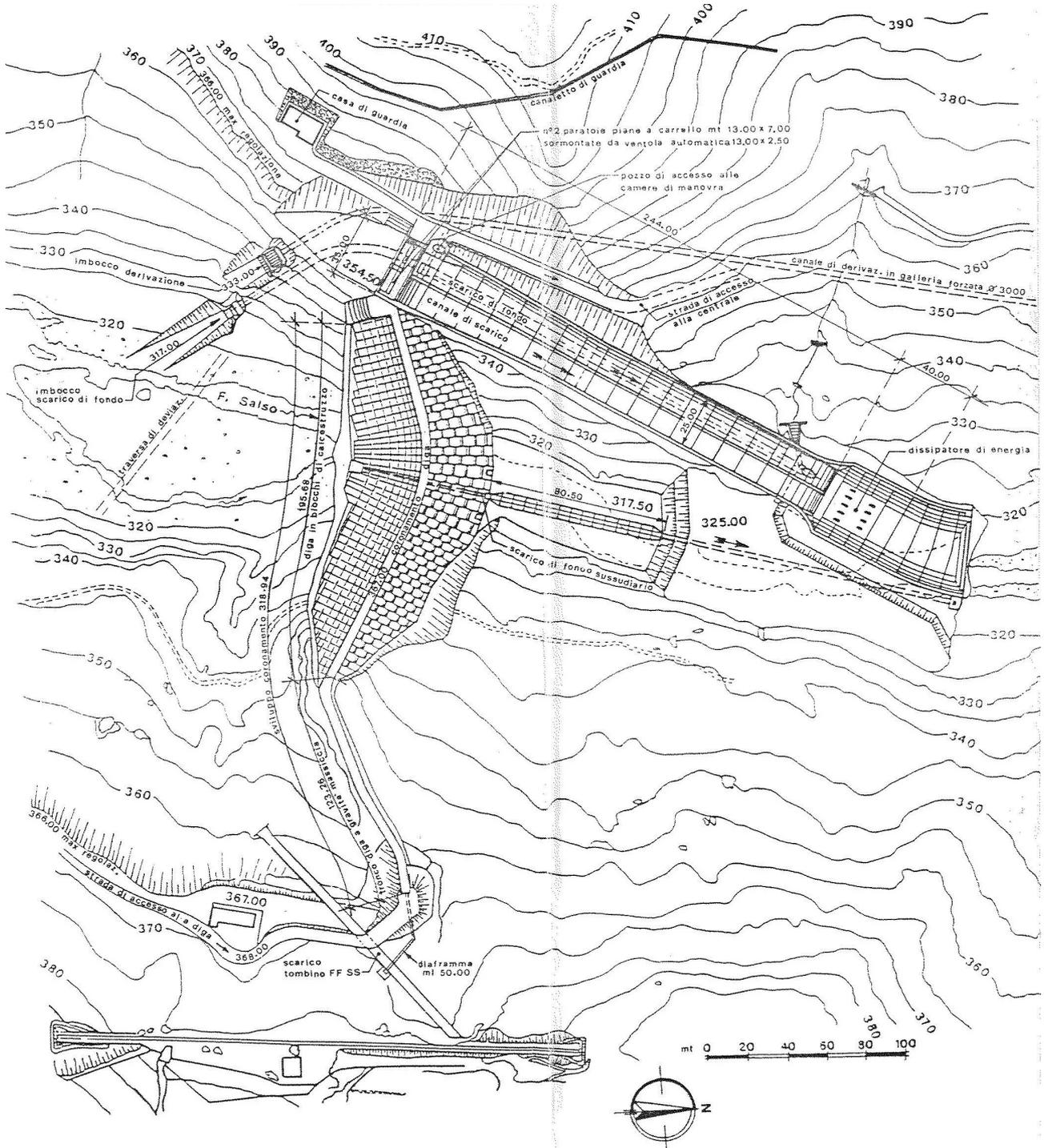


Figura 7.1: Planimetria della diga

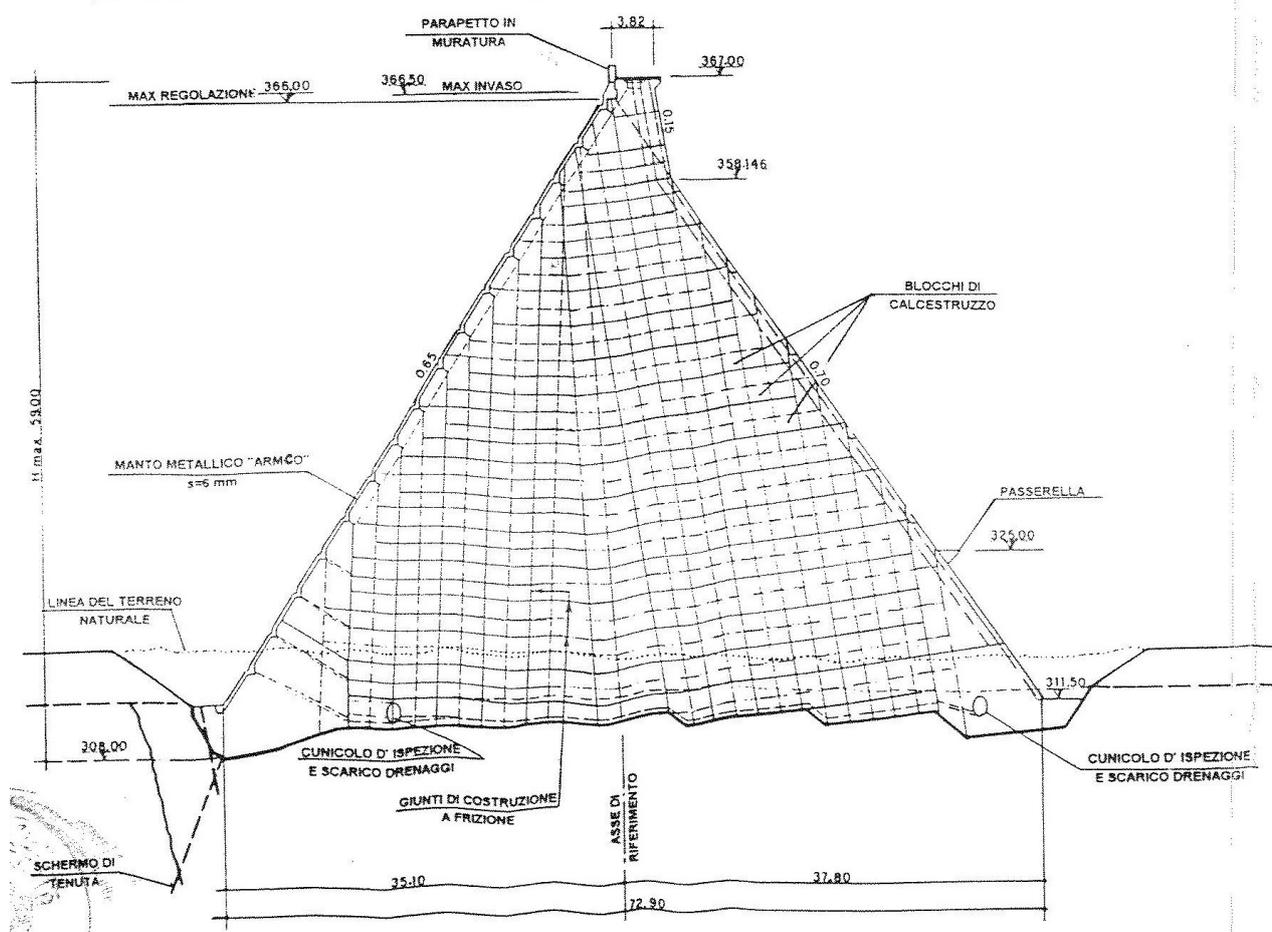


Figura 7.2: Sezione trasversale tipo della diga

## 7.2. Dati principali delle opere di scarico

### 7.2.1. Scarico di superficie

È costituito da un manufatto a due luci con soglia a quota 355.50 m s.l.m., dell'ampiezza di 13.00 m ciascuna, sormontate da paratoie aventi un'altezza totale di ritenuta di 9.50 m. Ogni paratoia è composta da un elemento inferiore piano a carrello, dell'altezza di 7.0 m, e da una soprastante ventola automatica, dell'altezza di 2.5 m. Due canali rettilinei affiancati, lunghi circa 320 m, convogliano le acque ad un'unica vasca di dissipazione, munita di denti dissipatori; da qui le acque proseguono nell'alveo fluviale. I dispositivi di sollevamento, i cui comandi sono posti nella camera di manovra in sponda sinistra, possono essere alimentati con motore elettrico, con motore diesel, con gruppo elettrogeno d'emergenza e con pompa a mano, azionata per le ventole dal ponte di manovra a quota 378.50 m s.l.m..

Con serbatoio alla quota di massimo invaso, pari a 366.50 m s.l.m., la portata massima evacuabile risulta pari a 1640.0 m<sup>3</sup>/s, valore ottenuto adottando nella formula dello stramazzo per il calcolo della portata esitata con paratoie completamente sollevate un coefficiente di efflusso  $C_{qs} = 0.45$ .

La portata  $Q_s$ , scaricata in condizioni di apertura totale è infatti espressa da:

$$Q_s = C_{qs} \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot (h - h_s)^{3/2}$$

con

$L$  = lunghezza della soglia di scarico;

$h$  = livello del serbatoio;

$h_s$  = quota della soglia di scarico.

