C.B. n°35 - CONSORZIO BONIFICA GROSSETANA

-Area Tecnica -

Via Ximenes n° 3 Grosseto Tel. 0564-22189 E-Mail: lavori@bonificagrossetana.it

LOTTO 310

REALIZZAZIONE DI INVASO MULTIFUNZIONALE SUL TORRENTE GRETANO ALLA CONFLUENZA CON IL FOSSO SEGUENTINA IN LOC. POGGIO MARTINO NEI COMUNI DI ROCCASTRADA E CIVITELLA PAGANICO

STUDIO DI FATTIBILITA'

Revisione n°	*Nota di revisione*	*Data revisione*

IMPORTO COMPLESSIVO

€ 25.000.000,00

IL PROGETTISTA
(Ing. Roberto TASSELLI)

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
(Ing. Roberto BENVENUTO)

Grosseto lì 14/09/2012

ALL. n°

A

RELAZIONE ILLUSTRATIVA

LOTTO N° 310 - REALIZZAZIONE DI INVASO MULTIFUNZIONALE SUL TORRENTE GRETANO ALLA CONFLUENZA CON IL FOSSO SEGUENTINA IN LOC. POGGIO MARTINO NEI COMUNI DI ROCCASTRADA E CIVITELLA PAGANICO.

RELAZIONE ILLUSTRATIVA STUDIO DI FATTIBILITA'

PREMESSA:

Generalità intervento

La presente relazione si riferisce allo studio di fattibilità relativo ai lavori per la realizzazione di un invaso multifunzionale sul torrente Gretano localizzato alla confluenza con il fosso Seguentina il località Poggio Martino.

Inquadramento – individuazione interventi

Il torrente Gretano, affluente di destra dell'Ombrone grossetano, nasce dal monte Alto (797 m s.l.m.) nel comune di Roccastrada , in provincia di Grosseto , nella parte centro settentrionale della Maremma e scorre in direzione sud-est tra i comuni di Roccastrada e Civitella Paganico, per una distanza di circa 25 km. Di carattere torrentizio e geometria abbastanza lineare convoglia oltre alle acque dei suoi affluenti, anche quelle dei canali di scarico dei terreni agricoli, per confluire nel fiume Ombrone in località Paganico.

Vista aerea zona di intervento

Il bacino idrografico superficiale (l'unità fisiografica) che raccoglie i deflussi superficiali originati dalle precipitazioni che si abbattono sul bacino stesso e che trovano recapito nel corso d'acqua naturale e nei suoi affluenti, ha un'estensione di circa 104 kmq ed è compreso nei fogli della carta tecnica regionale n° 307100, 307110, 307140, 307150, 307160, 319030, 319040, 319050, 319070 e 319080. Il limite di bacino viene definito dalla linea spartiacque superficiale o topografico (da non confondere con lo spartiacque sotterraneo o freatico). Questa è definita come la linea più elevata separante il bacino imbrifero dai bacini ad esso confinanti unendo le massime quote relative secondo la minor pendenza . Misura circa 54 km e termina alla sezione di chiusura nel punto in cui il torrente affluisce nel fiume Ombrone, in località Paganico. Il territorio è caratterizzato dalla presenza molto fitta di macchia mediterranea alternata a terreni agricoli e adibiti al pascolo, mentre risulta minima la presenza di infrastrutture di tipo civile nella parte centrale del bacino.

Vista da 5,10 Km di quota dell'area di intervento (evidenziata nell'ovale)

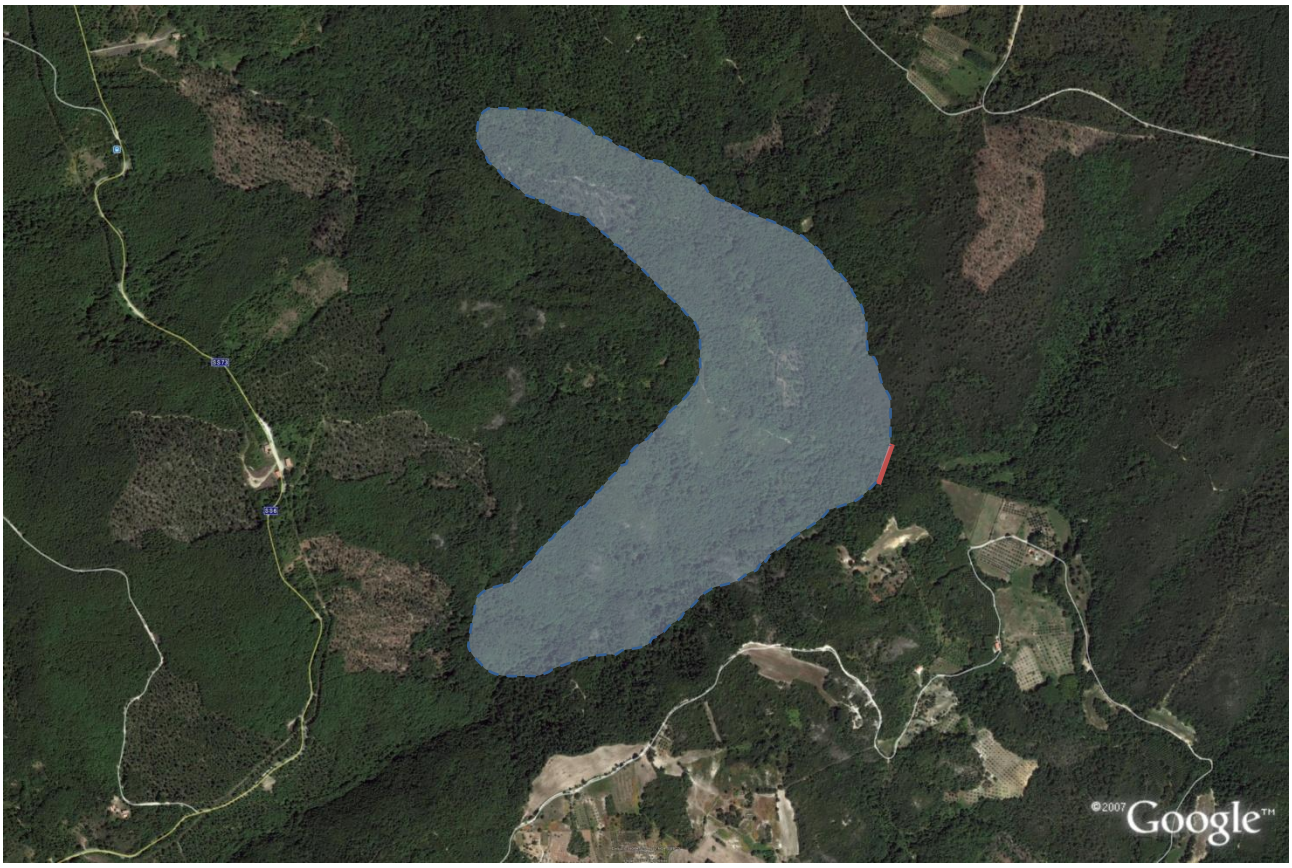
Per sommi capi lo studio analizza la fattibilità relativa alla realizzazione di una diga a gravità in calcestruzzo di altezza complessiva (definitiva come previsto dal R.I.D.) pari a 35,00 m e di invaso complessivo pari a circa 2.900.000 mc completa di tutte le opere connesse necessarie al suo funzionamento e gestione. L'invaso creato dalla diga ha i seguenti scopi:

1. Laminazione delle piene del torrente Gretano;
2. Produzione di energia idroelettrica;
3. Uso idropotabile della risorsa invasata;
4. Riserva antincendio;
5. Uso irriguo di quota parte della risorsa invasata.

Pertanto gli interventi necessari alla realizzazione dell'opera sono macroscopicamente i seguenti:

- Realizzazione sbarramento ed opere complementari;
- Realizzazione strada di servizio intorno al lago completa di opere d'arte;
- Smacchiatura area di invaso;
- Opere accessorie: fabbricati di servizio, impianti tecnologici vari, infrastruttura per produzione di energia idroelettrica, opere di mitigazione e compensazione, recinzione perimetrale area, sistemazione eventuali movimenti franosi dei versanti, sistemazione tronco di valle del torrente Gretano.

La localizzazione dell'intervento nonché la sua fattibilità idraulica sono state approfondite nella tesi svolta dal candidato Stefano Arcangioli presso l'Università di Firenze nell'anno accademico 2011/2012 e della quale è stato relatore il quì presente progettista Ing. Roberto Tasselli. La tesi è integralmente allegata alla presente relazione e fa parte integrante dello studio di fattibilità. Pertanto per ogni approfondimento specifico si rimanda alla suddetta tesi.



Vista da 3,3 Km di quota con macroindicazione area di invaso

La finalità del presente studio è quella di intraprendere una prima analisi organica del sito per evidenziare la fattibilità degli interventi in progetto in termini di analisi costi – benefici evidenziando in conclusione se e come sia conveniente realizzare le opere. Pertanto si può sommariamente esaminare il processo di analisi nei seguenti punti:

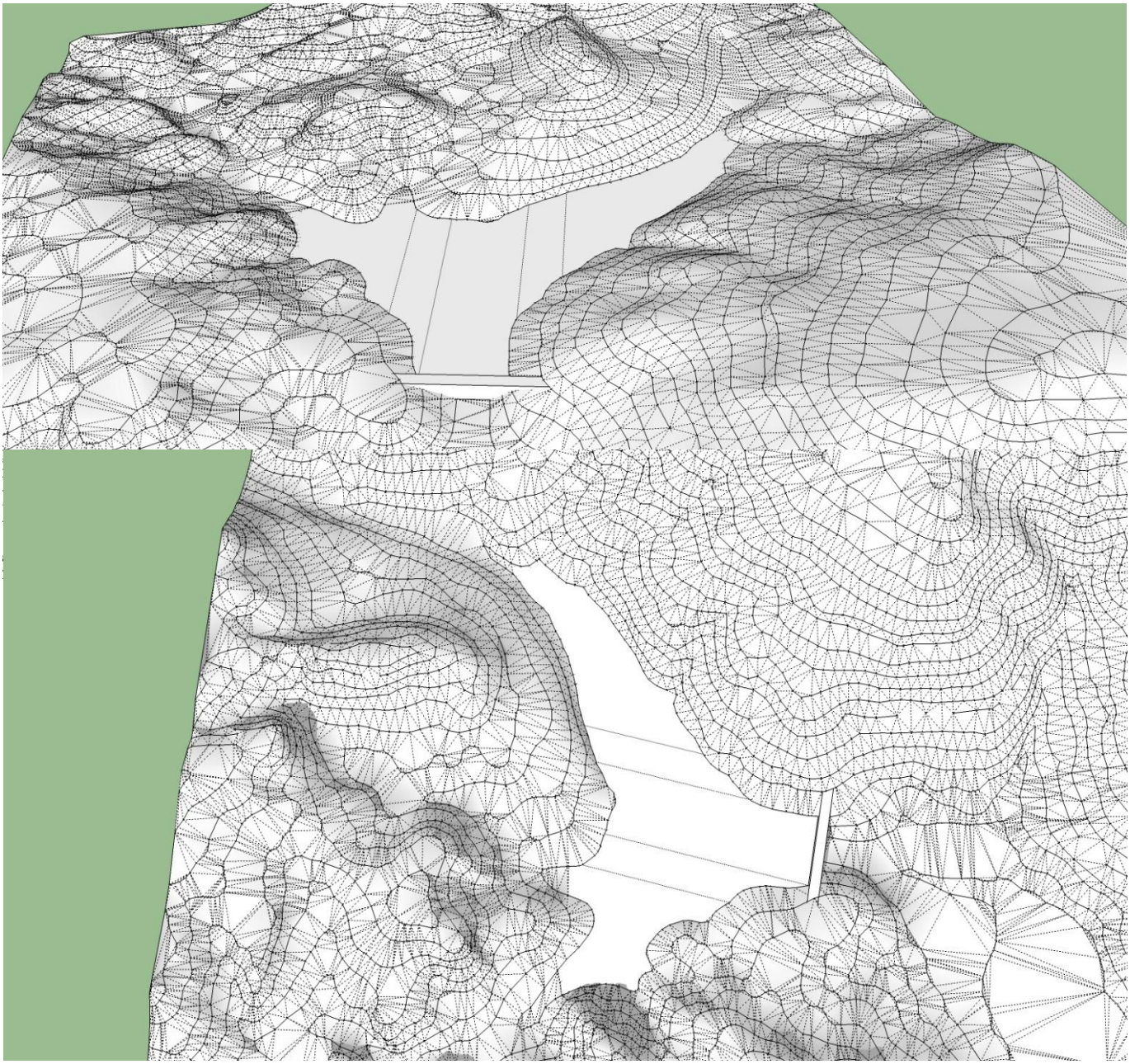
Costi

1. Costi di realizzazione delle opere;
2. Costi di gestione del sistema;
3. Ricadute sull'ambiente da mitigare e compensare;
4. Rischi connessi alla realizzazione e gestione dell'opera.

Benefici

1. Riduzione del rischio idraulico legato alle onde di piena del torrente Gretano le quali verranno laminate dall'invaso in progetto;
2. Ricavo risultante dalla produzione di energia idroelettrica;
3. Creazione di una risorsa idropotabile disponibile per usi civili;
4. Possibilità di creare un comprensorio irriguo grazie all'invaso che possa incrementare lo sviluppo delle attività agricole della zona;
5. Riduzione del rischio incendio per le aree boscata dell'area grazie alla formazione di una risorsa idrica antincendio disponibile nell'invaso.