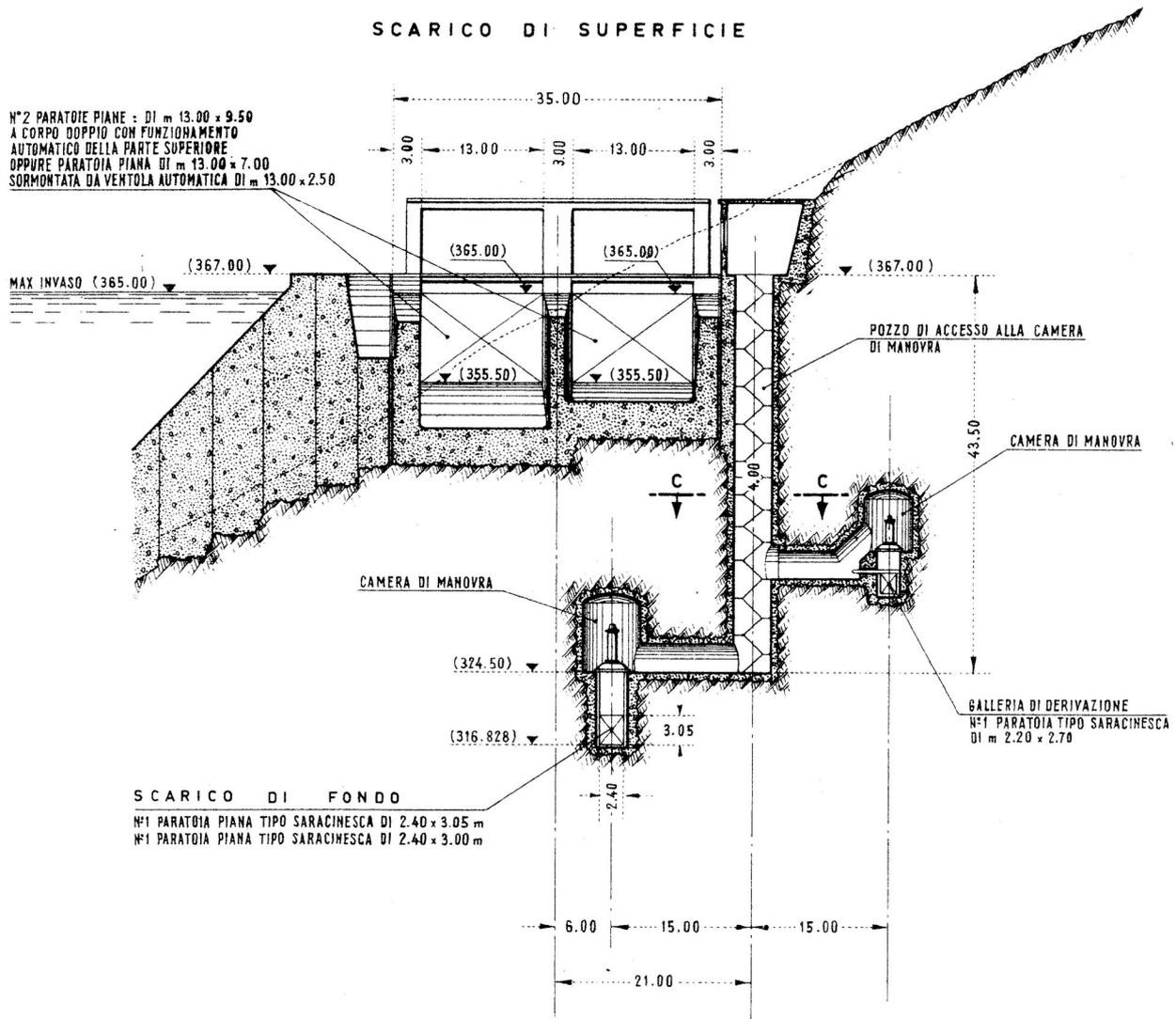
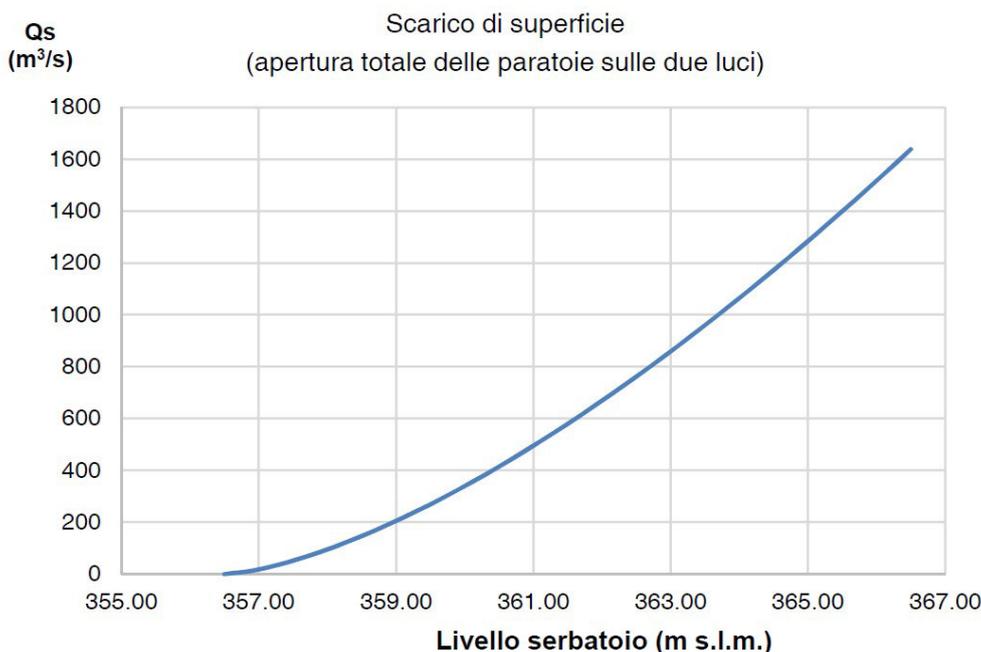


Figura 7.3: Prospetto dello scarico di superficie dal progetto originale della diga

In Figura 7.4 si visualizza la curva di deflusso dello scarico di superficie ottenuta applicando la precedente relazione.



**Figura 7.4: Curva di deflusso dello scarico di superficie**

### 7.2.2. Scarico di fondo

È costituito da una galleria, sottostante il canale di sinistra dello scarico di superficie, di diametro di 4.3 m, con quota di imbocco pari a 317.00 m s.l.m.. Gli organi di intercettazione sono costituiti da due paratoie piane a strisciamento poste in serie, di dimensione di 2.40 x 3.00 m, alla cui camera di alloggiamento, ubicata sotto il canale di scarico, si accede tramite un pozzo verticale in sponda sinistra, adiacente la struttura dello scarico di superficie. I dispositivi oleodinamici di sollevamento, posti nella stessa camera delle paratoie, possono essere alimentati come per lo scarico di superficie ed azionati anche a mano, in loco, e dalla cabina posta sulla sommità del pozzo di accesso.

Con serbatoio alla quota di massimo invaso originaria (366.50 m s.l.m.) la portata massima esitabile risulta pari a 175.54 m<sup>3</sup>/s, valore ottenuto adottando nella formula della luce sotto battente per il calcolo della portata esitata con paratoie completamente sollevate un coefficiente di efflusso  $C_{qf} = 0.90$ , in quanto trattasi di serbatoio con scarico realizzato con galleria direttamente innestata. La portata  $Q_f$  evacuabile nelle differenti condizioni di apertura delle paratoie è infatti espressa da:

$$Q_f = C_{qf} \cdot A_f \cdot \sqrt{2g \cdot (h - y_1 - y_2 - y_3 - h_{qf})}$$

con:

$A_f$  = area della luce di fondo funzione del grado di apertura delle paratoie;

$h$  = livello del serbatoio;

$y_1$  = perdita di carico all'imbocco, quantificata nel 20% del carico cinetico ivi presente;

$y_2$  = perdita continua per attrito lungo la galleria;

$y_3$  = perdita concentrata nei gargami delle paratoie, quantificata complessivamente nel 20% del carico cinetico ivi presente;

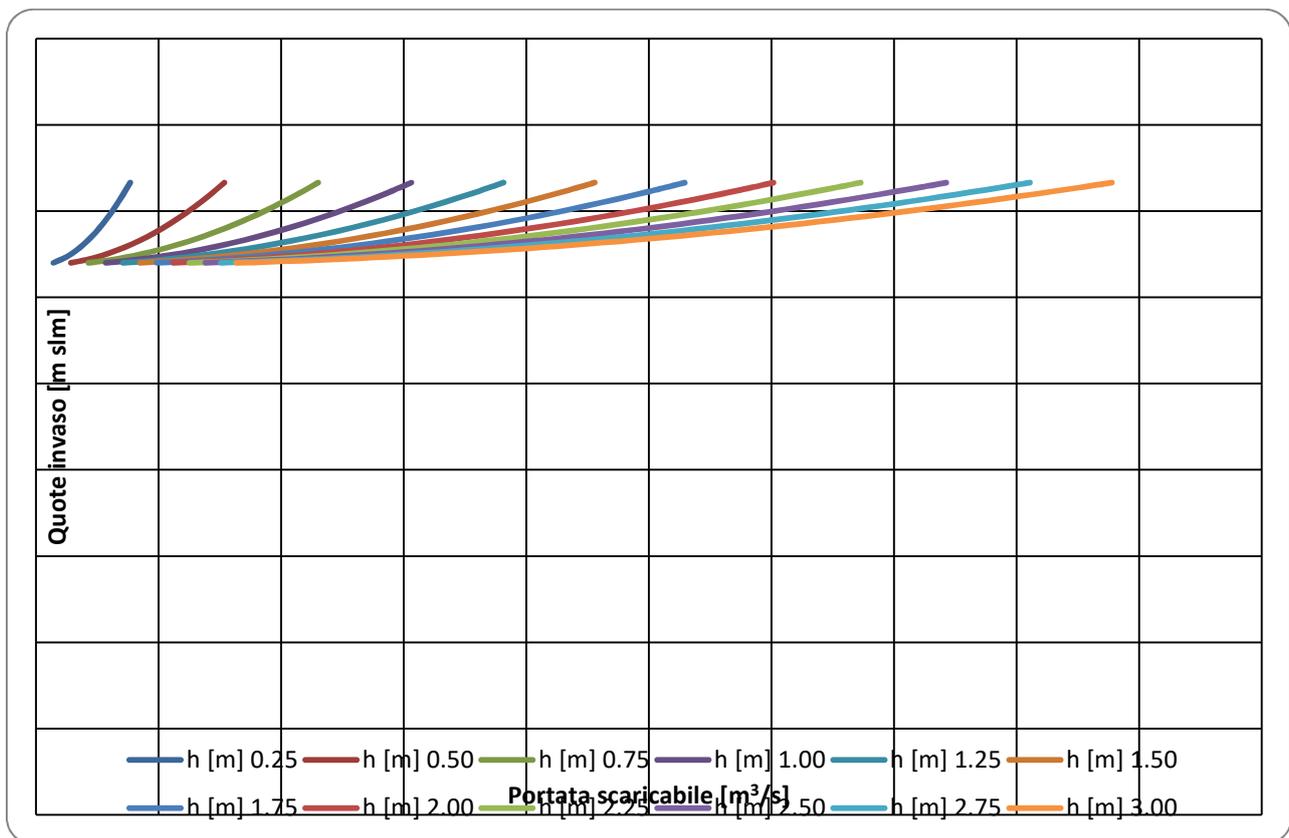
$h_{af}$  = quota dell'asse dello scarico di fondo.

Per il calcolo delle perdite di carico distribuite si è adottato un coefficiente di scabrezza alla Bazin pari a  $\gamma = 0.46$ , per condotta in cemento in condizioni di significativa usura:

$$y_2 = \frac{Q_f^2 \cdot L}{A^2 \cdot R \cdot \left( \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \right)^2}$$

con  $A$  area della sezione della galleria di scarico,  $L = 86$  m lunghezza della stessa sino alle paratoie e  $R$  raggio idraulico.

In Figura 7.5 si visualizza la curva di deflusso dello scarico di fondo esistente ottenuta applicando la precedente relazione, per diversi gradi di apertura delle paratoie.



**Figura 7.5: Diagramma delle portate dello scarico di fondo esistente**

La portata massima scaricabile risulta essere pari a  $175.54 \text{ m}^3/\text{s}$ , con le paratoie completamente aperte e livello nell'invaso pari a  $366.50 \text{ m s.l.m.}$ .

### 7.2.3. Scarico di fondo sussidiario

Originariamente costituito da una tubazione di diametro 1100 mm e della lunghezza di 65 m, con soglia di imbocco a quota 317.00 m s.l.m. attraversante uno degli speroni centrali della diga ed intercettata, subito dopo l'imbocco, da una saracinesca di 1100 mm alloggiata in una apposita camera di manovra all'interno della diga, lo scarico è stato ristrutturato nei primi anni '80 inserendo nella vecchia condotta una nuova tubazione metallica di diametro 1000 mm, intercettata da una nuova saracinesca al piede di valle della diga, pensata per sopperire alla non funzionalità di quella installata a monte. La condotta è inserita in un cunicolo a cui si accede da un pozzo al piede della diga. La suddetta saracinesca viene azionata a mano in loco o mediante motori elettrici alimentati a 30 V da rete o da gruppo elettrogeno, tramite comandi installati nel pozzo di accesso ai cunicoli interni, posto al piede di valle della diga.

Con serbatoio alla quota di massimo invaso originario (366.50 m s.l.m.) la portata massima esitabile risulta pari a 18.3 m<sup>3</sup>/s, valore ottenuto adottando nella formula della luce sotto battente con saracinesche completamente sollevate un coefficiente di efflusso  $C_{qfs} = 0.75$ . In queste condizioni la portata  $Q_{fs}$  evacuabile è infatti esprimibile come:

$$Q_{fs} = C_{qfs} \cdot A_{fs} \cdot \sqrt{2g \cdot (h - h_{qfs})}$$

con:

$A_{fs}$  = area della luce di fondo sussidiaria alla massima apertura;

$h$  = livello del serbatoio;

$h_{qfs}$  = quota dell'asse dello scarico di fondo sussidiario.

Per effetto dell'interrimento entrambi gli scarichi profondi della diga, di fondo e di fondo sussidiario, non sono comunque attualmente utilizzabili. Anche a seguito di tale condizione con le Ordinanze datate 01/05/1999 e 4/05/2006 il Servizio Nazionale Dighe (S.N.D.) ha imposto i seguenti limiti alla possibilità di gestione dell'invaso:

- × quota massima di regolazione pari a 356.50 m s.l.m. (366.00 m s.l.m. il valore di progetto);
- × quota di massimo invaso pari a 365.50 m s.l.m. (366.50 m s.l.m. il valore di progetto).

La massima portata esitabile dallo scarico di superficie con paratoie totalmente aperte alla quota di massimo invaso imposta dall'ordinanza citata risulta pertanto pari a 1399.3 m<sup>3</sup>/s.

Da qui la ratio della realizzazione di un nuovo scarico di fondo a quote più elevate (cfr. Capitolo 7).

### 7.2.4. Opera di derivazione

Il serbatoio è inoltre asservito direttamente, tramite galleria di derivazione e condotta forzata, alla centrale di Regalbuto che può turbinare una portata massima di 16.5 m<sup>3</sup>/s.

L'opera di derivazione è ubicata in sponda sinistra ed è costituita da un'opera di imbocco con soglia a quota 333.0 m s.l.m., protetta da griglia, a cui segue una galleria forzata a sezione circolare, del diametro di 3.0 m, che, dopo un'ampia curva, si dirige parallelamente all'alveo alla centrale idroelettrica posta in sponda sinistra, poco a valle della diga. Circa in corrispondenza del sovrastante scarico di superficie della diga, la derivazione è intercettata da una paratoia piana di dimensioni 2.2 x 2.7 m, alloggiata in una camera

sotterranea, a cui si accede dallo stesso pozzo di accesso alla camera delle paratoie dello scarico di fondo. La paratoia è manovrabile con dispositivo oleodinamico, alimentato da energia elettrica da rete e da gruppo elettrogeno, dalla suddetta camera o dalla cabina di manovra sovrastante il pozzo d'accesso, o manualmente dalla suddetta cabina.

Nella figura seguente si riportano le curve di funzionamento dell'opera di derivazione, in funzione del livello presente nell'invaso.

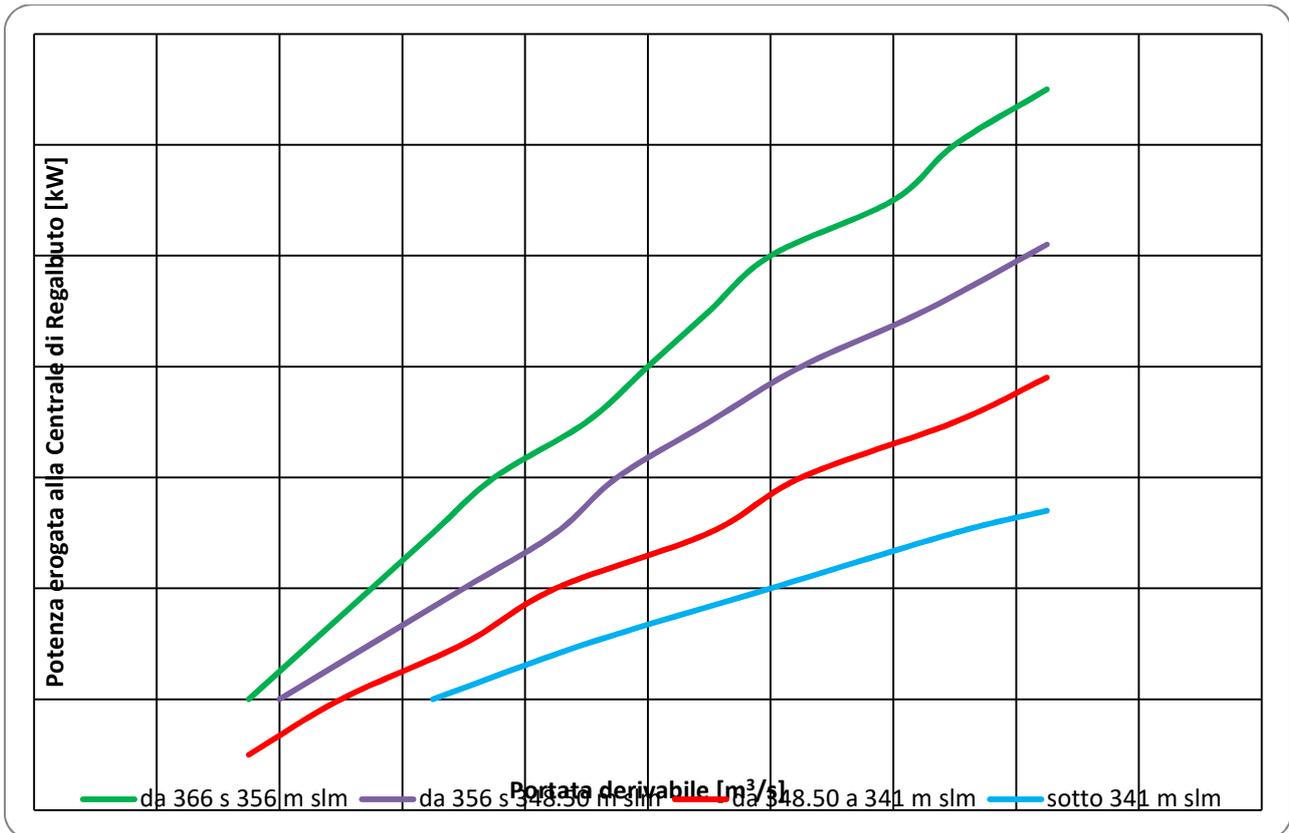


Figura 7.6: Portata d'acqua in rapporto al carico erogato e alla quota dell'invaso



**Figura 7.7: Foto storiche dell'opera di derivazione (sopra) e dello scarico di fondo (sotto)**

Si ha conferma del fatto che la massima portata derivabile sia pari a  $16.5 \text{ m}^3/\text{s}$ , con una corrispondente potenza erogata alla Centrale di Regalbuto variabile fra 2.7 e 6.5 MW, al crescere del livello nell'invaso sino alla quota di 366.00 m s.l.m..

### 7.3. Descrizione delle opere in progetto

Nel seguito vengono descritti gli interventi in progetto relativi alla presente relazione e nell'ordine temporale, così come stabilito dal cronoprogramma allegato al presente incartamento progettuale.

#### 7.3.1. *Dragaggio sedimenti*

Considerate le scadenti caratteristiche geotecniche dei sedimenti da movimentare mediante dragaggio, a serbatoio pieno è necessario prevedere un'opera di difesa a protezione dell'area di accesso in alveo antistante il nuovo imbocco dello scarico di fondo e a garanzia della sicurezza del personale operante. L'opera di protezione, che delimiterà un'area di circa  $1700 \text{ m}^2$ , sarà costituita da o-pile (o equivalenti)  $\text{Ø}500$  mm accostati, caratterizzati da sezione circolare cava, riempita, successivamente all'infissione nel terreno in posto, con calcestruzzo; l'opera di protezione sarà effettuata operando ad invaso pieno da imbarcazione con la testa della paratia sita a 341.50 m s.l.m., livello del sedimento che ha prodotto l'interrimento dell'invaso artificiale. terminate le lavorazioni, detta paratia rimarrà in situ, dando luogo ad un salto del fondo dell'invaso in prossimità dell'opera d'imbocco dello scarico di fondo, da 341.50 a 333.00 m s.l.m..

Per realizzare il nuovo imbocco dello scarico di fondo e la galleria che da esso si diparte in condizioni di bacino pieno, verrà realizzata da imbarcazione una seconda paratia di o-pile (o equivalenti)  $\text{Ø}800$  mm, interna rispetto a quella precedente, a difesa di un'area di invaso di circa  $350 \text{ m}^2$ . La sommità di detta paratia sarà sita a 353.50 m s.l.m., ottenendo così un buon margine di sicurezza delle lavorazioni anche a fronte di piene in ingresso all'invaso, caratterizzate da tempo di ritorno pluridecennale.