Per analizzare i punti di cui sopra si è reso necessario intraprendere uno studio che consentisse valutazioni economiche attraverso un dimensionamento preliminare delle opere da realizzare nonché una prima valutazione di massima a livello geologico.



Viste del modello TIN del terreno con indicazione dell'invaso

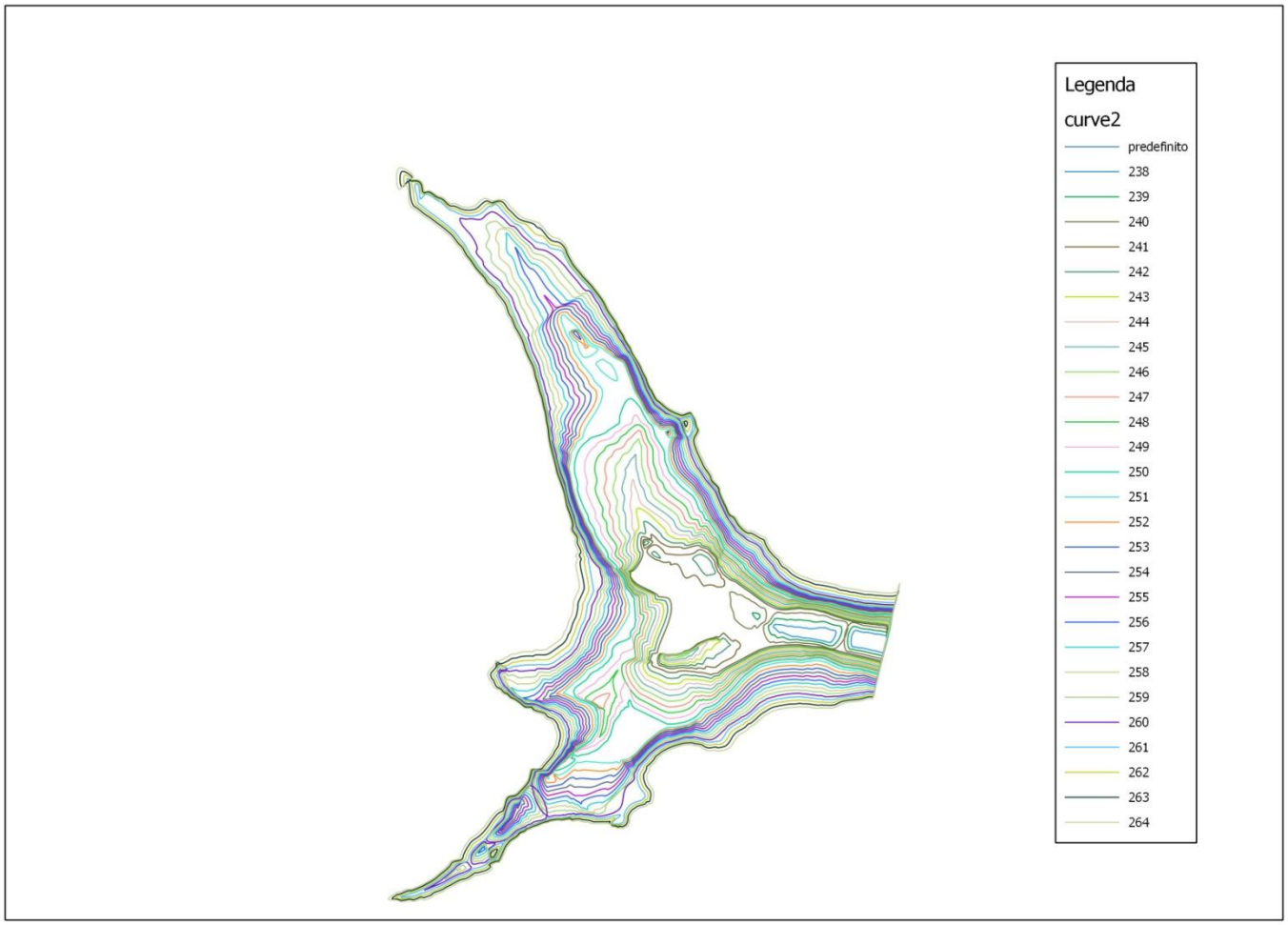
ANALISI GELOGICA PRELIMINARE:

In questa fase l'analisi è stata condotta attraverso le carte geologiche della Regione Toscana in scala 1:10.000 unitamente alle sezioni geologiche disponibili e la consultazioni dei Piani Strutturali dei comuni interessati dal progetto.

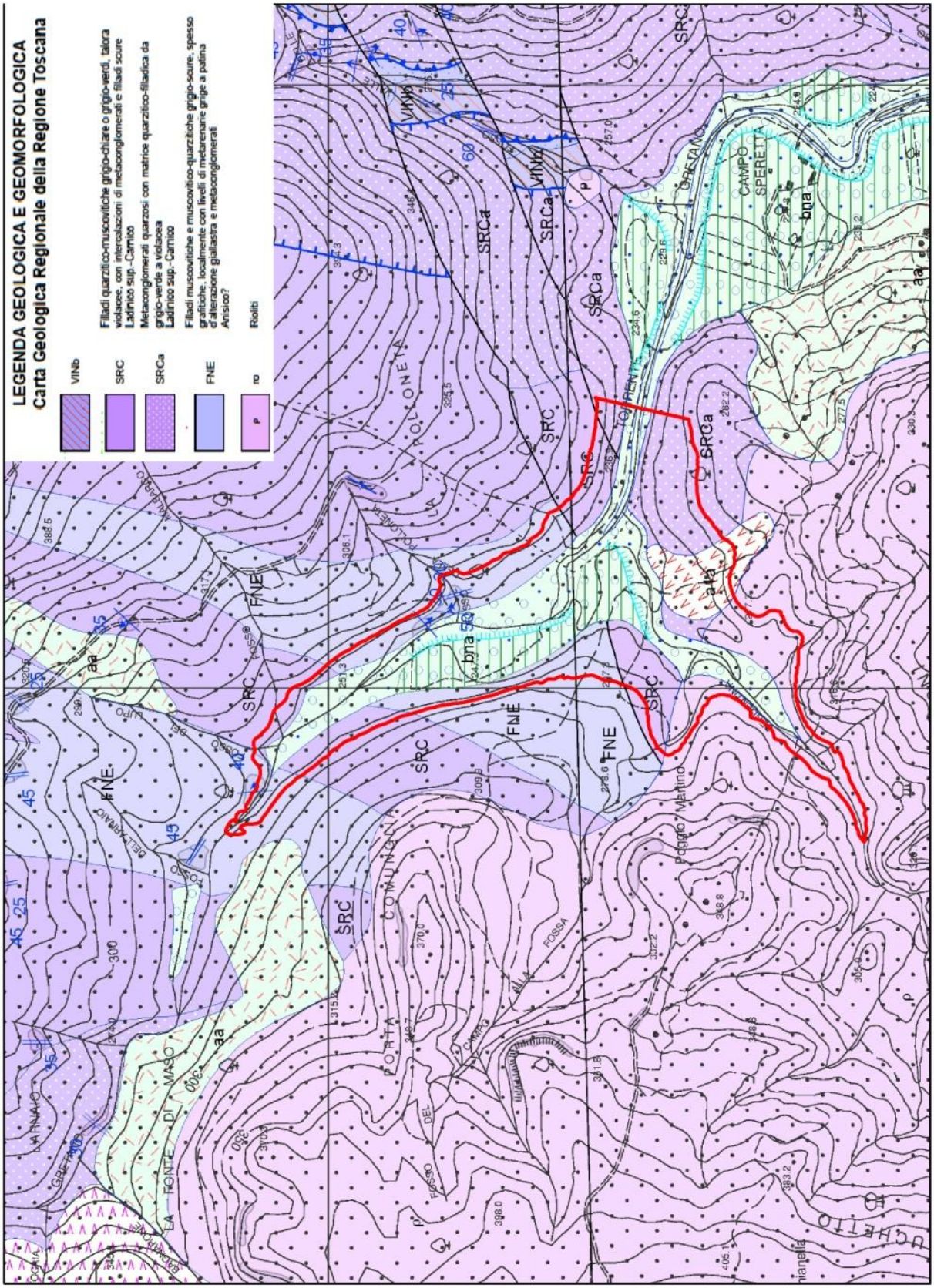
Nella pagina seguente è riportata la suddetta carta geologica con la sovrapposizione dell'area di invaso così come delimitata dal file in formato shp elaborato attraverso il modello tridimensionale del terreno così come disponibile dalla cartografia della Regione Toscana 10K in formato dxf.

Tale base cartografica dxf è stata utilizzata come base di partenza per le elaborazioni del presente studio ricavando due modelli:

1. Modello del terreno a curve di livello derivate con interdistanza 1,00 m da utilizzarsi per la precisa valutazione dei volumi di invaso e la modellazione della strada di servizio intorno all'area;
2. Modello a triangoli TIN utile per la visione tridimensionale del terreno e la rappresentazione spaziale delle opere in progetto.

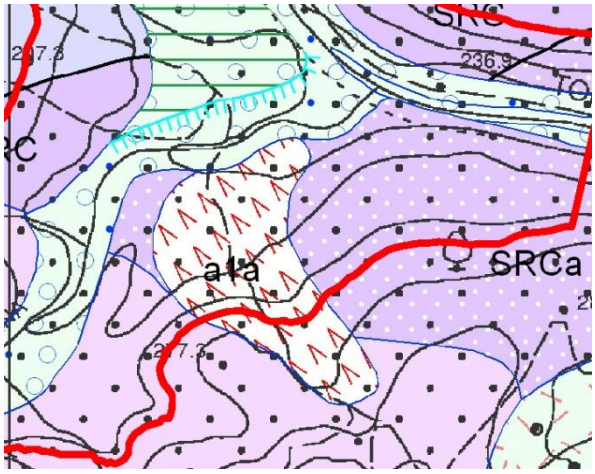


Modello derivato del terreno a curve di livello con interdistanza 1,00 m

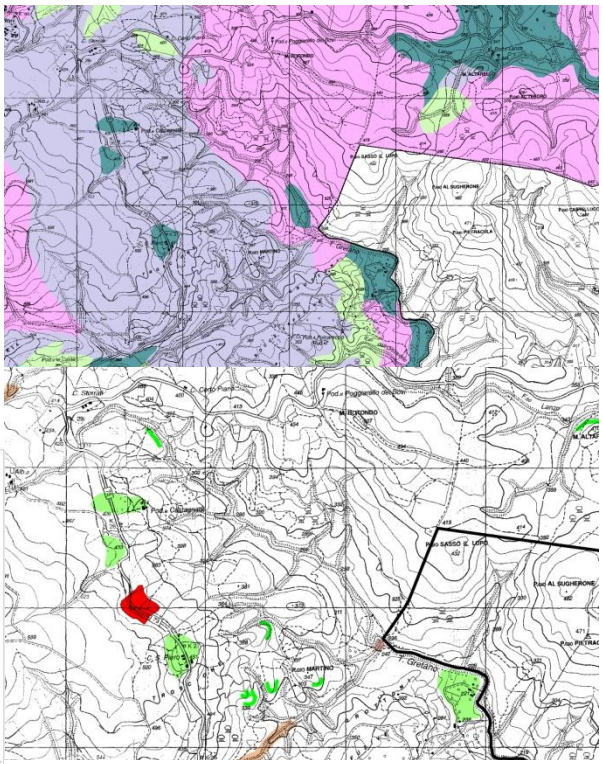

LEGENDA GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA
Carta Geologica Regionale della Regione Toscana
VINb
SRC
SRCa
FNE
Filladi quarzitico-muscovitiche grigio-chiare o grigio-verdi, talora violacee, con intercalazioni di metaconglomerati e filladi scure
Ladinico sup.-Carnico
Metaconglomerati quarzosi con matrice quarzitico-filladica da grigio-verde a violacea
Ladinico sup.-Carnico
Filladi muscovitiche e muscovitico-quarzitiche grigio-scure, spesso grafitiche, localmente con livelli di metarenarie grige a patina d'alterazione giallastra e metaconglomerati
Anisico?
Rioliti
CAMPO SPERETTA
Poggio Martino
LA FONTE DI MASO
PORTA COMUNGLIA
LA POLLONETA
TORRENTE
GRETANO
LARNAIO
FOSSA
FOSSO DEL LUPO
FOSSO DELL'ARNAIO
MALFARGO

E' cartografata e segnalata anche nel Geoportale della Regione Toscana una frana localizzata in sinistra della diga per la quale necessitano ulteriori indagini onde stabilirne la natura.