---

#### Progettisti in ATI

Terminate le operazioni di realizzazione del nuovo scarico di fondo, questa opera di protezione si che verrà rimossa, provvedendo al taglio degli elementi tubolari riempiti in calcestruzzo fino a quota 333 m s.l.m..

### 7.3.2. Pulizia e manutenzione della galleria e sostituzione delle paratoie dello scarico di fondo esistente

Per accedere e risanare parte della galleria dello scarico di fondo esistente a quota 317 m s.l.m. sarà realizzato un pozzo verticale. Lo scavo sarà effettuato operando dal piano di campagna in corrispondenza del terrazzamento a quota 353.5 m s.l.m., poco a monte dello scarico di superficie della diga.

Il pozzo verticale avrà profondità di circa 38 m e diametro interno di 10 m in corrispondenza del piano di campagna. Il pozzo sarà realizzato sulla verticale del tratto in curva della galleria dello scarico di fondo, a monte delle paratoie, sostenendo lo scavo con una paratia circolare di o-pile (o equivalenti) Ø500 mm. Detta paratia sarà irrigidita con delle cerchiature ottenute con profilati in acciaio HEA300, a spaziatura verticale di 5.00 m.

Lo scavo del pozzo raggiungerà la quota di 315 m s.l.m. circa intercettando la galleria dello scarico di fondo esistente, il cui estradosso in calotta è posto a quota 322 m s.l.m. circa, 30 m a monte delle paratoie dello scarico (60 m a valle dell'imbocco interrto).

Completato lo scavo del pozzo verticale saranno effettuati la rimozione dei sedimenti, la pulizia e il risanamento della galleria di scarico a valle del pozzo, la sostituzione delle paratoie dello scarico e la manutenzione del loro sistema di movimentazione.

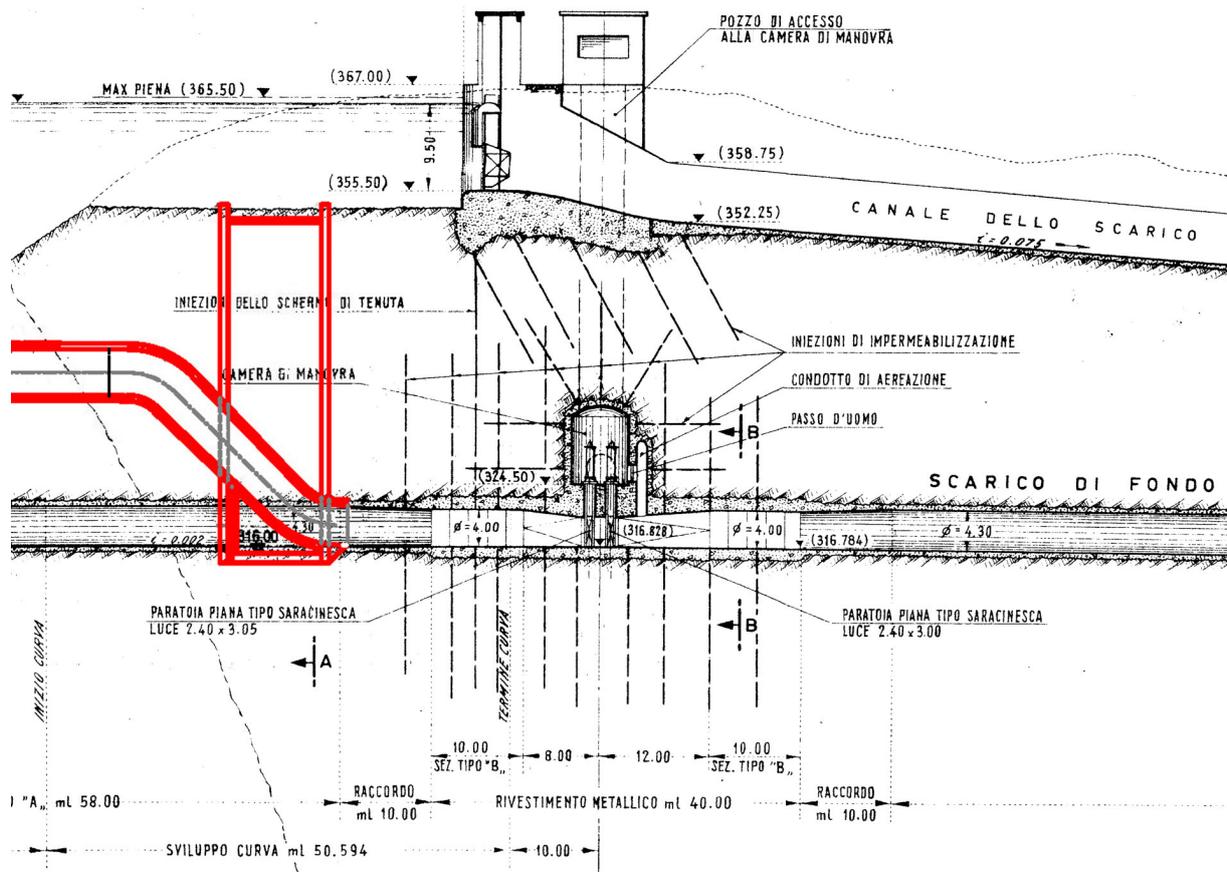
### 7.3.3. Nuovo scarico di fondo

Il progetto di ripristino dello scarico di fondo, con nuovo imbocco a quota 333 m s.l.m., prevede la realizzazione di alcuni nuovi manufatti necessari per raccordare il nuovo imbocco con la galleria dello scarico di fondo preesistente, oggi interrita a monte delle paratoie dello scarico.

Le nuove opere da realizzare, elencate dall'invaso verso valle, sono:

1. una nuova struttura di imbocco dello scarico di fondo, posta a quota 333 m s.l.m., in prossimità dell'imbocco dell'opera di presa della derivazione di Regalbuto (interasse tra imbocco scarico e opera di presa circa 15 m);
2. un tratto di galleria a debole pendenza, diametro interno  $\cdot \cdot$  5 m, che si sviluppa per circa 22 m, a valle del raccordo scatolare di collegamento con la nuova opera di imbocco dello scarico;
3. un tratto di galleria inclinata a 45° rispetto all'orizzontale, che costituirà la discenderia tra quota 333 e 317 m s.l.m.. La discenderia si sviluppa per 22 m circa e si raccorda agli estremi con curve circolari alle due gallerie a debole pendenza poste a quota 333 e 317 m s.l.m..

Per la realizzazione dell'opera d'imbocco e la posa della galleria del nuovo scarico di fondo, lo scavo verrà sostenuto tramite una doppia paratia di o-pile (o equivalenti) Ø500 mm, che si intesteranno su quella dei pali interconnessi Ø800 mm prevista a ridosso del nuovo imbocco (cfr. §7.3.1), ovvero sulla paratia di delimitazione del pozzo (cfr. §7.3.2), lato lago e lato valle rispettivamente. Lo scavo sarà effettuato operando dal piano di campagna in corrispondenza del terrazzamento a quota 353.5 m s.l.m., poco a monte dello scarico di superficie della diga. Verranno installati dei puntoni di contrasto in acciaio, per evitare fenomeni di instabilità degli elementi tubolari costituenti l'opera di sostegno allo scavo.



**Figura 7.8: Particolare del raccordo della nuova opera di scarico alla galleria esistente**

#### 7.3.4. Ripristino opera di derivazione

La batimetria eseguita nel 2015 ha evidenziato la presenza di sedimenti a ridosso della griglia dell'opera di presa della derivazione elettro-irrigua, da quota 333 m s.l.m. a quota 341 m s.l.m..

Non conoscendo però esattamente le condizioni in cui versa il manufatto di imbocco, si possono solo ipotizzare i possibili interventi in base allo stato di conservazione che si risconterà una volta terminato il dragaggio. Nel caso peggiore bisognerà attuare interventi di tipo strutturale sul manufatto di calcestruzzo e sostituire le griglie metalliche di protezione, altrimenti, nel caso in cui l'assenza di cicli di asciutto/bagnato sul manufatto abbia limitato il degrado dell'opera, potrebbero essere necessari anche interventi meno importanti come il rifacimento di giunti, sarcitura delle lesioni e di ripristini superficiali.

## 8. VERIFICA DEL FUNZIONAMENTO IDRAULICO DEGLI ORGANI DI SCARICO A SEGUITO DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO

Si vuole rimarcare che per lo scarico di fondo sussidiario e per lo scarico di superficie non sono previsti interventi, quindi non si ritiene necessario verificarne il funzionamento.

### 8.1. Nuovo scarico di fondo

Le differenze con lo scarico di fondo esistente riguardano la lunghezza della galleria di scarico e il suo andamento altimetrico sino alle paratoie, il quale presenta due gomiti a 45° rispetto all'orizzontale. Inoltre detta galleria ha un diametro di 5.0 m all'imbocco, anziché i 4.3 m dell'assetto attuale.

Il nuovo scarico, si attiverà per livelli d'invaso di circa 335.50 m s.l.m., mentre lo scarico originario presentava deflussi in uscita già per livelli d'invaso di 320.00 m s.l.m.. Tale comportamento è ovviamente dovuto al forte interrimento verificatosi a monte dello sbarramento in questione, il quale impedisce la regolazione dell'invaso in corrispondenza dei livelli più bassi.

La progettazione del nuovo scarico di fondo ha tenuto in considerazione tutti i suddetti aspetti, in modo da garantire almeno la stessa capacità originaria di smaltimento delle acque dal lago artificiale.

Con serbatoio alla quota di massimo invaso originaria (366.50 m s.l.m.) la portata massima esitabile risulta pari a 177.14 m<sup>3</sup>/s, valore superiore a quello dello scarico di fondo originario, ottenuto adottando nella formula della luce sotto battente per il calcolo della portata esitata con paratoie completamente sollevate un coefficiente di efflusso  $C_{qf} = 0.90$ , in quanto trattasi ancora di serbatoio con scarico realizzato con galleria direttamente innestata. La portata  $Q_f$  evacuabile nelle differenti condizioni di apertura delle paratoie è stavolta espressa da:

$$Q_f = C_{qf} \cdot A_f \cdot \sqrt{2g \cdot (h - y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - h_{qf})}$$

con:

$A_f$  = area della luce di fondo funzione del grado di apertura delle paratoie;

$h$  = livello del serbatoio;

$y_1$  = perdita di carico all'imbocco, quantificata nel 20% del carico cinetico ivi presente;

$y_2$  = perdita continua per attrito lungo la galleria;

$y_3$  = perdita concentrata nei gargami delle paratoie, quantificata complessivamente nel 20% del carico cinetico ivi presente;

$y_4$  = perdita concentrata nella prima curva della galleria di scarico dove il diametro è di 5.0 m, quantificata nel 9% del carico cinetico ivi presente (cfr. Figura 8.1);

$y_5$  = perdita concentrata nella seconda curva della galleria di scarico dove il diametro è di 4.3 m, quantificata nel 9% del carico cinetico ivi presente (cfr. Figura 8.1);

$h_{qf}$  = quota dell'asse dello scarico di fondo.