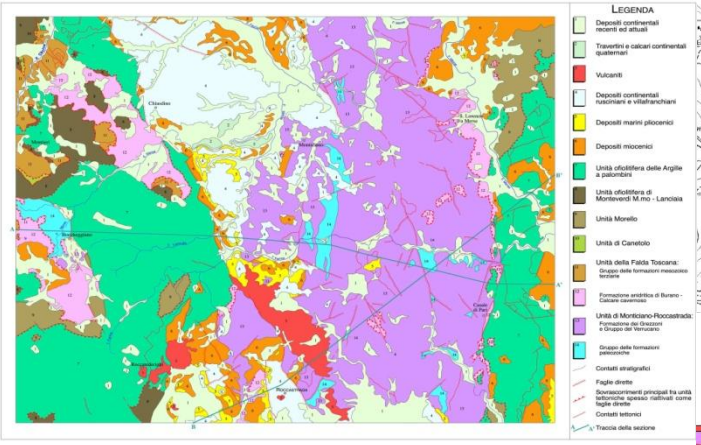
La frana, classificata come attiva sulla carta geologica regionale in scala 1:10.000 (a1a), mostra plani metricamente alcune incoerenze morfologiche: il cuneo di distacco evidenziato dalle curve di livello pare modesto rispetto alla colata di valle che potrebbe essere stata sovradimensionata rispetto all'entità della frana stessa. In effetti le gobbe riscontrabili nelle curve di livello in alto fanno pensare ad cuneo di distacco decisamente più piccolo rispetto alle dimensioni detritiche di valle.

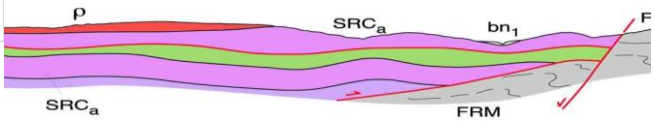


Importante è la natura dei terreni interessati dalla frana: a destra è **SRCa (**meta conglomerati quarzosi con matrice quarzitico – filladica) mentre a sinistra è **ro** (rioliti). Entrambe sono strati di consistenza e compattezza elevata: SRCa è assimilabile a rocce, mentre ro è rocca di origine vulcanica. Per entrambi potrebbe quindi configurarsi la probabilità di scivolamento di materiali pseudo lapidei o ciottolame non influenzabili dalla presenza o meno di acqua dell'invaso. Questo può (in via preliminare) far pensare al trattamento di una frana superficiale (comunque poco profonda) e molto localizzata che può essere trattata con elementi discontinuo tipo gabbioni o simili per il solo contenimento longitudinale in direzione del lago. La frana in questione non è stata segnalata negli elaborati del piano strutturale del Comune di Roccastrada (carta geomorfologica e litotecnica).



Per quanto riguarda la quota alla quale impostare la fondazione si rileva che le zone terminali del piano diga sia in destra che in sinistra poggerebbero su **SRCa** che, da un'analisi qualitativa della sezione geologica 307 – B, risulta essere di uno strato presuntivamente profondo





circa 20 m. Lo strato indicato come **bn_1** è l'alveo alluvionale del Gretano che, dall'analisi dell'acclività dei versanti attraverso la sezione longitudinale sul corpo

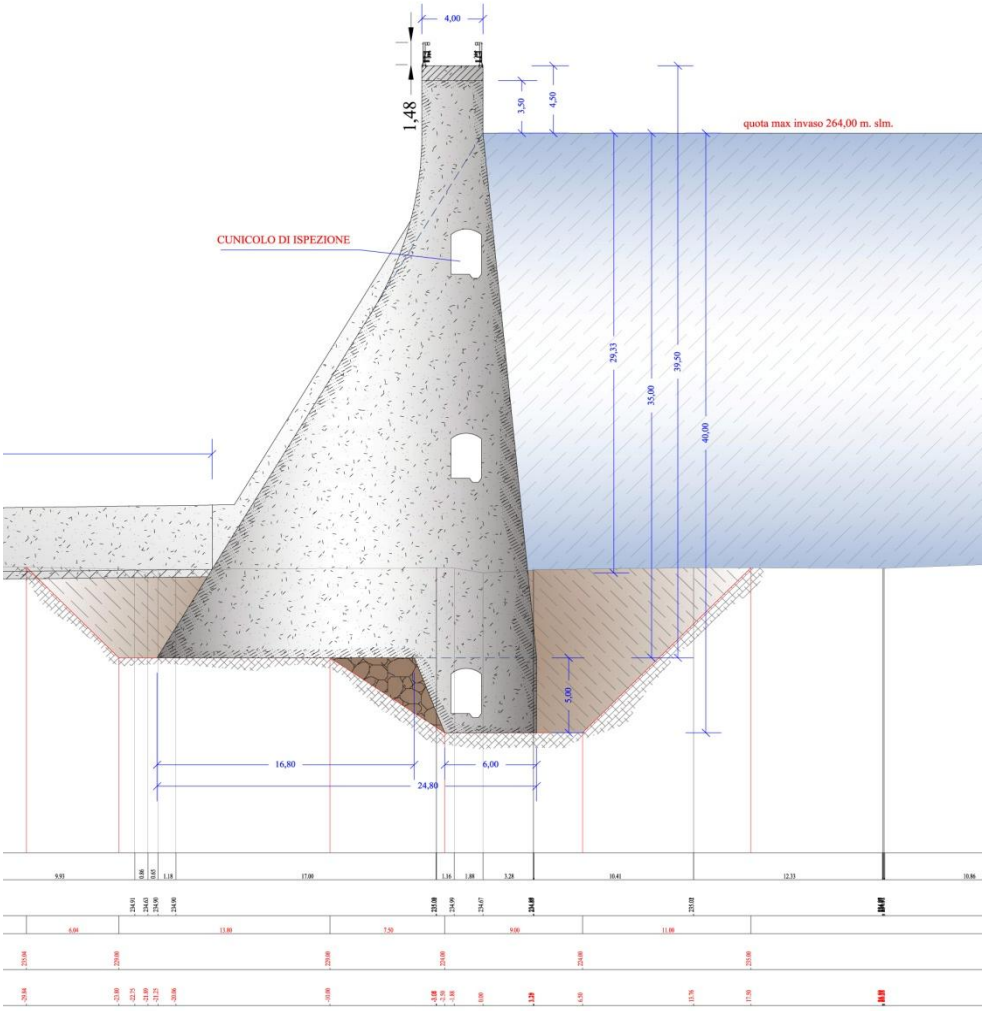
della diga, può essere presuntivamente valutata sui 6 – 7 m di profondità al di sotto dei quali si ritrovano i metaconglomerati **SRCa** presenti sui versanti. Riguardo alle profondità di impostazione del corpo diga sui versanti non si possono fare ulteriori ipotesi preliminari.

CARATTERISTICHE IDROLOGICHE DEL BACINO SOTTESO DALLO SBARRAMENTO

Bacino imbrifero	1240,06 ha
Portata media annua	1,375 mc/s
Portata di massima piena (T_r = 200 anni)	302,47 mc/s
Capacità di regolazione	15,00 mc/s

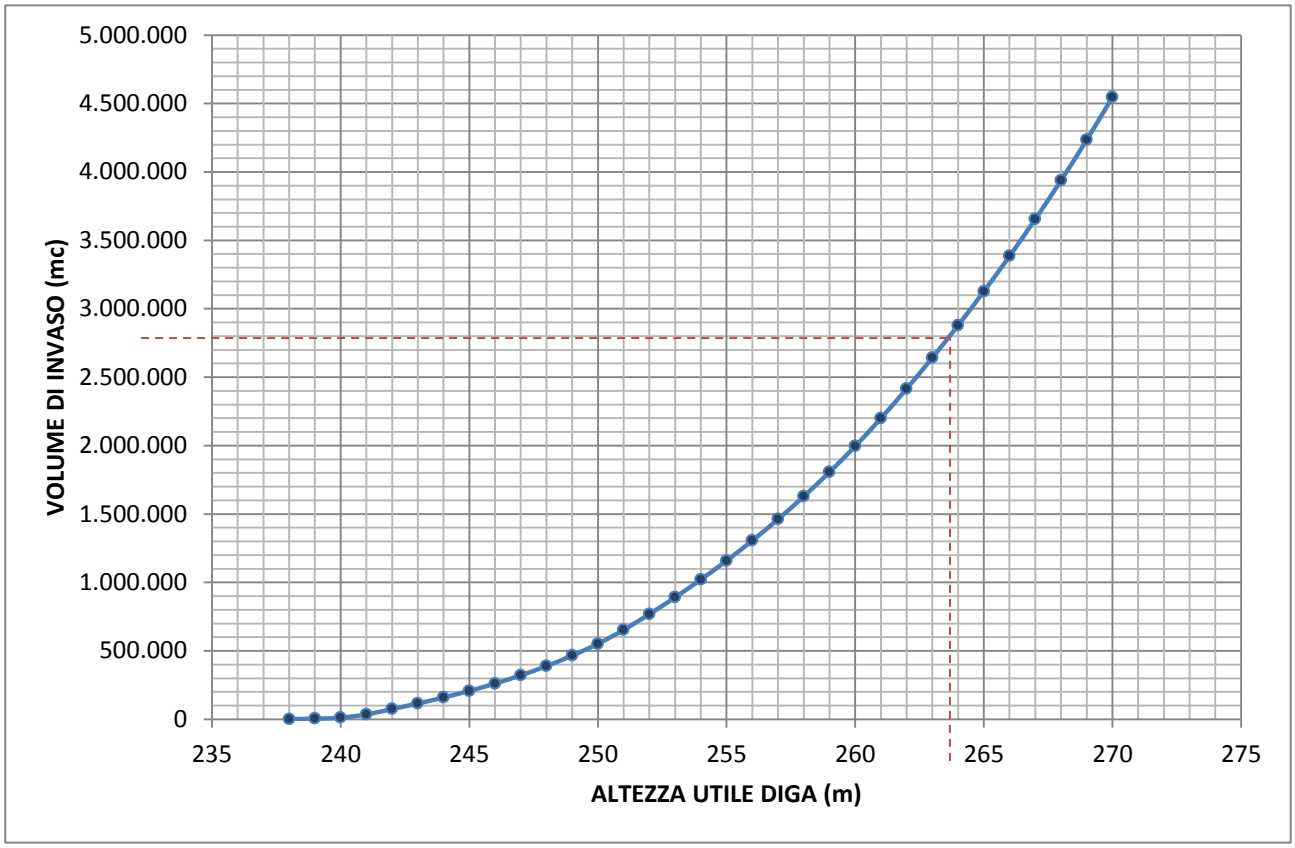
CARATTERISTICHE DEL SERBATOIO

Quota coronamento diga	268,50 m s.l.m.
Quota di massimo invaso	264,00 m s.l.m.
Quota fondazione diga	229,00 m s.l.m.
Altezza convenzionale diga	35,00 m
Larghezza alla base di fondazione	24,80 m
Larghezza diga al coronamento	224,00 m
Larghezza diga sul piano di fondazione	62,00 m
Area a quota 264,00 m	24,22 ha
Area di esproprio	50,63 ha
Volume di massimo invaso(quota 264,00 m)	2.879.049,17 mc
Massima portata di regolazione a valle	15,00 mc/s



Particolare sezione tipo corpo diga

Quota	Sup. invaso	Vol. invaso parz.	Volume invaso progr.
(m s.l.m.)	(mq)	(mc)	(mc)
235	0		
		1229,6785	
238	2459,357		1.229,68
		3586,4265	
239	4713,496		4.816,11
		6871,8645	
240	9030,233		11.687,97
		24253,94	
241	39477,647		35.941,91
		39436,7985	
242	39395,95		75.378,71
		40616,0925	
243	41836,235		115.994,80
		43719,927	
244	45603,619		159.714,73
		48156,664	
245	50709,709		207.871,39
		53718,8425	
246	56727,976		261.590,23
		60152,5215	
247	63577,067		321.742,76
		67595,615	
248	71614,163		389.338,37
		76250,2865	
249	80886,41		465.588,66
		86237,5735	
250	91588,737		551.826,23
		101810,95	
251	112033,163		653.637,18
		115336,599	
252	118640,035		768.973,78
		122390,4955	
253	126140,956		891.364,28
		130052,889	
254	133964,822		1.021.417,16
		137933,461	
255	141902,1		1.159.350,63
		146497,7865	
256	151093,473		1.305.848,41
		156232,8185	
257	161372,164		1.462.081,23
		166741,5945	
258	172111,025		1.628.822,82
		177606,137	
259	183101,249		1.806.428,96
		189630,256	
260	196159,263		1.996.059,22
		203515,1295	
261	210870,996		2.199.574,35
		216062,3905	
262	221253,785		2.415.636,74
		226476,5675	
263	231699,35		2.642.113,31
		236935,864	
264	242172,378		**2.879.049,17**
		247468,621	
265	252764,864		3.126.517,79
		258303,0715	
266	263841,279		3.384.820,86
		269966,7045	
267	276092,13		3.654.787,57
		282724,4195	
268	289356,709		3.937.511,99
		296544,7735	
269	303732,838		4.234.056,76
		311592,9455	
270	319453,053		4.545.649,70



Curva di riempimento della diga con indicazione del livello di massimo invaso

Per quanto riguarda i calcoli statici e sismici della diga si rimanda all'allegato alla presente relazione nella quale è stato impostato un predimensionamento di massima con il quale sono stati individuati i parametri fondamentali geometrici del corpo diga e con i quali è stato possibile sviluppare un'analisi dei costi che fosse attendibile.

ANALISI DEI COSTI DEL PROGETTO

Di seguito si riporta la sintesi dei costi di realizzazione delle opere previste dal progetto raggruppate nelle supercategorie: ***001 Smacchiatura area di invaso, 002 Strada di servizio, 003 sbarramento, 004 opere accessorie.***

	Nr	Tariffa	Voci di MISURAZIONE	Unità Misura	Qt	Prezzo [1]	Importo
-	***Super Categorie : 001 SMACCHIATURA AREA INVASO***						
	1	D.008.007	Smacchiatura, netta e taglio "continuo" di piccola e grossa vegetazione arborea	mq	€ 409.677,87	€ 2,66	€ 1.089.743,13
							€ 1.089.743,13
-	***Super Categorie : 002 STRADA DI SERVIZIO***						
	7	P.010.001	formazione di strada di servizio	mq	€ 35.550,00	€ 80,00	€ 2.844.000,00
	8	P.01.6	Realizzazione di CANCELLO 20kg/mq	a corpo	€ 4,00	€ 2.859,85	€ 11.439,40
	9	P.01	Recinzione perimetrale invaso	m	€ 4.100,00	€ 36,14	€ 148.174,00
							€ 3.003.613,40
-	***Super Categorie : 003 SBARRAMENTO***						
	2	D.001.015	Scavo di fondazione	mc	€ 76.258,38	€ 5,98	€ 456.025,11
	3	E.02.1.7	Fornitura e posa in opera di calcestruzzo per corpo diga.	mc	€ 43.174,19	€ 96,25	€ 4.155.516,17

4	E.02.1.8	Fornitura e posa in opera di calcestruzzo RcK 350 con casseforme e armatura.	mc	€ 11.528,85	€ 262,14	€ 3.022.172,74
5	G.09	Consolidamento fondazione e spalle diga	mq	€ 3.222,67	€ 80,00	€ 257.813,36
6	S.08	Scarico di fondo	a corpo		€ 300.000,00	€ 300.000,00
						€ 8.191.527,38
-	***Super Categorie : 004 OPERE ACCESSORIE***					
10	T.001.002	Fabbricati di servizio	mc	€ 2.500,00	€ 300,00	€ 750.000,00
11	T.001.003	Fornitura e posa in opera di impianti tecnologici e opere accessorie	€/mc cls diga	€ 54.703,04	€ 15,00	€ 820.545,66
12	T.001.004	Produzione di energia idroelettrica	€/kWp	€ 130,00	€ 3.500,00	€ 455.000,00
13	T.001.005	messa in sicurezza frana	a corpo	€ 1,00	€ 600.000,00	€ 600.000,00
14	T.001.005	Sistemazione Torrente Gretano	a corpo		€ 1.000.000,00	€ 1.000.000,00
15	T.001.006	Opere di mitigazione	€/mq	€ 566.283,00	€ 3,00	€ 1.698.849,00
						€ 5.324.394,66
					Importo complessivo lavori	**€ 17.609.278,57**

Si precisa che la voce *Sistemazione del Torrente Gretano* si rende necessaria per consolidare ed adeguare circa 800 m di corso d'acqua a valle del corpo diga in modo che possa smaltire lo scarico del manufatto e dissiparne l'energia cinetica della corrente proteggendo le sponde. A tale scopo si dovranno proteggere le sponde con massi ciclopici di idonea pezzatura o altre opere repellenti longitudinali che saranno oggetto di studio approfondito nelle fasi progettuali successive alla presente. Saranno inoltre inseriti in tale tratto un idoneo numero di briglie con lo scopo regolare il deflusso nel tronco di valle del corpo diga e dissipare l'energia cinetica della corrente. In questa fase si è presuntivamente valutato l'opera a corpo basandosi su progettazioni simili già svolte da questo Consorzio.

Le lavorazioni sommariamente riassunte al prospetto precedente comportano il seguente quadro economico

1 SOMMANO LE LAVORAZIONI	€	17.609.278,57
A2 - DI CUI ONERI PER LA SICUREZZA	€	176.092,79
RESTANO I LAVORI	**€**	**17.433.185,78**
B - SOMME A DISPOSIZIONE		
B1 LAVORI IN ECONOMIA, PREVISTI IN PROGETTO ED ESCLUSI DALL'APPALTO, IVI INCLUSI RIMBORSI PREVIA FATTURA	€	20.000,00
B2 RILIEVI, ACCERTAMENTI E INDAGINI (per analisi chimiche delle terre D.M. 05/02/98)	€	150.000,00
B3 ALLACCIAMENTI AI PUBBLICI SERVIZI	€	200.000,00
B4 IMPREVISTI	€	309.023,00
B5 ACQUISIZIONE AREE O IMMOBILI E PERTINENTI INDENNIZZI	€	400.000,00
B6 ACCANTONAMENTO DI CUI ALL'ART. 133, Commi 3 e 4 D.L. 163/2006 e succ. modifiche	€	-
B8 SPESE PER ATTIVITA' TECNICHE AMMINISTRATIVE CONNESSE ALLA PROGETTAZIONE, DI SUPPORTO AL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO, E DI VERIFICA E VALIDAZIONE	€	176.092,79
B9 EVENTUALI SPESE PER COMMISSIONI GIUDICATRICI	€	15.000,00
B10 SPESE PER PUBBLICITA' E OVE PREVISTO, PER OPERE ARTISTICHE	€	10.000,00
B11 SPESE PER ACCERTAMENTI DI LABORATORIO E VERIFICHE TECNICHE PREVISTE DAL CAPITOLATO SPECIALE D'APPALTO, COLLAUDO TECNICO AMMINISTRATIVO, COLLAUDO STATICO ED ALTRI EVENTUALI COLLAUDI SPECIALISTICI	€	50.000,00
B7 SPESE DI CUI AGLI ARTICOLI 90, COMMA 5, E 92 COMMA 7 -BIS, DEL CODICE, SPESE TECNICHE RELATIVE ALLA PROGETTAZIONE, ALLE NECESSARIE ATTIVITA' PRELIMINARI, AL COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE, ALLE CONFERENZE DI SERVIZI, ALLA DIREZIONE LAVORI E AL COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE, ALL'ASSISTENZA GIORNALIERA E CONTABILITA', L'IMPORTO RELATIVO ALL'INCENTIVO DI CUI ALL'ARTICOLO 92 Comma 5, DEL CODICE, NELLA MISURA CORRISPONDENTE ALLE PRESTAZIONI CHE DOVRANNO ESSERE SVOLTE DAL PERSONALE DIPENDENTE.	€	2.083.332,82
B12 I.V.A., EVENTUALI ALTRE IMPOSTE E CONTRIBUTI DOVUTI PER LEGGE. 21% DI (1+B1+B2+B3+B4+B5+B6+B8+B9+B10+B11)	€	3.977.272,82
2 - SOMMANO LE SOMME A DISPOSIZIONE	€	7.390.721,43
3-TOTALE IMPORTO PROGETTO (1+2)	**€**	**25.000.000,00**

Per il dettaglio dei costi si rimanda all'All. n°G del presente Studio di Fattibilità - *Calcolo sommario della spesa*. In questa relazione si vuole evidenziare che il costo unitario (per metro cubo di acqua invasabile) rapportato al costo complessivo delle opere ammonta a:

$$C_U = \frac{importo\ complessivo\ lavori}{massimo\ volume\ invasabile} = \frac{25.000.000{,}00}{2.879.049{,}17} = 8{,}68\ €/\mathrm{mc}$$

Il costo unitario così ricavato è più che accettabile soprattutto in considerazione che lo sbarramento è realizzato con calcestruzzo a gravità.

ANALISI DEI BENEFICI DEL PROGETTO

I principali benefici attesi sono schematicamente i seguenti:

1. Riduzione del rischio idraulico legato alle onde di piena del torrente Gretano le quali verranno laminate dall'invaso in progetto: l'effetto di laminazione dell'onda di piena con tempo di ritorno 200 anni è studiata nella tesi allegata alla presente relazione. Grazie all'effetto del serbatoio creato con la diga la portata massima di regolazione di valle per il torrente Gretano sarà limitata in 15,00 mc/s, valore compatibile con i tronchi del torrente di valle. In termini di beneficio atteso possiamo certamente quindi valutare la riduzione del rischio idraulico conseguente all'entrata in funzione dell'opera anche sul fiume Ombrone di cui il Gretano è affluente. La quantizzazione economica del beneficio può essere stimata in termini di minori opere di difesa idraulica da realizzare sia sul Gretano che sull'Ombrone oltre che in termini di minori danni a cose e persone: si può in larga massima presuntivamente valutare nel medio – lungo termine un risparmio di spesa legato alla riduzione del rischio idraulico pari ad **€ 15.000.000,00**;
2. Ricavo risultante dalla produzione di energia idroelettrica. Per una migliore comprensione della scelta effettuata rispetto alle caratteristiche dell'impianto si rimanda alla tesi allegata alla presente relazione. Qui si riporta la previsione della produzione attesa:

	Mese	Q (mc/s)	h(m)	Pot. (KW)	giorni funz.	ore funz.	KWh
	Gennaio	0,65	17,00	92,14	31	744	68.552,48
	Febbraio	0,91	17,00	129,00	28	672	86.685,71
	Marzo	0,55	17,00	77,96	31	744	58.005,94
	Aprile	0,52	17,00	73,71	30	720	53.072,88
	Maggio	0,51	17,00	72,29	31	744	53.787,33
	Giugno	0,4	17,00	56,70	30	720	40.825,30
	Luglio	0,36	17,00	51,03	31	744	37.967,53
	Agosto	0,35	17,00	49,61	31	744	36.912,87
	Settembre	0,35	17,00	49,61	30	720	35.722,13
	Ottobre	0,43	17,00	60,95	31	744	45.350,10
	Novembre	0,73	17,00	103,48	30	720	74.506,17
	Dicembre	0,75	17,00	106,32	31	744	79.099,01
totale				922,82	365	8760	670.487,44
			val. medio annuo	**76,53966263**			

Per la stima preliminare del ricavato dalla vendita di energia elettrica al gestore si fa riferimento al valore medio con il quale il Consorzio cede al GRTN l'energia prodotta alla centrale idroelettrica di San Martino che è pari 7 €c/KWh per cui risulta che il beneficio annuo (al lordo delle spese di gestione) ottenibile dalla produzione di energia idroelettrica sia pari ad *€ 46.934,12*. Valutando l'opera nel medio – lungo termine (15 anni) si ha un beneficio complessivo pari ad **€ 704.011,80;**

3. Creazione di una risorsa idropotabile disponibile per usi civili. In questa fase viene trascurata l'analisi del beneficio economico ottenibile dalla disponibilità della risorsa idropotabile in quanto non sono stati valutati i costi di costruzione delle infrastrutture necessarie al suo sfruttamento. Tuttavia possiamo stimare che la risorsa complessiva annua disponibile sia stimabile in:
   $V_{disp\text{-}mensile}$ = 1.900.000 mc.
   Q_{acq} = 60,00 l/s = 5.184 mc/giorno = 1.892.160 mc/anno < $V_{disp\text{-}mensile}$
   Il costo medio in bolletta può assumersi pari a 1,65 €/mc di cui si può assumere circa 0,40 €/mc per la risorsa idrica. Risulta quindi un ricavato lordo pari ad *€ 756.864,00* all'anno. Valutando l'opera nel medio – lungo termine (15 anni) si ha un beneficio complessivo pari ad **€ 11.352.960,00** ;
4. Possibilità di creare un comprensorio irriguo grazie all'invaso che possa incrementare lo sviluppo delle attività agricole della zona. Tale beneficio, data la mancanza di dati disponibili e le incertezze legate alle valutazioni economiche, in questa fase viene trascurato a vantaggio della valutazione complessiva;
5. Riduzione del rischio incendio per le aree boscata dell'area grazie alla formazione di una risorsa idrica antincendio disponibile nell'invaso. Tale parametro, di difficile valutazione, può essere stimato come beneficio legato ai minori danni dovuti agli incendi grazie alla presenza dell'invaso. Presuntivamente si può trascurare tale beneficio a vantaggio della valutazione economica generale.

Nel complessivo i benefici assommano ad:

€ 15.000.000,00 + 704.011,80 + 11.352.960,00 = **€ 27.056.971,80**

Tale importo risulta maggiore dei costi di realizzazione e pertanto, con buon margine di sicurezza, si può affermare che l'analisi costi – benefici sviluppata porti a valutare positivamente l'opera da realizzare.