Per il calcolo delle perdite concentrate che si concretizzano nelle curve del tracciato altimetrico della galleria di scarico, si sono adottati degli abachi di letteratura, i quali riportano il coefficiente moltiplicativo del carico cinetico. Valori di tale coefficiente  $\xi$  per  $Re = 10^6$  sono forniti dal grafico di Figura 8.1 in funzione del rapporto  $r/D$  (raggio di curvatura/diametro tubo) e dell'angolo di deviazione. Per valori del numero di Reynolds diversi

da  $10^6$ , si moltiplica  $\xi_{(10^6)}$ , per un fattore di correzione  $\alpha_b$  fornito dal grafico di Figura 8.2, in funzione del numero di Reynolds e ancora del rapporto  $r/D$ :

$$\xi = \xi_{(10^6)} \cdot \alpha_b$$

Nel presente caso risulta sempre  $\xi = \xi_{(10^6)}$ , essendo  $r/D < 1$  e  $Re$  sicuramente sempre superiore a  $10^6$  (cfr. Figura 8.2).

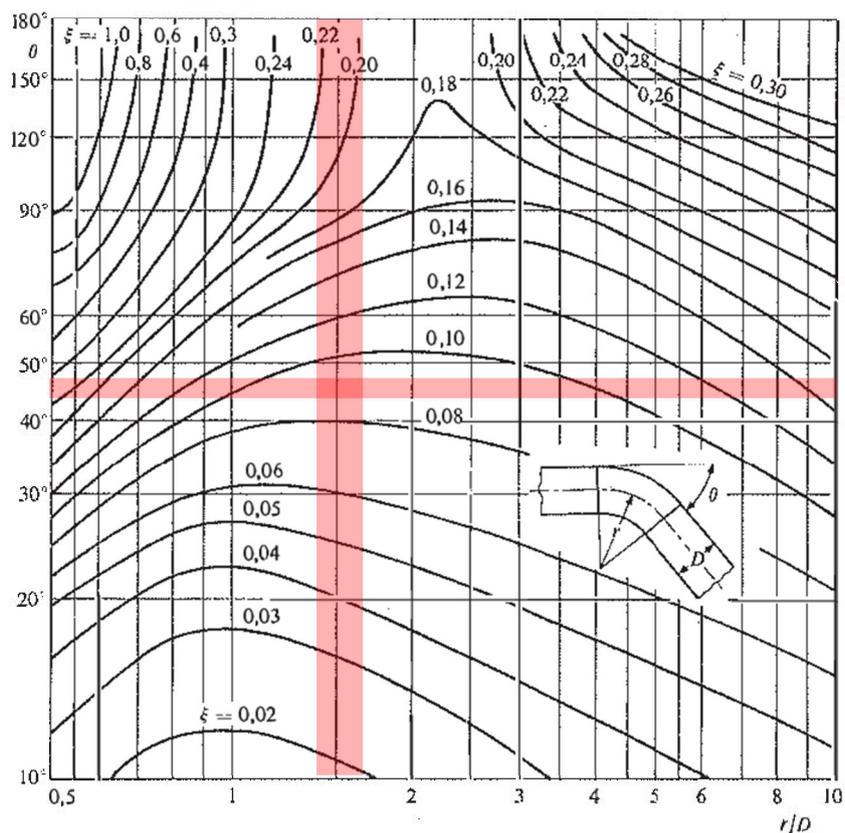


Figura 8.1: Curve – Valori di  $\xi$  per  $Re = 10^6$

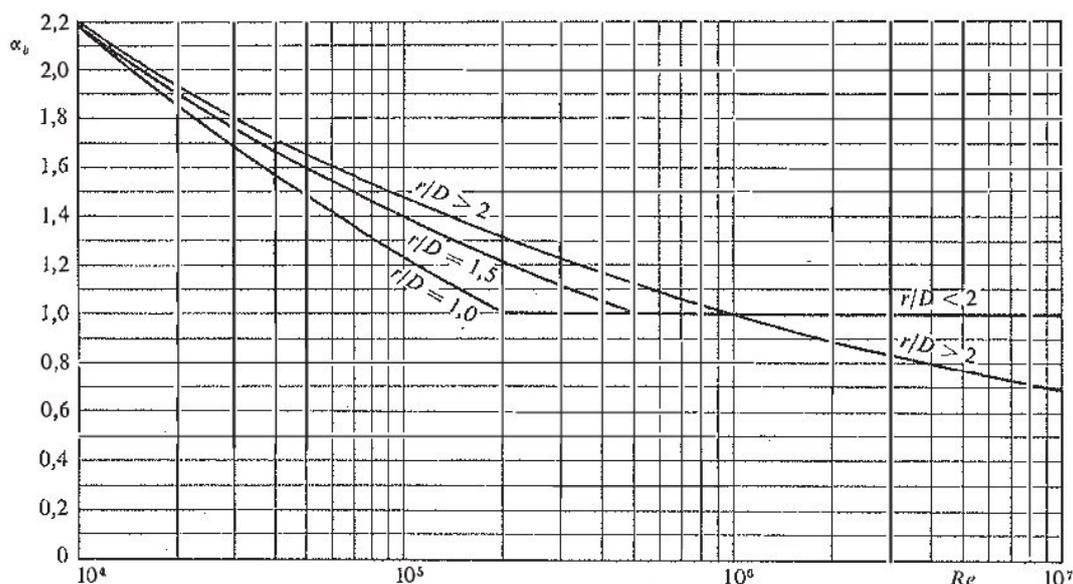


Figura 8.2: Curve – Valori del coefficiente  $\alpha_b$  in funzione del numero di Reynolds

Per il calcolo delle perdite di carico distribuite si è adottato lo stesso coefficiente di scabrezza alla Bazin pari a  $\gamma = 0.46$  per il rivestimento interno della galleria:

$$y_2 = \sum_i \frac{Q_f^2 \cdot L_i}{A_i^2 \cdot R_i \cdot \left( \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_i}}} \right)^2}$$

dove in questa occasione le perdite di carico distribuite sono fornite da una sommatoria di 3 addendi, ognuno dei quali relativo a un tratto di galleria di scarico caratterizzato da un differente diametro e sviluppo longitudinale:

- $D_i = 5.00$  m all'imbocco,  $L_i = 22.40$  m;
- tratto tronco-conico (è stato ivi assunto un diametro medio di 4.65 m),  $L_i = 21.90$  m;
- $D_i = 4.30$  m,  $L_i = 28.60$  m.

Nella seguente figura è riportato il diagramma che descrive il funzionamento dello scarico di fondo in progetto per diversi gradi di apertura delle due paratoie presenti.

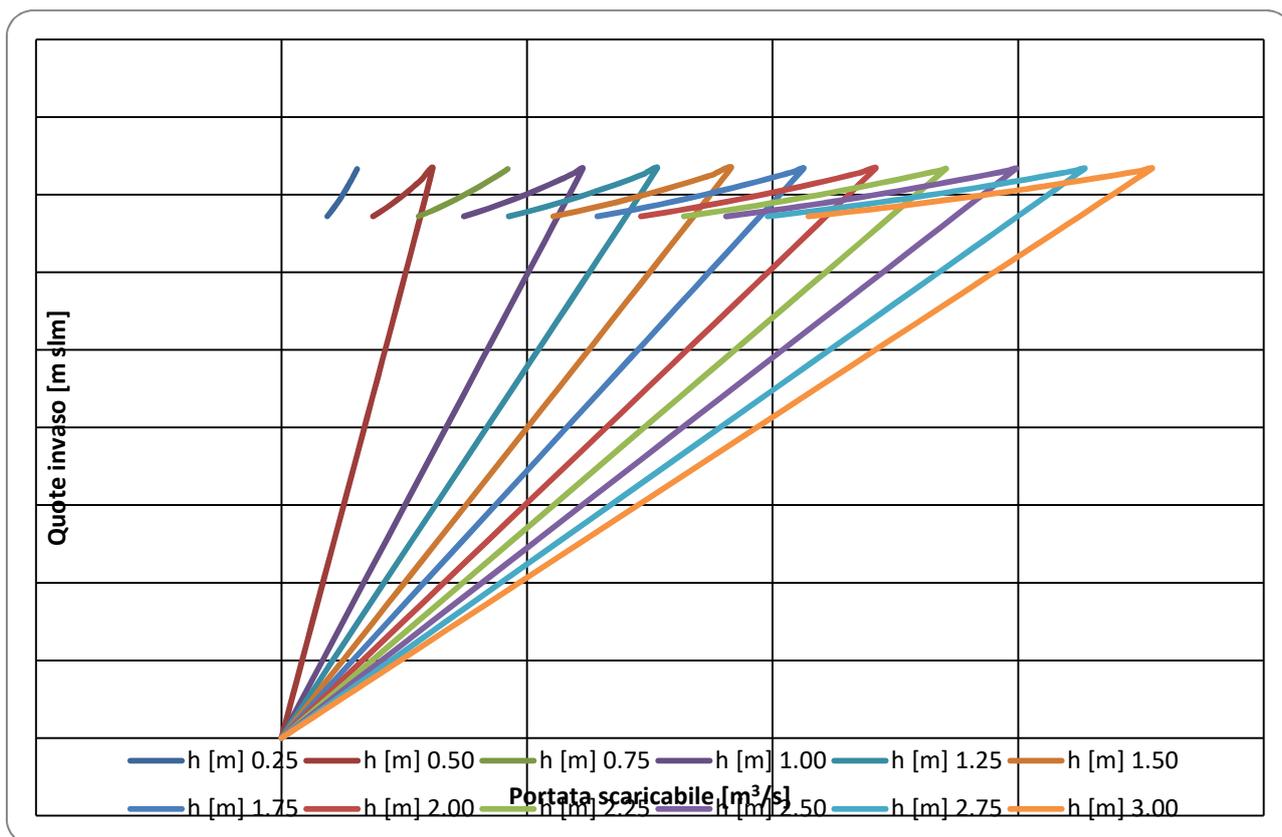


Figura 8.3: Diagramma delle portate dello scarico di fondo in progetto

Tabella 8.1: Confronto fra lo scarico di fondo originario e quello in progetto, in termini di portate massime esitabili

$h$ (m)	$Q_{MAX,attuale}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{MAX,progetto}$ ( $m^3/s$ )	$\Delta Q$ ( $m^3/s$ )
0.25	15.39	15.40	+0.01
0.50	30.75	30.76	+0.01
0.75	46.05	46.07	+0.02
1.00	61.23	61.30	+0.07
1.25	76.29	76.42	+0.13
1.50	91.18	91.40	+0.22
1.75	105.87	106.22	+0.35
2.00	120.34	120.85	+0.51
2.25	134.56	135.28	+0.72
2.50	148.52	149.48	+0.96
2.75	162.18	163.44	+1.26
3.00	175.54	177.14	+1.60

Dalla precedente tabella si può notare come, per i vari gradi di apertura delle paratoie  $h$ , la max portata scaricabile, che si verifica ovviamente in corrispondenza del livello di max invaso sito a 366.50 m s.l.m., è superiore nella nuova configurazione di progetto rispetto a quella originaria. Pur avendo considerato una scabrezza del rivestimento interno pari a quella assunta nel progetto originario ed essendo presenti due curve che producono una perdita di carico concentrata non trascurabile, il miglioramento delle prestazioni idrauliche dell'organo di scarico di fondo è spiegabile con il decremento delle perdite di carico per attrito lungo la galleria di scarico: infatti, essa presenta uno sviluppo longitudinale inferiore e un diametro medio maggiore.