Grosseto lì, 14/09/2012

IL PROGETTISTA
Ing. Roberto TASSELLI

ALLEGATI n°1

Dati in ingresso

Z_{mi} =	370,0	m s.m.	quota di massimo invaso
Z_{pf} =	335,0	m s.m.	quota del piano di fondazione
Z_{pc} =	372,2	m s.m.	quota del piano di coronamento
L_c =	4,00	m s.m.	larghezza del coronamento
ϑ_m =	0,1		scarpa del paramento di monte
M =	0,35		parametri del sistema dei drenaggi
α =	0,148		(secondo il RID)
γ_m =	24,5	KN/mc	peso specifico del calcestruzzo
γ_a =	9,806	KN/mc	peso specifico dell'acqua
R_{bk} =	150	kg/cmq	resistenza caratteristica del calcestruzzo
σ_R =	5270	kPa	tensione amm. a compr. della roccia di fond.
h =	**35,0**	m	

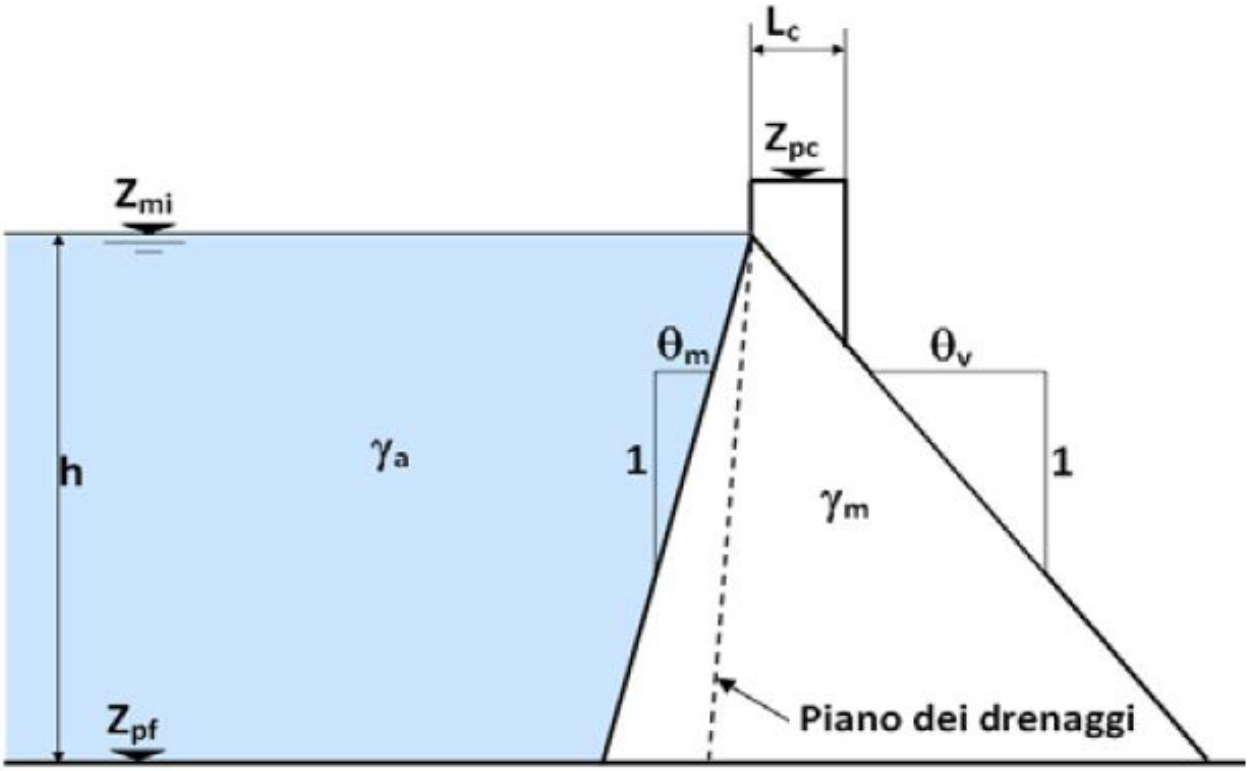


Tabella 1 – Forze agenti sul concio di profondità unitaria: moduli e bracci rispetto al terzo medio di valle.

Forza	Modulo	Braccio B_P rispetto al 3° medio di valle
Peso proprio (valle)	$P_v = \frac{1}{2}\gamma_m h b_v$	$B_P(P_v) = \frac{2}{3}b_v - \frac{1}{3}b$
Peso proprio (monte)	$P_m = \frac{1}{2}\gamma_m h b_m$	$B_P(P_m) = \frac{1}{3}b_m + b_v - \frac{1}{3}b$
Spinta idrostatica orizzontale	$Si_O = \frac{1}{2}\gamma_a h^2$	$B_P(Si_O) = \frac{1}{3}h$
Spinta idrostatica verticale	$Si_V = \frac{1}{2}\gamma_a h b_m$	$B_P(Si_V) = \frac{2}{3}b_m + b_v - \frac{1}{3}b$
Sottospinta (comp. 1)	$Ss_1 = M\gamma_a h \cdot \alpha b$	$B_P(Ss_1) = \frac{2}{3}b - \frac{1}{2}\alpha b$
Sottospinta (comp. 2)	$Ss_2 = \frac{1}{2}(1-M)\gamma_a h \cdot \alpha b$	$B_P(Ss_2) = \frac{2}{3}b - \frac{1}{3}\alpha b$
Sottospinta (comp. 3)	$Ss_3 = \frac{1}{2}M\gamma_a h \cdot (1-\alpha)b$	$B_P(Ss_3) = \frac{2}{3}(1-\alpha)b - \frac{1}{3}b$
Peso coronamento (comp. 1)	$Pc_1 = \gamma_m(Q_{pc} - Q_{mi})L_C$	$B_P(Pc_1) = b_v - \frac{1}{2}L_C - \frac{1}{3}b$
Peso coronamento (comp. 2)	$Pc_2 = \frac{1}{2}\gamma_m \frac{L_C^2}{\theta_v}$	$B_P(Pc_2) = b_v - \frac{2}{3}L_C - \frac{1}{3}b$

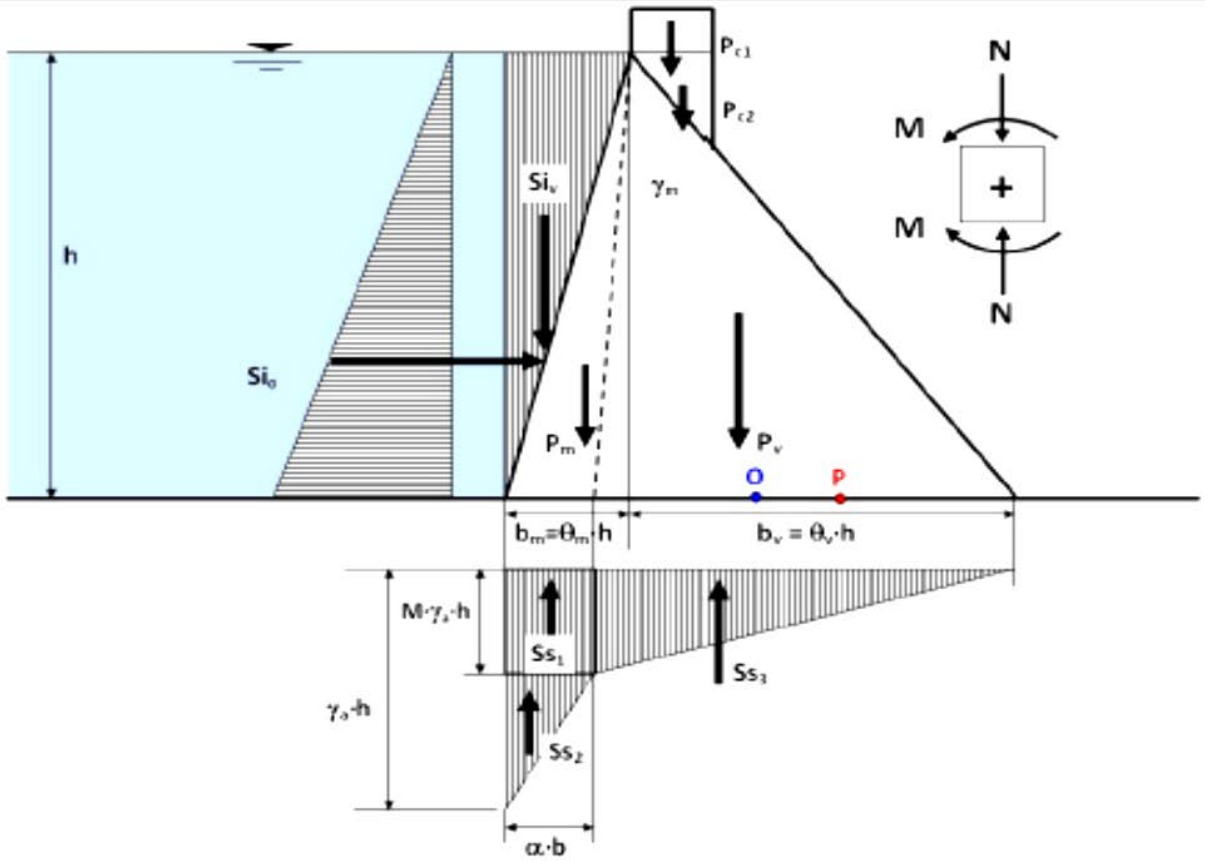


Figura 2 – Schema delle forze agenti sullo sbarramento a gravità massiccia a lago pieno (non in scala).

A.1) Rotazione rispetto al terzo medio di valle

La condizione di equilibrio limite affinché non vi siano sforzi di trazione sul paramento di monte a lago pieno è data dall'annullarsi del momento rispetto al terzo medio di valle $M_P = 0$ (considerando positivi i momenti che tendono le fibre di valle, come da convenzioni in Figura 2):

$$P_v \cdot B_P(P_v) + P_m \cdot B_P(P_m) - Si_O \cdot B_P(Si_O) + Si_v \cdot B_P(Si_v) - Ss_1 \cdot B_P(Ss_1) - Ss_2 \cdot B_P(Ss_2) - Ss_3 \cdot B_P(Ss_3) + Pc_1 \cdot B_P(Pc_1) + Pc_2 \cdot B_P(Pc_2) = 0$$

Dalla soluzione di questa equazione implicita si ottiene il valore incognito $\theta_{v,ROTAZ}$.

A.2) Traslazione rispetto al piano di fondazione

La condizione di equilibrio limite affinché non vi sia traslazione del corpo diga rispetto al piano di fondazione a lago pieno è data dal seguente rapporto (considerando positive le azioni assiali di compressione, come da convenzioni in Figura 2):

$$\frac{\sum F_O}{\sum F_V} = 0.75\,, \quad \text{ovvero} \quad \frac{Si_O}{P_v + P_m + Pc_1 + Pc_2 + Si_V - (Ss_1 + Ss_2 + Ss_3)} = 0.75$$

Dalla soluzione di questa equazione implicita si ottiene il valore incognito $\theta_{v,TRASL}$.

Il valore di predimensionamento sarà il più vincolante tra i due, arrotondato al centesimo superiore, ovvero $\theta_v = \max\{\theta_{v,ROTAZ}\,;\,\theta_{v,TRASL}\}$. I risultati numerici dei calcoli di predimensionamento sono riportati in *Tabella 2*.

risultati numerici dei calcoli di predimensionamento

	SCORRIMENTO	ROTAZIONE
ϑ_v	**0,46**	**0,607365**
b_v	16,1	21,3
b_m	3,5	3,5
b	19,6	24,8
αb	2,9	3,7
$(1 - \alpha)b$	16,7	21,1

	forze	forze	B(P)	M(P)
P_v	6902,88	9114,27	5,9	53950
P_m	1500,63	1500,63	14,2	21267
P_{C1}	215,60	215,60	11,0	2373
P_{C2}	426,09	322,71	10,3	3336
S_{iv}	600,62	600,62	15,3	9213
S_{io}	6006,18	6006,18	-11,7	-70072
S_{S1}	348,45	440,15	-14,7	-6458
S_{S2}	323,56	408,71	-15,3	-6247
S_{S3}	1002,98	1266,92	-5,8	-7361

H = 6006,18

V = 7970,80

H/V = **0,75** **ΣM =** **0**

B.1) Contributi delle varie azioni esterne agli sforzi verticali

Ciascuna azione esterna provoca uno stato di sforzo nel corpo della diga che, in campo elastico lineare, sulla sezione di calcolo può venire espresso come:

$$\sigma_{verticale} = \pm\frac{N}{A} \pm \frac{M}{J}\cdot y$$

essendo:

N	azione assiale data dall'azione esterna centrata (N è pari al modulo dell'azione esterna qualora questa agisca ortogonalmente alla sezione di calcolo, mentre è pari a 0 qualora questa agisca parallelamente, ad esempio la Si_O quando la sezione di calcolo è orizzontale);
$A = 1\cdot b$	area della sezione di calcolo (considerando il concio di larghezza unitaria);
M	momento flettente prodotto dall'eccentricità dell'azione assiale N rispetto al baricentro O;
$J = 1\cdot b^3/12$	momento d'inerzia rispetto al baricentro O della sezione di calcolo;
y	distanza delle fibre della sezione di calcolo dal baricentro O ($-b/2 \le y \le b/2$).

Dunque l'andamento di un diagramma degli sforzi $\sigma_{verticale}$, in generale, è dato da due contributi: uno costante, dovuto all'azione assiale centrata N e uno avente andamento "a farfalla" con asse neutro sul baricentro O, dovuto al momento flettente M (Figura 3).

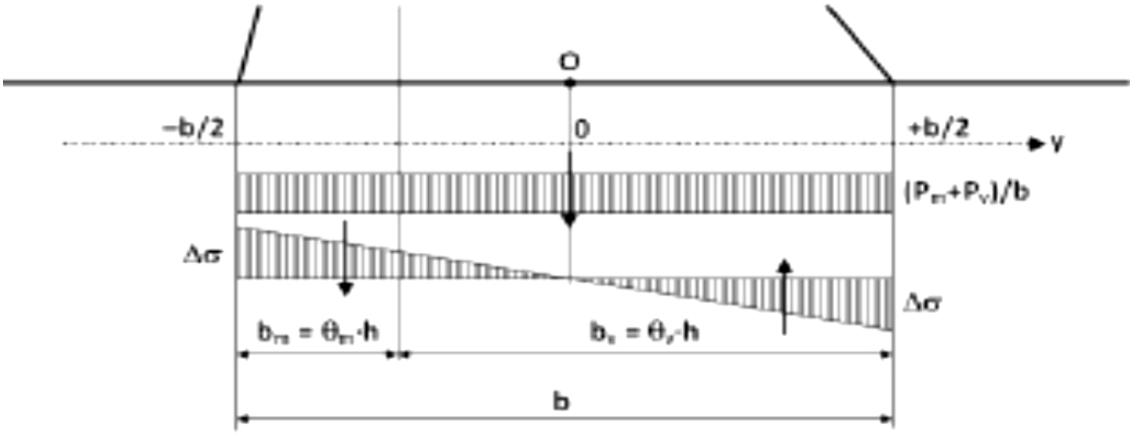
Scegliendo come convenzione d'indicare ad esempio: le azioni assiali N e gli sforzi $\sigma_{verticale}$ con segno positivo quando di compressione, y positiva per le fibre a valle e y negativa per quelle a monte del baricentro O e segno positivo ai momenti flettenti M che tendono le fibre di valle, la relazione precedente diviene:

$$\sigma_{verticale} = \frac{N}{A} - \frac{M}{J}\cdot y$$

In campo elastico lineare vale il principio di sovrapposizione degli effetti e quindi gli sforzi verticali complessivi σ_m e σ_v sui paramenti rispettivamente di monte e di valle a distanza $y = b/2$ dal baricentro O sono dati dalla somma algebrica dei corrispondenti singoli sforzi di tipo $\sigma_{verticale}$ originati da ciascuna delle varie azioni esterne (calcolate sostituendo θ_v, ora noto, nelle formule usate nel predimensionamento), secondo quanto riportato in *Tabella 3* e .

Tabella 3 – Forze agenti sul concio di profondità unitaria: moduli e bracci rispetto al baricentro.

Forza	Modulo	Braccio B_O
Peso proprio (valle)	$P_v = \frac{1}{2}\gamma_m h b_v$	$B_O(P_v) = \frac{2}{3}b_v - \frac{1}{2}b$
Peso proprio (monte)	$P_m = \frac{1}{2}\gamma_m h b_m$	$B_O(P_m) = \frac{1}{3}b_m + b_v - \frac{1}{2}b$
Spinta idrostatica orizzontale	$Si_O = \frac{1}{2}\gamma_a h^2$	$B_O(Si_O) = \frac{1}{3}h$
Spinta idrostatica verticale	$Si_V = \frac{1}{2}\gamma_a h b_m$	$B_O(Si_V) = \frac{2}{3}b_m + b_v - \frac{1}{2}b$
Sottospinta (comp. 1)	$Ss_1 = M\gamma_a h\cdot\alpha b$	$B_O(Ss_1) = \frac{1}{2}b - \frac{1}{2}\alpha b$
Sottospinta (comp. 2)	$Ss_2 = \frac{1}{2}(1-M)\gamma_a h\cdot\alpha b$	$B_O(Ss_2) = \frac{1}{2}b - \frac{1}{3}\alpha b$
Sottospinta (comp. 3)	$Ss_3 = \frac{1}{2}M\gamma_a h\cdot(1-\alpha)b$	$B_O(Ss_3) = \frac{2}{3}(1-\alpha)b - \frac{1}{2}b$
Peso coronamento (comp. 1)	$Pc_1 = \gamma_m(Z_{pc} - Z_{mi})L_C$	$B_O(Pc_1) = b_v - \frac{1}{2}L_C - \frac{1}{2}b$
Peso coronamento (comp. 2)	$Pc_2 = \frac{1}{2}\gamma_m\frac{L_C^2}{\theta_v}$	$B_O(Pc_2) = b_v - \frac{2}{3}L_C - \frac{1}{2}b$



Per poter applicare i criteri di verifica di resistenza, propri della Scienza delle Costruzioni, al materiale che costituisce il manufatto occorre individuare gli sforzi principali per le fibre più sollecitate, che sono appunto quelle di monte e di valle. In tali punti di estremità, sia nella condizione di lago pieno che in quella di lago vuoto, le direzioni principali di sforzo sono quelle rispettivamente parallele e ortogonali ai paramenti, in quanto risultano associate a sforzi tangenziali nulli. Infatti nella condizione di lago vuoto le facce dei paramenti sono entrambe completamente scariche, mentre nel caso di lago pieno il paramento bagnato è soggetto solo alla pressione idrostatica ma non a sforzi tangenziali.

B.2) Verifica di resistenza a lago vuoto

Nella situazione a lago vuoto scompaiono tutti i termini legati alle spinte idrostatiche e alle sottospinte, perciò le grandezze da introdurre nella formula $\sigma_{verticale}$ diventano le seguenti:

$$N = P_v + P_m + Pc_1 + Pc_2$$

$$M = P_v \cdot B_O(P_v) + P_m \cdot B_O(P_m) + Pc_1 \cdot B_O(Pc_1) + Pc_2 \cdot B_O(Pc_2)$$

da cui si calcolano gli sforzi verticali sui paramenti di monte e di valle e i corrispondenti sforzi principali:

⊥ al param. di monte	‖ al param. di monte	‖ al param. di valle	⊥ al param. di valle
$\sigma_{1m} = 0$	$\sigma_{2m} = \sigma_m \cdot (1+\theta_m^2)$	$\sigma_{1v} = \sigma_v \cdot (1+\theta_v^2)$	$\sigma_{2v} = 0$

B.3) Verifica di resistenza a lago pieno

Nella situazione a lago pieno le grandezze da introdurre nella formula $\sigma_{verticale}$ sono le seguenti:

$$N = P_v + P_m + Pc_1 + Pc_2 + Si_V - (Ss_1 + Ss_2 + Ss_3)$$

$$M = P_v \cdot B_O(P_v) + P_m \cdot B_O(P_m) - Si_O \cdot B_O(Si_O) + Si_v \cdot B_O(Si_v) - Ss_1 \cdot B_O(Ss_1) - Ss_2 \cdot B_O(Ss_2) - Ss_3 \cdot B_O(Ss_3) + Pc_1 \cdot B_O(Pc_1) + Pc_2 \cdot B_O(Pc_2)$$

da cui si calcolano gli sforzi verticali sui paramenti di monte e di valle e i corrispondenti sforzi principali:

⊥ al param. di monte	‖ al param. di monte	‖ al param. di valle	⊥ al param. di valle
$\sigma_{1m} = \gamma_a \cdot h$	$\sigma_{2m} = \sigma_m \cdot (1+\theta_m^2) - \gamma_a \cdot h \cdot \vartheta_m^2$	$\sigma_{1v} = \sigma_v \cdot (1+\theta_v^2)$	$\sigma_{2v} = 0$

La verifica di resistenza per essere soddisfatta prevede che gli sforzi principali ora trovati siano in tutta la sezione di calcolo compresi nell'intervallo $0 \leq \sigma \leq \sigma_C = R_{BK}/4$, ovvero tra lo sforzo ammissibile a trazione e quello a compressione: in *Tabella 4* si nota che tutti i valori sono compresi nell'intervallo.

NB: Se anche solo uno degli 8 sforzi principali ora calcolati non soddisfacesse la verifica di resistenza occorrerebbe aumentare il θ_v affinché ciò avvenga sia a lago vuoto sia a lago pieno.

b_v	21,3 m
b_m	3,5 m
b	24,8 m
αb	3,7 m
$(1 - \alpha)b$	21,1 m
L_c =	4,00 m
h =	35,00 m

A =1 * b = 24,8 mq

$$J = \frac{1}{12} b^3 = 1264{,}601 \text{ m}^4$$

	Forze [kN]	B(O) [m]	M(O) [kN m]	σ_N=N/A [kPa]	σ_M=M/J y [kPa]	
P_v	9114,27	1,79	16342	368,1		11,99478
P_m	1500,63	10,05	15075	60,6		
$P=P_v + P_m$	**10614,90**					
S_{iv}	**600,62**	11,21	6734	24,3		
S_{io}	**6006,18**	-11,67	-70072			
S_{S1}	440,15	-10,55	-4642	-17,8		
S_{S2}	408,71	-11,16	-4560	-16,5		
S_{S3}	1266,92	-1,68	-2133	-51,2		
$S_{Sv}=S_{S1}+S_{S2}+S_{S3}$	**2115,78**					
P_{C1}	215,60	6,88	1483	8,7		
P_{C2}	322,71	6,21	2005	13,0		
$P_C= P_{C1} + P_{C2}$	**538,31**					

	N	M	σ_N=N/A
vuoto	11153,20	34904	450,5
pieno	9638,04	-39769	389,3

Lo sfioratore di troppo pieno di una diga è di tipo longitudinale con profilo di tipo Creager-Scimemi e la portata di progetto è pari a Q_{max} = 430 m^3/s.
Occorre calcolare il numero di pile e la lunghezza totale da assegnare a tale sfioratore, ipotizzando che l'altezza massima del battente di sfioro sia pari ad h_{max} = 2.3 m, che ciascuna pila abbia uno spessore L_p = 1 m, che le pile siano caratterizzate da un coefficiente di contrazione pari a k_p = 0.05 e le spalle da un coefficiente di contrazione pari a k_a = 0.03, e che le luci fra le pile e fra pile e spalle siano fra loro tutte uguali e di ampiezza non inferiore a L_{min} = 15.0 m.
Tracciare inoltre il profilo Creager-Scimemi ottimale corrispondente a tale portata di progetto.
Occorre inoltre dimensionare la vasca di dissipazione al piede di tale diga (lunghezza della vasca L_{vasca} e altezza del suo gradino a), tenendo conto che il dislivello fra sezione al piede e ciglio di sfioro è pari ad h = 62.5 m, che la velocità al piede è $V = C \cdot V_T$ (essendo V_T la velocità torricelliana in assenza di perdite lungo il paramento della diga e C = 0.90 il valore del coefficiente correttivo per essa, dedotto da indagini sperimentali) e che l'alveo a valle della diga ha sezione rettangolare, larghezza B = 32 m, pendenza i = 0.1 % e coefficiente di scabrezza di Chézy-Strickler K_S = 35 m$^{1/3}$/s.

a) Lunghezza efficace

La lunghezza efficace L_e occorrente per lo sfioratore può essere ricavata esplicitando rispetto ad L_e la legge d'efflusso a stramazzo:

$$Q_{max} = \mu \cdot L_e \cdot h_{max}^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$$

in cui si consideri il coefficiente d'efflusso proprio degli stramazzi con profilo Creager-Scimemi, ovvero μ = 0.48, ottenendo quindi, arrotondando per eccesso:

$$L_e = \frac{Q_{max}}{\mu \cdot h_{max}^{3/2} \cdot \sqrt{2g}} = 58 \text{ m}$$

Tenendo conto della lunghezza efficace L_e così calcolata e del vincolo imposto sulla luce minima fra le pile, si sceglie di realizzare un numero di pile N_p = 2. Quindi la lunghezza totale L_{tot} del manufatto (Figura 1) può essere calcolata come:

$$L_{tot} = L_e + L_p \cdot N_p + 2 \cdot (N_p \cdot k_p + k_a) \cdot h_{max} = 60.6 \text{ m} \cong 61 \text{ m}$$

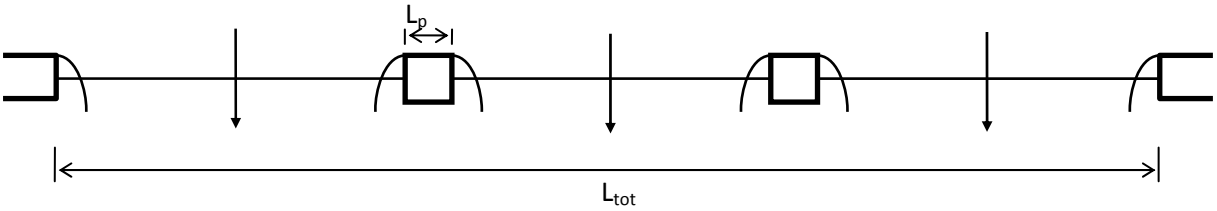


Figura 1

b) Profilo Creager-Scimemi

Con riferimento alla Figura 2, a valle del ciglio di sfioro il profilo Creager-Scimemi deve essere sagomato, finché non diventa tangente al paramento di valle di scarpa θ_v , secondo l'equazione:

$$\frac{y}{h_{max}} = 0.47 \cdot \left(\frac{x}{h_{max}} \right)^{1.8}$$

nella quale *x* e *y* rappresentano rispettivamente le coordinate orizzontali e verticali rispetto all'origine degli assi cartesiani, coincidente con la soglia dello stramazzo; l'asse verticale, in particolare, ha il verso positivo rivolto verso il basso. A monte del ciglio di sfioro, invece, occorre sagomare un invito costituito da un arco di circonferenza di raggio $R = 0.4 \cdot h_{max}$ e freccia verticale $f = 0.12 \cdot h_{max}$.

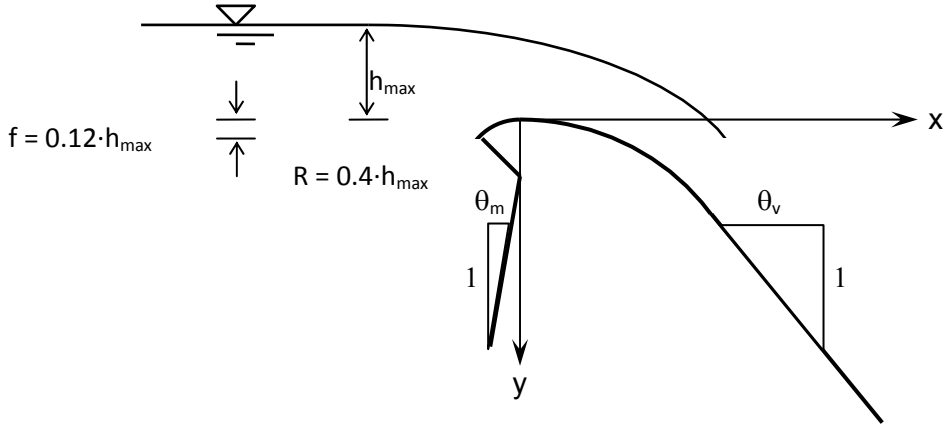


Figura 2

c) Vasca di dissipazione

La velocità torricelliana al piede della diga V_{1T} può essere ricavata risolvendo per sostituzione il sistema di equazioni:

$$\begin{cases} h_{max} + h = D_{1T} + \dfrac{V_{1T}^{\ 2}}{2g} \\ V_{1T} = \dfrac{Qmax}{D_{1T} \cdot B} \end{cases}$$

nel quale D_{1T} è l'altezza d'acqua corrispondente a V_{1T} nella sezione al piede (Figura 3).