## 8.2. Opera di derivazione

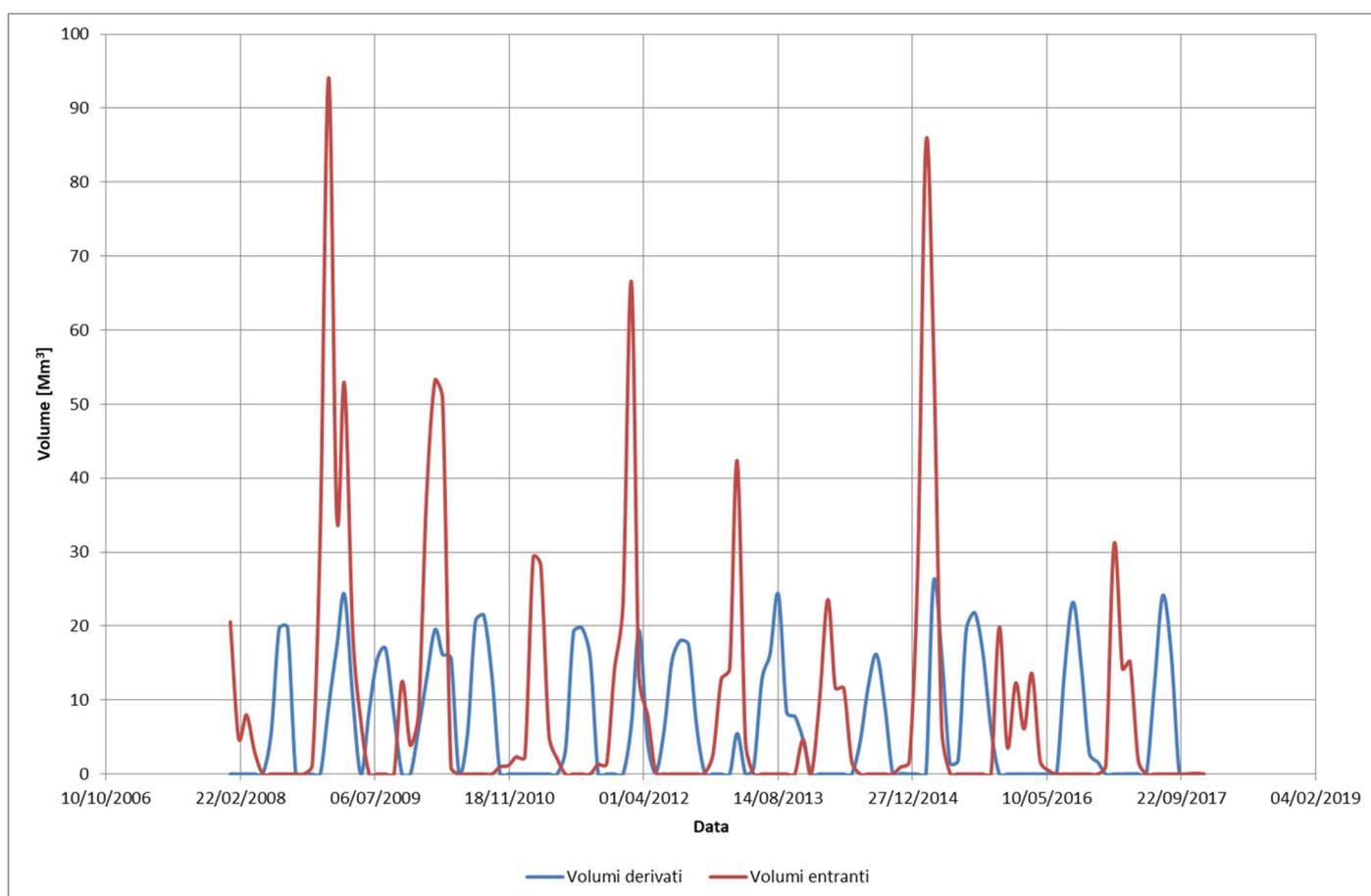
Gli interventi riguardanti l'opera di derivazione esistente consistono nella pulizia e manutenzione della griglia nonché del primo tratto della galleria di derivazione. Tali operazioni lasciano inalterato il funzionamento idraulico del manufatto idraulico, rispetto alla configurazione così come prevista nel progetto originale. Non si ritengono quindi necessari ulteriori approfondimenti sull'argomento.

## 9. REGOLAZIONE DELL'INVASO DURANTE LE OPERAZIONI DI CANTIERE

Le lavorazioni inerenti alla realizzazione del nuovo scarico di fondo dell'invaso artificiale del Pozzillo sono state organizzate, tenendo in conto che:

- 1) durante la fase di dragaggio non è possibile derivare dall'opera di presa elettro-irrigua;
- 2) le piene più significative si verificano nel periodo compreso tra inizio gennaio e fine marzo, in cui viene invasata la maggior parte del volume necessario per la stagione irrigua;
- 3) detta stagione irrigua inizia a giugno e termina a settembre.

Nella seguente figura si può notare l'esatta alternanza dei picchi dei volumi in ingresso all'invaso artificiale e di quelli derivati a scopo elettro-irriguo, questi ultimi sempre inferiori ai 30 milioni di m<sup>3</sup>.



**Figura 9.1: Andamento dei volumi entranti e derivati mensilmente dall'invaso (dal 2006 ad oggi)**

Al fine di minimizzare le limitazioni al livello invasato, si organizzeranno le lavorazioni come mostrato nel Cronoprogramma dei Lavori allegato al presente incarto progettuale. I livelli idrici di riferimento in esso riportati sono stati estrapolati sulla base delle registrazioni idrometriche eseguite durante gli ultimi 20 anni; tali dati sono stati elaborati operando la media dei livelli medi settimanali di settimane omologhe e considerando una derivazione costante e pari a 16.5 m<sup>3</sup>/s nel periodo compreso fra i mesi di maggio e settembre.

La pianificazione delle attività di realizzazione degli interventi si articola in una prima esecuzione della paratia di pali interconnessi a protezione del dragaggio nel mese di settembre, allorquando i livelli idrici sono al minimo, in conseguenza dell'appena terminata derivazione a scopo irriguo.

Non sussistendo vincoli operativi dettati dai livelli idrici nell'invaso, nel mese di marzo è possibile intraprendere le attività di dragaggio, da interrompere a metà maggio, per poi poter consentire la derivazione da giugno a settembre; nel mentre è possibile eseguire altre lavorazioni a valle della diga.

A settembre può riprendere il dragaggio e contestualmente, essendo il fiume Salso in regime di magra, può realizzarsi la paratia di pali interconnessi a protezione degli scavi ed il pozzo di accesso alla galleria di scarico.

Sino a questa fase realizzativa non si pongono limitazioni ai livelli idrici accettabili nell'invaso.

Successivamente, quando le lavorazioni sono all'asciutto, s'imporrebbe un limite superiore per il livello idrico pari a 353.00 m s.l.m., ovvero la quota sommitale della paratia di pali interconnessi a protezione degli scavi meno un franco idraulico di 50 cm.

Tuttavia, avendo a disposizione solo l'opera di presa elettro-irrigua per regolare il livello dell'invaso, non è possibile garantire in maniera deterministica, in caso di piena trentennale, il livello idrico inteso come limite superiore di cui sopra. Per ragioni legate alla sicurezza delle lavorazioni, quindi, si decide il fermo cantiere (a meno del dragaggio) nel periodo delle piene (dalla fine del mese di gennaio alla prima metà del mese di marzo), accettando la possibilità di un'eventuale tracimazione della paratia e l'allagamento dello scavo del pozzo. Superato tale periodo di sospensione del cantiere, si eseguono le lavorazioni successive, mantenendo un livello idrico fissato a 353.00 m s.l.m., garantendo, così, un volume d'acqua pari a 33 milioni di m<sup>3</sup>, disponibile per la prossima stagione irrigua.

### **9.1. Laminazione dell'evento di piena di progetto e valutazione dell'adeguatezza idraulica degli scarichi**

Per quantificare l'effettivo grado di sicurezza idrologico-idraulica della diga di Pozzillo durante le operazioni di cantiere, è stato necessario indagare il comportamento del sistema vaso-organi di scarico all'arrivo degli eventi di piena di dato tempo di ritorno considerando anche la capacità di laminazione dell'invaso. Contestualmente, si vuole ricordare come la realizzazione del nuovo scarico di fondo e la manutenzione della relativa galleria a monte delle paratoie di regolazione, sono rese possibili in quanto si è prevista un'opera di protezione provvisoria, consistente in una paratia di o-pile (o equivalenti), con testa sita a quota pari a 353.50 m s.l.m..

Per ottenere il livello idrico massimo raggiunto nell'invaso e le corrispondenti portate massime esitate dagli scarichi, si sono pertanto effettuate delle simulazioni numeriche del processo di laminazione operato dal volume di vaso sugli idrogrammi in ingresso.

La valutazione degli effetti di laminazione sull'idrogramma di progetto, per assegnato tempo di ritorno, è stata effettuata tramite un modello numerico che permettesse l'implementazione della relazione tra portate in ingresso, portate in uscita e volume invasato.