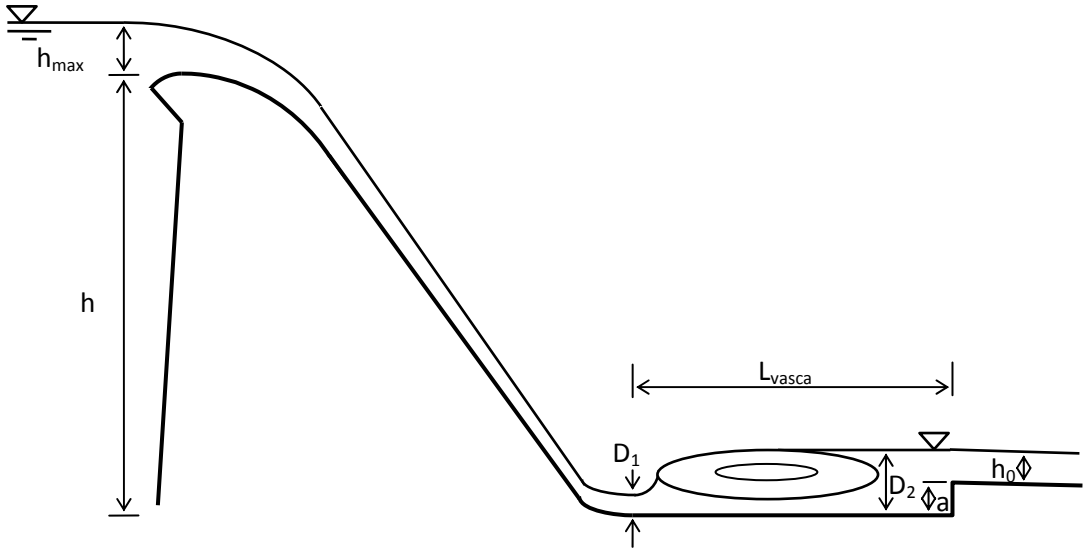


Figura 3

A partire dai dati assegnati, tali due incognite risultano valere D_{1T} = 0.38 m e V_{1T} = 35.5 m/s.

Da qui possono poi essere calcolate la velocità effettiva al piede V_1 e la corrispondente altezza d'acqua D_1 come:

$$\begin{cases} V_1 = C \cdot V_{1T} \\ D_1 = \dfrac{Q_{max}}{V_1 \cdot B} \end{cases}$$

Ne risultano V_1 = 32.0 m/s e D_1 = 0.42 m.

L'altezza d'acqua di corrente lenta D_2 coniugata nel risalto all'altezza idrica D_1 può essere calcolata imponendo l'uguaglianza fra i valori della componente nella direzione del moto della spinta totale S rispettivamente a monte e a valle del risalto medesimo (si veda ad esempio: Citrini e Noseda, "Idraulica", Seconda Edizione, CEA, 1987, p. 404-8). In generale, con riferimento alla Figura 4, trascurando la componente nella direzione del moto sia del peso del volume idrico considerato sia delle resistenze al moto lungo le superfici di contorno (componenti che, oltretutto, sono fra loro di segno opposto), tale spinta totale S è data da due termini, di cui il primo è la spinta idrostatica Π mentre il secondo è il flusso della quantità di moto M, le cui rispettive espressioni sono:

$$\Pi = \gamma \cdot A \cdot h_G$$

$$M = \rho \cdot \frac{Q^2}{A(h)}$$

in cui γ e ρ sono il peso specifico e la densità dell'acqua, $A(h)$ l'area della sezione trasversale corrispondente al tirante h, h_G l'affondamento del baricentro rispetto al pelo libero e Q la portata.

L'uguaglianza fra i valori della spinta totale S rispettivamente nella sezione 1 a monte e in quella 2 a valle del risalto (Figura 5) si scrive dunque, in generale:

$$\Pi_1 + M_1 = \Pi_2 + M_2$$

cioè:

$$\gamma \cdot A_1(h_1) \cdot h_{G1} + \rho \cdot Q_1^2 / A_1(h_1) = \gamma \cdot A_2(h_2) \cdot h_{G2} + \rho \cdot Q_2^2 / A_2(h_2)$$

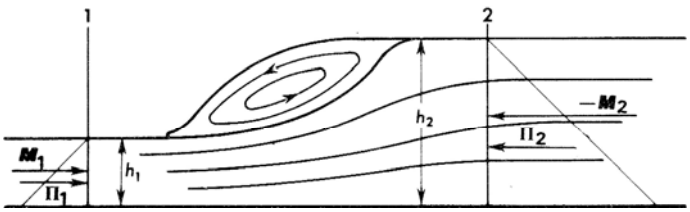


Figura 4

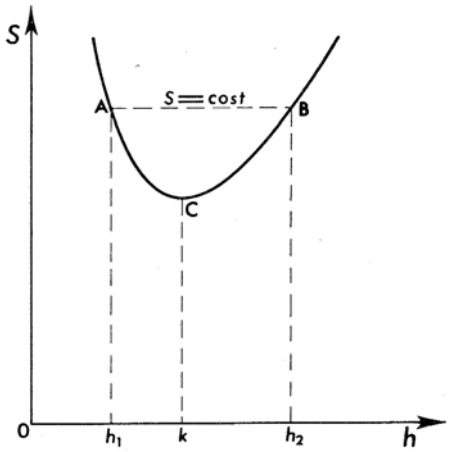


Figura 5

Nel caso che la sezione sia rettangolare, quest'ultima equazione diviene, introducendo la portata per unità di larghezza $q = Q/B$:

$$\frac{1}{2}\gamma \cdot h_1^2 + \rho \cdot \frac{q^2}{h_1} = \frac{1}{2}\gamma \cdot h_2^2 + \rho \cdot \frac{q^2}{h_2}$$

che, con alcuni passaggi, posto $h_1 = D_1$ e $h_2 = D_2$, porta alla relazione:

$$D_2 = \frac{1}{2} \cdot D_1 \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right)$$

essendo Fr_1 il numero di Froude della corrente veloce nella sezione D_1, dato dalla relazione:

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}}$$

In particolare risultano Fr_1 = 15.8 e D_2 = 9.16 m.
La lunghezza della vasca viene assunta pari, in assenza di denti o blocchi di dissipazione sul fondo, a $L_{vasca} = 6 \cdot D_2$, che, approssimando per eccesso, porta ad ottenere nel caso in oggetto L_{vasca} = 55 m.

L'altezza idrica h_0 di moto uniforme nell'alveo a valle, per una portata Q_{max}, può essere ricavata risolvendo per tentativi l'equazione di Chézy Strickler:

$$Q_{max} = B \cdot h_0 \cdot K_S \cdot R(h_0)^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

essendo, nel caso appunto di alveo con sezione rettangolare, il raggio idraulico $R(h_0)$ scrivibile come:

$$R(h_0) = \frac{B \cdot h_0}{B + 2 \cdot h_0}$$

L'altezza di moto uniforme h_0 = 4.99 m così ottenuta va poi confrontata con l'altezza critica k associata alla portata Q_{max}, per verificare se l'alveo è a debole o a forte pendenza.
Tale altezza k viene individuata attraverso la condizione di criticità:

$$\frac{A(k)^3}{B(k)} = \frac{Q_{max}^{\ 2}}{g}$$

essendo $A(k)$ l'area della sezione bagnata in corrispondenza dell'altezza critica k.
Data la geometria rettangolare dell'alveo, la precedente relazione diviene:

$$k = \sqrt[3]{\frac{Q_{max}^{\ 2}}{g \cdot B^2}} = 2.64 \text{ m}$$

Essendo $h_0 > k$, l'alveo è a debole pendenza per la portata Q_{max} e quindi la condizione di valle per la corrente, se il tratto indisturbato è indefinitamente lungo, è quella propria dell'altezza di moto uniforme.
Il gradino a valle della vasca deve avere un'altezza:

$$a = 1.1 \cdot (E_2 - E_v)$$

essendo E_2 l'energia associata all'altezza D_2 ed E_v l'energia associata all'altezza a valle, che in questo caso è quella di moto uniforme, mentre il coefficiente maggiorativo 1.1 viene normalmente introdotto a scopo cautelativo.
In particolare, ricordando il legame fra energia specifica E, portata Q, area bagnata A e altezza h :

$$E = h + \frac{Q^2}{2g \cdot A(h)^2}$$

risultano E_2 = 9.27 m, E_v = 5.36 m ed, infine, a = 4.30 m.

B) DIMENSIONAMENTO DEGLI SCARICHI DI FONDO

Lo scarico di fondo dell'invaso di una diga può essere localizzato nel corpo diga oppure, più frequentemente, riutilizza il bypass scavato nel fianco della montagna realizzato in fase di costruzione dello sbarramento.
Esso può essere schematizzato come una tubazione in calcestruzzo che, a partire dall'imbocco ben raccordato (Figura 6: ④), risulta suddivisa in tre tratti principali: una prima galleria in pressione di forma circolare e lunghezza L_F = 45 m (Figura 6: ①), una seconda galleria in pressione di forma quadrata che termina a valle delle due paratoie (Figura 6: ② e ⑤), infine una terza galleria (Figura 6: ③) che viene mantenuta a pelolibero grazie all'immissione di una portata d'aria attraverso l'aeroforo (Figura 6: ⑥).
Si dimensionino i due tratti della galleria in pressione e il condotto di ventilazione che costituisce l'aeroforo, che viene assunto di forma circolare.

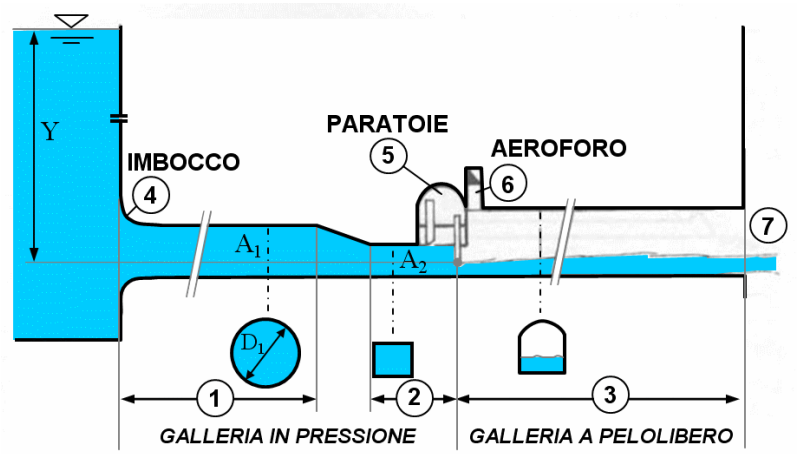


Figura 6

a) Predimensionamento della galleria in pressione

La progettazione di uno scarico in pressione passa attraverso una prima fase, per stabilirne le dimensioni principali, e ad un calcolo successivo di verifica.

Noto il dislivello Y = 60 m, tra la superficie libera del bacino a monte della diga e il baricentro della sezione di controllo, e la portata da scaricare Q_F = 145 m^3/s, si possono stabilire l'area A_1 della sezione normale della condotta e l'area A_2 della sezione contratta terminale.

Il valore di A_1 si deduce fissando la massima velocità in condotta V_1: nel caso di tubazioni in calcestruzzo tale velocità deve essere al di sotto di 10 m/s per evitare che la parete possa subire danneggiamenti in caso di funzionamento prolungato:

$$A_1 = \frac{Q_F}{V_{1,max}} = 14.50 \text{ m}^2$$

da cui è possibile ricavare il diametro dell'imbocco:

$$D_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot A_1}{\pi}} = 4.30 \text{ m}$$

Per stabilire la sezione di sbocco A_2 si deve dapprima depurare il dislivello disponibile Y dalle perdite di carico complessive (che in prima approssimazione possono essere assunte pari al 20% del dislivello stesso), poi si calcola la velocità nella sezione contratta V_2 e infine da questa si ricava l'area cercata:

$$A_2 = \frac{Q_F}{V_2} = \frac{Q_F}{\sqrt{2g \cdot (Y - 0.2Y)}} = 4.73 \text{ m}^2$$

b) Verifica della galleria in pressione

Per la verifica del predimensionamento dello scarico di fondo occorre tener conto delle perdite concentrate poiché, trattandosi di condotte di lunghezza limitata, tali perdite assumono importanza preponderante rispetto a quelle continue.