Il funzionamento di un invaso di laminazione è descritto dall'equazione di continuità che lega appunto la variazione nel tempo del volume invasato nel serbatoio  $W(t)$  alla differenza tra le portate entranti ed uscenti, rispettivamente  $Q_{in}(t)$  e  $Q_{out}(t)$ .

L'equazione:

$$Q_{in}(t) - Q_{out}(t) = \frac{dW(t)}{dt}$$

insieme alla legge di efflusso che governa l'idrogramma in uscita dal serbatoio:

$$Q_{out}(t) = Q_{out}[t, W(t)]$$

permette di determinare il volume necessario alla laminazione dell'idrogramma in ingresso nota la massima portata ammissibile nelle sezioni a valle dell'opera e la massima quota di invaso all'interno della cassa compatibile con i vincoli topografici e geologici nell'area dove è prevista la realizzazione dell'opera stessa.

L'equazione differenziale suesposta è integrabile in forma chiusa solo quando le due precedenti relazioni, nonché l'idrogramma in ingresso, siano rappresentabili in forma analitica semplice ad esempio nel metodo dell'invaso, in cui il legame tra volume invasato e portata uscente risulta essere di tipo lineare.

Quando ciò non si verifica occorre provvedere ad un'integrazione dell'equazione differenziale della laminazione per via numerica; utilizzando ad esempio il metodo delle differenze finite, lo schema è del tipo:

$$\left(\overline{Q}_{in} - \overline{Q}_{out}\right) \cdot (t'' - t') = W'' - W'$$

in cui  $\overline{Q}_{in}$  e  $\overline{Q}_{out}$  rappresentano i valori medi di portata nell'intervallo  $[t', t'']$ , e  $W'$ ,  $W''$  sono i volumi invasati rispettivamente negli istanti  $t'$  e  $t''$ .

Nella risoluzione del sistema di equazioni dell'invaso il legame tra il volume invasato,  $V$ , ed il livello idrico nell'invaso,  $z$ ,  $W(z) = W[z(t)]$  dipende dalla geometria e topografia dell'area che si intende destinare alla laminazione di piena ed è ottenuto tramite la curva aree-livelli che caratterizza le singole aree.

Le opere idrauliche di regolazione dell'invaso di laminazione sono, durante i lavori di realizzazione del nuovo scarico di fondo, l'opera di derivazione e lo sfioratore di superficie rappresentabili in termini di equazioni secondo i classici schemi della foronomia.

Per le luci a superficie libera, quali lo sfioratore di superficie, il legame tra le portate uscenti ed i livelli idrici è dato dalla ben nota equazione (cfr. §7.2.1):

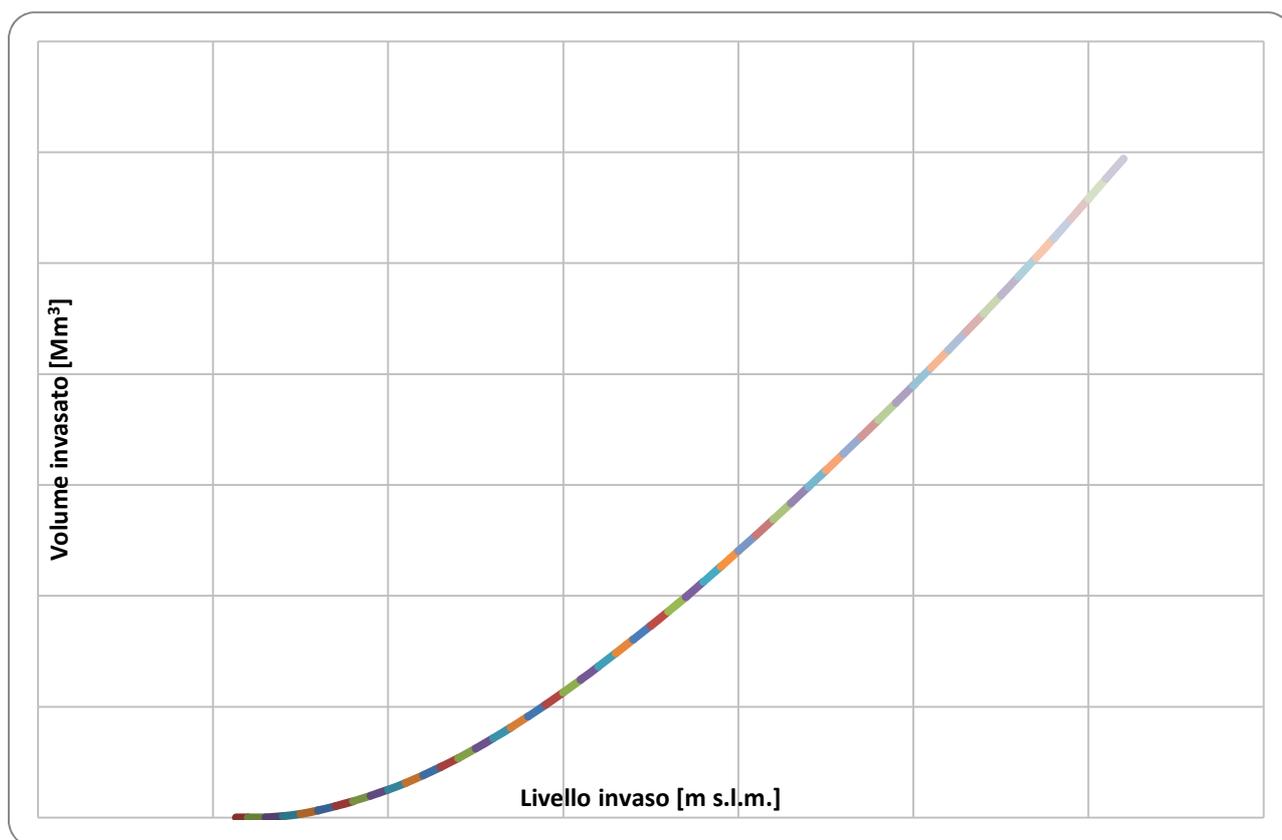
$$Q_s = C_{qs} \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot (h - h_s)^{3/2}$$

Per quanto riguarda invece l'opera di derivazione, si è ipotizzato efflusso costante e pari al massimo possibile, ovvero 16.5 m<sup>3</sup>/s per livelli d'invaso superiori a 333.00 m s.l.m. (cfr. §7.2.4).

Il metodo è stato dunque implementato per la definizione dei livelli idrici raggiunti all'interno dell'invaso artificiale (con step temporale di calcolo pari a 1 minuto).

L'idrogramma di piena di calcolo, ottenuto con il modello afflussi-deflussi descritto ai Capitoli 5 e 6 e considerato nelle computazioni, è quello relativo a tempo di ritorno trentennale.

La curva dei livelli e volumi del serbatoio utilizzata nel presente capitolo è raffigurata nel seguito.



**Figura 9.2: Curva livelli-volumi dell'invaso del Pozzillo**

Sono state condotte simulazioni numeriche del processo di laminazione degli idrogrammi di piena per valutare gli effetti di diversi fattori sul grado di sicurezza idrologico dell'invaso. I fattori considerati sono:

- 4) Tempo di ritorno della piena in ingresso al serbatoio;
- 5) Portata al colmo di piena dell'idrogramma in ingresso al serbatoio;
- 6) Quota idrica iniziale nel serbatoio;
- 7) Possibile attivazione del solo scarico di superficie e dell'opera di derivazione.

In totale le simulazioni effettuate sono state 2 e sono di seguito descritte:

- Simulazione n° 1:
  - Tempo di ritorno idrogramma: 30 anni;
  - Portata al colmo di piena: 949.13 m<sup>3</sup>/s;
  - Livello idrico iniziale: massima regolazione limitata (345.00 m s.l.m.);
  - Scarichi operativi: opera di derivazione;
- Simulazione n° 2:
  - Tempo di ritorno idrogramma: 30 anni;
  - Portata al colmo di piena: 949.13 m<sup>3</sup>/s;
  - Livello idrico iniziale: massima regolazione limitata (353.00 m s.l.m.);

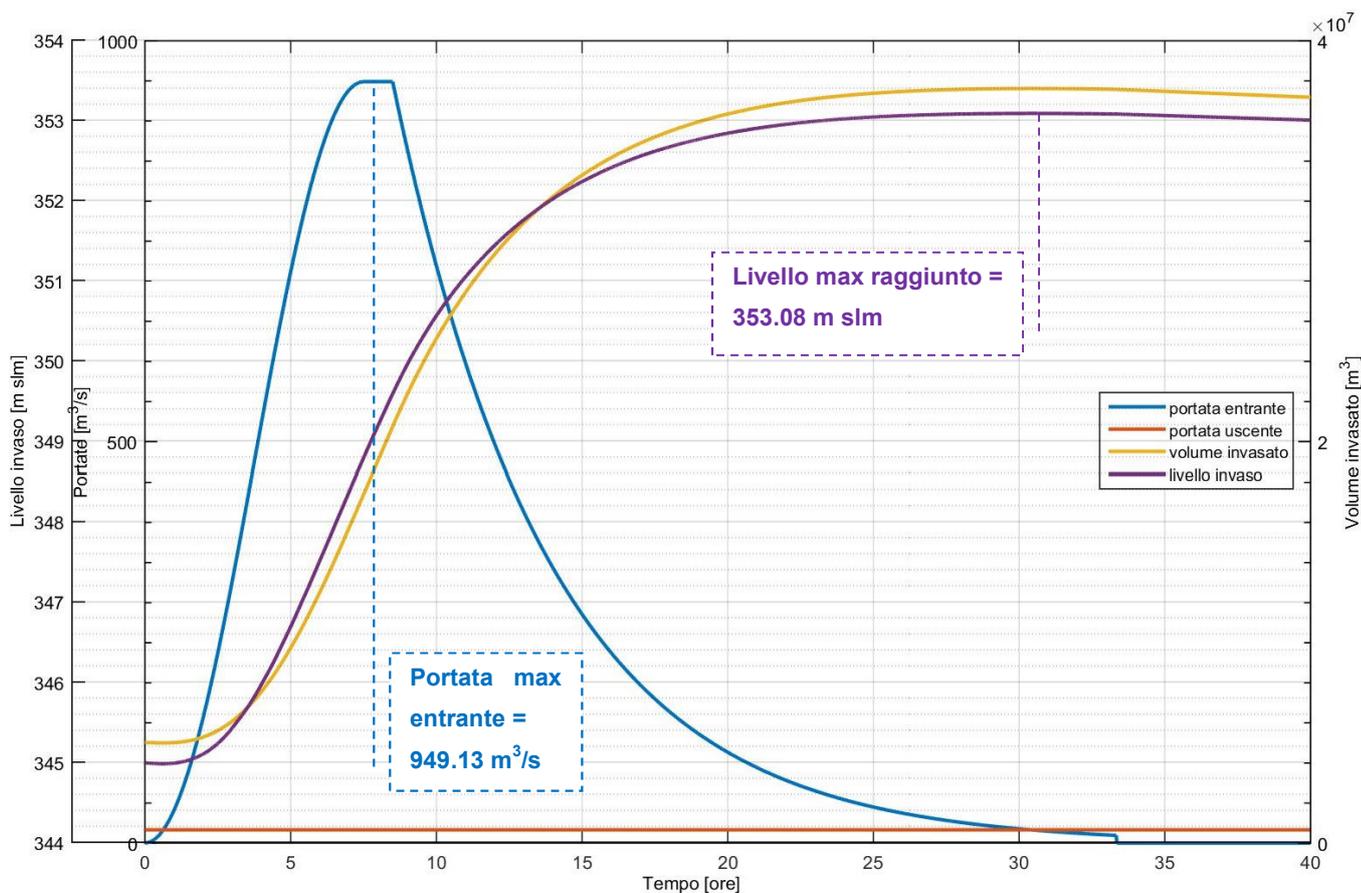
- Scarichi operativi: opera di derivazione e scarico di superficie.

Il tempo di ritorno prescelto, 30 anni appunto, è quello per cui il rischio d'insufficienza idraulica della paratia in pali interconnessi di contenimento degli scavi, che si concretizza durante la durata del cantiere, è uguale al rischio d'insufficienza idraulica della diga in oggetto durante la sua vita utile. La durata del cantiere per le lavorazioni inerenti agli interventi in oggetto (cfr. Cronoprogramma di progetto) è fissata pari a 3 anni, mentre la vita utile dello sbarramento in questione è pari a 100 anni (cfr. §2.4.1 delle Norme Tecniche Costruzioni del 2018).

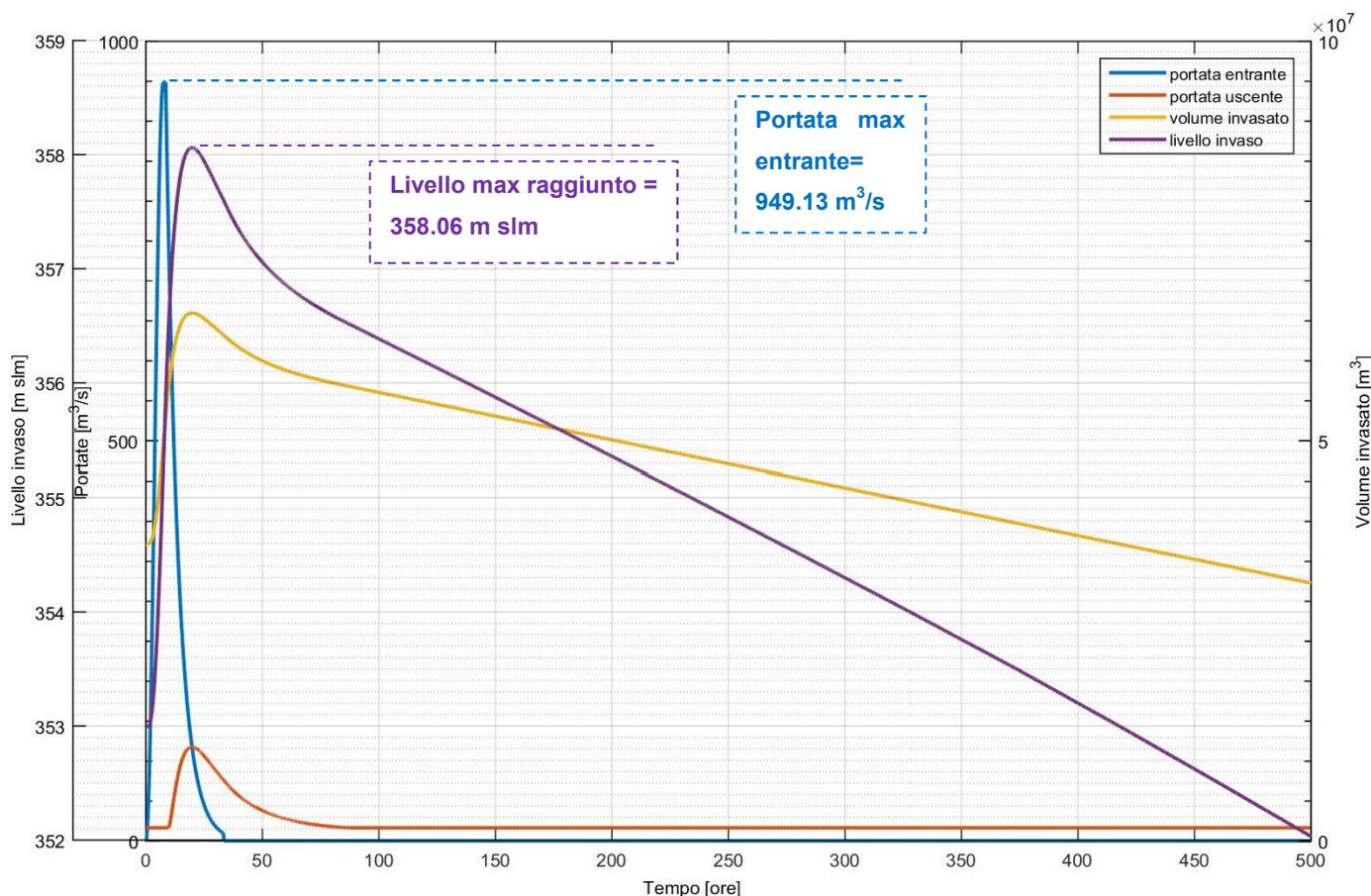
I risultati ottenuti nelle varie simulazioni numeriche della laminazione sono riassunti nella tabella seguente in termini di massima portata affluente, massima portata scaricata e di massimo livello liquido nell'invaso. I risultati delle simulazioni in forma grafica sono riportati in Figura 9.3 e Figura 9.4, rispettivamente.

**Tabella 9.1: Risultati delle simulazione della laminazione dell'idrogramma di piena trentennale**

Simulazione	$T_R$ (anni)	Scarichi attivati	$Q_{in,max}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{out,max}$ (m <sup>3</sup> /s)	Livello iniziale (m s.l.m.)	Livello max raggiunto (m s.l.m.)
1	30	Opera di derivazione	949.13	16.5	345.00	353.08
2	30	Opera di derivazione + Sfiatore di superficie	949.13	117.57	353.00	358.06



**Figura 9.3: Simulazione n° 1 - Grafico delle portate in ingresso e uscita dall'invaso per tempo di ritorno trentennale, con livello idrico iniziale pari a 345.00 m s.l.m.**



**Figura 9.4: Simulazione n° 2 - Grafico delle portate in ingresso e uscita dall'invaso per tempo di ritorno trentennale, con livello idrico iniziale pari a 353.00 m s.l.m.**

Dall'analisi delle suddette simulazioni, si osserva che:

- **Simulazione n° 1:** il livello iniziale nel serbatoio è stato assunto pari a 345.00 m s.l.m.. La quota massima raggiunta nel serbatoio è inferiore a quella di sommità della paratia di pali interconnessi a protezione degli scavi eseguiti per la realizzazione del nuovo scarico di fondo dell'invaso, sita a 353.50 m s.l.m.. Infatti come si evince da Figura 9.3, il massimo livello idrico raggiunto durante l'evento di piena trentennale (con colmo di piena di 949.13 m<sup>3</sup>/s) è pari a 353.08 m s.l.m., per un franco di circa 50 cm. Ne consegue che l'attivazione della sola opera di derivazione, considerando all'arrivo dell'onda di piena il suddetto livello idrico di 345.00 m s.l.m., consente lo smaltimento delle portate in ingresso al lago senza produrre l'allagamento delle aree dedicate alle lavorazioni per la costruzione del nuovo scarico di fondo e relativa galleria. Con queste ipotesi viene inoltre assicurato un tirante idrico mai inferiore a 345.00 - 341.50 m = 3.50 m, sufficiente per un adeguato stato di salute dell'ittiofauna presente nelle acque del fiume Salso e del lago del Pozzillo.
- **Simulazione n° 2:** il livello iniziale nel serbatoio è stato assunto pari a 353.00 m s.l.m.. La quota massima raggiunta nel serbatoio è pari a 358.06 m s.l.m., ovviamente inferiore a quella di max invaso, ma superiore al livello sommitale della paratia di pali di cui sopra. I livelli idrici raggiunti sono tali da attivare, oltre all'opera di derivazione, anche lo scarico di superficie, la cui soglia sfiorante è

sita a 356.50 m s.l.m.. Ciò significa che, assumendo questa configurazione iniziale del sistema lago-cantiere, la sicurezza degli operatori non è garantita, risultando necessaria l'evacuazione delle zone interessate dalle lavorazioni, preventivamente all'arrivo della piena trentennale, caratterizzata, come già accennato, da portata al colmo di piena pari a 949.13 m<sup>3</sup>/s. La conseguente sospensione del cantiere ha una durata di circa 18 giorni (cfr. Figura 9.4), ovvero finché non si ripristino livelli compatibili con lo svolgimento in sicurezza delle lavorazioni in oggetto.

## 10. CONCLUSIONI

Il presente rapporto tecnico è relativo allo studio del nuovo scarico di fondo e relativa galleria della diga Pozzillo e della sicurezza idraulica di detto sbarramento, a seguito della determinazione delle portate al colmo per i tempi di ritorno di interesse.

Nel §8.1 si può notare come, per i vari gradi di apertura delle paratoie, la max portata scaricabile, che si verifica ovviamente in corrispondenza del livello di max invaso sito a 366.50 m s.l.m., è maggiore nella nuova configurazione di progetto rispetto a quella originaria. Quindi, il livello di servizio del nuovo organo di scarico di fondo è lievemente superiore a quello del vecchio.

Nel Capitolo 9, si osserva come, su base statistica, la sicurezza delle lavorazioni all'asciutto è garantita dall'attivazione della sola opera di derivazione solamente se, in caso di arrivo di piena trentennale, il livello idrico nell'invaso è inferiore o uguale a 345.00 m s.l.m.. Prudenzialmente, si decide comunque la sospensione del cantiere (a meno del dragaggio) nel periodo tipicamente caratterizzato dalle piene del fiume Salso (ovvero dalla fine del mese di gennaio alla prima metà del mese di marzo), accettando la possibilità di un'eventuale tracimazione della paratia e l'allagamento dello scavo del pozzo di accesso alla galleria dello scarico di fondo.