Applicando il teorema di Bernoulli tra monte e valle si ottiene:

$$Y = J \cdot L + \sum \Delta H_C + \frac{V_2^{\,2}}{2g}$$

La cadente piezometrica J può essere scritta nella forma monomia secondo Strickler:

$$J = \frac{10.29}{K_S^{\,2}} \cdot \frac{Q^2}{D_1^{\,16/3}}$$

Le perdite concentrate d'imbocco (k_1 = 0.5) e quelle dovute al passaggio attraverso le due paratoie in serie ed accostate (completamente aperte, k_2 = 0.15) si possono esprimere, in termini di altezze cinetiche perse, come:

$$\sum \Delta H_C = k_1 \cdot \frac{V_1^{\,2}}{2g} + 2 \cdot k_2 \cdot \frac{V_2^{\,2}}{2g}$$

mentre le perdite dovute al restringimento di sezione, se ben raccordato, risultano trascurabili.
A questo punto si può calcolare la portata realmente convogliabile attraverso lo scarico di fondo:

$$Q' = \sqrt{\frac{Y}{\frac{10.29 \cdot L}{K_S^{\,2} \cdot D_1^{\,16/3}} + \frac{1}{2g}\left(\frac{k_1}{A_1^{\,2}} + \frac{2k_2}{A_2^{\,2}} + \frac{1}{A_2^{\,2}}\right)}} = 135.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il valore trovato $Q' < Q_F$ poiché le perdite di carico effettive, calcolate con le due aree e con la portata di progetto Q_F, $J \cdot L + \sum \Delta H_C$ = 34% Y, risultano essere molto maggiori del 20% di Y che era stato ipotizzato in predimensionamento.
Occorre quindi ridimensionare entrambe le aree trovate in predimensionamento: in particolare con un diametro d'imbocco D_1 = 4.60 m (da cui si calcola la corrispondente area A_1 = 16.62 m^2) e con A_2 = 5.00 m^2 si può infine ottenere un valore della portata scaricata Q'' ≈ 145 m^3/s molto vicina alla portata di progetto Q_F.

c) Dimensionamento aeroforo

La portata d'aria che deve essere fornita tramite l'aeroforo, necessaria a mantenere a pelolibero la galleria a valle della sezione contratta, è:

$$Q_{aria} = 0.03 \cdot \left(Fr_2 - 1\right)^{1.06} \cdot Q_F = 24.94 \text{ m}^3/\text{s}$$

dove il numero di Froude riferito alla sezione di controllo, dipende dal raggio idraulico R della sezione (assunta di forma quadrata):

$$R = \frac{A_2}{P_2} = \frac{l^2}{4l} = \frac{l}{4} = \frac{\sqrt{A_2}}{4}$$

$$Fr_2 = \frac{V_2}{\sqrt{4g \cdot R}} = \frac{V_2}{\sqrt{4g \cdot \frac{\sqrt{A_2}}{4}}} = \frac{V_2}{\sqrt{g \cdot \sqrt{A_2}}} = 6.19$$

da cui, imponendo la velocità massima dell'aria $V_{aria,\,max}$ = 50 m/s, si può ricavare il diametro del sistema di ventilazione:

$$D_{aria} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{aria}}{\pi \cdot V_{aria,max}}} = 0.80 \text{ m}$$

ALLEGATI n°2

INTRODUZIONE. **5**

CAPITOLO 1: INQUADRAMENTO DEL BACINO. **7**

1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E LIMITI DEL BACINO. 7

1.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, USO SUOLO, E PEDOLOGIA. 8

1.2.1 Geologia. *8*

1.2.2 Uso del suolo. *10*

1.2.3 Pedologia. *11*

1.3 CARATTERISTICHE MORFOMETRICHE 13

1.3.1 Dimensioni planimetriche del bacino *13*

1.3.2 Forma del Bacino. *14*

1.3.3 Altimetria del bacino. *15*

1.3.4 Proprietà idrografiche, gerarchizzazione del reticolo idrografico. *19*

1.3.5 Il tempo di corrivazione del bacino. *20*

CAPITOLO 2: ANALISI METEOCLIMATICA E IDROMETRICA. **24**

2.1 PLUVIOMETRIA. 24

2.1.1 Scelta del passo temporale. *25*

2.1.2 Precipitazioni medie *26*

2.1.3 Precipitazioni estreme *27*

2.2 TERMOMETRIA 30

2.3 IGROMETRIA. 31

2.4 STIMA DELLE PORTATE DI PIENA. 32

2.4.1 Metodi tradizionali. 33

2.4.2 Metodi concettuali a base idrologica: metodo cinematico. 35

CAPITOLO 3: IL BILANCIO IDROLOGICO MEDIO MENSILE. 43

CAPITOLO 4: LA PROPOSTA PROGETTUALE D'INVASO MULTIFUNZIONALE. 52

4.1 CARATTERIZZAZIONE DEL SOTTOBACINO. 54

4.1.1 USO DEL SUOLO. 54

4.1.2 PEDOLOGIA. 55

4.1.3 Planimetria e idrografia. 56

4.1.4 Altimetria del bacino. 57

4.1.5 Tempo di corrivazione. 58

4.2 STIMA DELLE PORTATE DI PIENA. 58

4.3 SIMULAZIONE IN MOTO PERMANENTE. 59

4.4 BILANCIO IDROLOGICO MEDIO MENSILE DEL SOTTOBACINO. 65

4.5 VERIFICA DI MASSIMA DELL'INVASO E DELLO SFIORATORE LATERALE. 66

4.6 BILANCIO MEDIO MENSILE DELL'INVASO. 68

4.7 PROPOSTA DI VALORIZZAZIONE DELLA RISORSA IDRICA. 72

4.7.1 Scelta della turbina. 73

4.7.2 Proposte di valorizzazione della risorsa. *74*

4.7.3 Analisi multi-criterio. *78*

4.8 CONSIDERAZIONI SUL MODELLO CINEMATICO. 81

CAPITOLO 5: CENNI SULLE OPERE DI DIFESA DAL TRASPORTO SOLIDO. 85

CAPITOLO 6: CONCLUSIONI. 87

APPENDICE. 88

A.1. PRECIPITAZIONI MEDIE MENSILI. 88

A.2. BILANCIO MEDIO MENSILE DEL BACINO. 90

A.3. BILANCIO MEDIO MENSILE DEL SOTTOBACINO. 91

A.4. BILANCIO MEDIO MENSILE INVASO. 92

A.5. PROPOSTE DI SFRUTTAMENTO DELLA RISORSA IDRICA. 93

A.5. GRAFICO PER LA SCELTA DELLA TURBINA. 98

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI. 99

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI WEB. 100

SOFTWARE UTILIZZATI. ..... ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.

RINGRAZIAMENTI. ..... ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.

Introduzione.

Il territorio della Maremma grossetana, causa anche del suo carattere geomorfologico, è sempre stato vittima di inondazioni da parte non soltanto del suo principale corso d'acqua, l'Ombrone, ma anche dei suoi vari affluenti. Tali avvenimenti, dovuti principalmente a piogge intense e molto prolungate, hanno trovato nell'incuria del territorio e nel continuo disboscamento elementi amplificatori. Infatti, analizzando il processo di formazione dei deflussi, si può notare come la vegetazione da un lato e le geologia del territorio dall'altro ricoprano due ruoli complanari connessi ai fenomeni alluvionali. La diminuzione della densità vegetativa e la conseguente riduzione della capacità di captazione determinano una maggiore quantità d'acqua sul terreno che, una volta saturo, favorisce l'aumento del deflusso superficiale aumentando la probabilità di eventi alluvionali. Se da una parte questi fenomeni comportano qualche beneficio, come il deposito di elementi che rendono il terreno più fertile, dall'altra provocano ben più gravi conseguenze. Oltre a danneggiare zone agricole e opere civili, che risultano essere quelle più interessate da eventi di piccola e media intensità, il dissesto idrogeologico determina l'instabilità dei versanti con conseguenti e pericolosi fenomeni franosi e smottamenti. Nel corso degli anni si è cercato quindi di trovare una soluzione intervenendo principalmente sui corpi idrici minori, laminandone le piene con una conseguente diminuzione delle portate di piena verso valle. Poiché le piene hanno un carattere aleatorio e qualunque evento verificatosi nel passato può essere superato, è chiaro che il loro controllo non può essere fatto in senso assoluto. Nel corso del tempo l'uomo ha quindi studiato manufatti e grandi opere allo scopo di ridurre il rischio idraulico. Le misure di difesa possono essere classificate in due grandi gruppi: interventi strutturali e non strutturali. I primi, che hanno come finalità la modifica delle caratteristiche delle piene, sono a loro volta divisi in estensivi e intensivi. Quelli estensivi sono riconducibili alle sistemazioni idrauliche forestali, alla regimazione dei deflussi e alla scelta di opportune coperture vegetali che agiscono sulla struttura del bacino. Quelli intensivi consentono invece la difesa diretta o indiretta dalle piene. Con difesa diretta vengono intese tutte quelle opere che tendono a mutare l'attuale geometria del tronco fluviale mediante risagomatura dell'alveo o realizzazione di arginature. Al contrario quelle indirette hanno come obiettivo la riduzione della portata in arrivo al tronco idraulicamente insufficiente, sfruttando opere artificiali di accumulo. Esempi tipici di tali interventi sono le casse di espansione e gli invasi multifunzionali. Al contrario gli interventi non strutturali sono finalizzati alla riduzione dell'entità dei danni conseguenti alle piene senza intervenire direttamente sulle caratteristiche del corpo idrico.

In qualsiasi caso le misure di difesa dalle piene devono essere stabilite con criteri di carattere funzionale ed economico fondati sul confronto tra costi di costruzione, esercizio e manutenzione, e benefici ritraibili a seguito della loro realizzazione. Il lavoro di tesi svolto ha come obiettivo la proposta di una possibile soluzione per la mitigazione degli effetti dovuti agli eventi alluvionali che caratterizzano le zone attigue al torrente Gretano, attraverso tipologie di intervento di carattere strutturale. Considerando l'ubicazione del sito in cui deve essere progettata l'opera di difesa, le dimensioni geometriche del corso d'acqua interessato, il valore delle sue portate, i dati a nostra disposizione e il confronto a livello economico tra spese e benefici, la scelta finale è ricaduta sulla costruzione di un invaso multifunzionale. Nella prima parte del lavoro, dopo l'inquadramento geografico e l'individuazione dei limiti del bacino imbrifero, viene effettuato un inquadramento più specifico riguardante la geologia, l'uso del suolo e la pedologia, con lo scopo di mettere in evidenza i valori di conducibilità idraulica, coefficiente di deflusso e contenuto idrico nel suolo. Successivamente vengono descritte le caratteristiche morfologiche del bacino idrografico: dimensioni planimetriche, forma, altimetria, pendenza, gerarchizzazione del reticolo e tempo di corrivazione. Viene quindi presentato l'inquadramento meteoclimatico sulla base dei dati pluviometrici, termometrici e igrometrici relativi alle stazioni di misura presenti sul territorio, in particolare vengono riportati i dati di precipitazione media ed estrema. Segue la stima delle portate di piena con i metodi empirici e con il modello cinematico, che fa riferimento alla distribuzione di *Gumbel,* e il bilancio idrologico integrato a scala di bacino su base mensile. Nella parte seconda viene presa in esame la zona interessata dalla costruzione dell'invaso. Successivamente alla scelta del sito più adatto alla costruzione dell'invaso e ad un'analisi del sottobacino a livello geomorfologico (uso suolo, pedologia, geologia, tempo di corrivazione etc..), vengono calcolate le portate di piena con i vari tempi di ritorno ed eseguita un'analisi in moto permanente del tronco a valle dell'invaso. Viene sviluppato il bilancio medio mensile e quello dei volumi d'invaso determinando le equazioni di correlazione tra volume, altezza e superficie, tenendo in considerazione la quota di posizionamento dello sfioratore. Infine viene presentata una proposta di valorizzazione della risorsa idrica attraverso lo studio di un piccolo impianto idroelettrico e presentate le conclusioni relative al caso di studio.

Capitolo 1: Inquadramento del bacino.

1.1 Inquadramento geografico e limiti del bacino.

Il torrente Gretano fa parte del bacino del fiume Ombrone, nasce sul monte Alto (797 m s.l.m.) nel comune di Roccastrada (Gr) e scorre in direzione sud-est confluendo nell'Ombrone grossetano, in località Paganico (Gr). Di carattere torrentizio, alterna lunghi tratti rettilinei ad altri caratterizzati da strette curve di meandro. Durante il suo corso riceve, oltre alle acque dei suoi affluenti, anche quelle dei canali scolmatori dei vicini terreni agricoli. Il bacino idrografico superficiale del torrente, ossia l'unità fisiografica che raccoglie i deflussi superficiali originati dalle precipitazioni che si abbattono sul bacino stesso, e che trovano recapito nel corso d'acqua naturale e nei suoi affluenti, ha un'estensione di circa 104 Km^2 ed è compreso nei fogli della carta tecnica regionale n° 307100, 307110, 307140, 307150, 307160, 319030, 319040, 319050, 319070 e 319080. Il limite di bacino viene delimitato dalla linea dello spartiacque topografico. Questa viene definita come la linea più elevata, unendo le massime quote relative secondo la minor pendenza, separante il bacino dai bacini ad esso confinanti. E' lunga circa 54 km e termina nella sezione di chiusura. Il territorio è caratterizzato dalla presenza molto fitta di macchia mediterranea alternata a terreni agricoli e adibiti al pascolo, mentre risulta minima la presenza di infrastrutture di tipo civile nella parte centrale.

Fig.1: Inquadramento geografico del bacino. (dal sito internet www.cartige geografiche.ue).

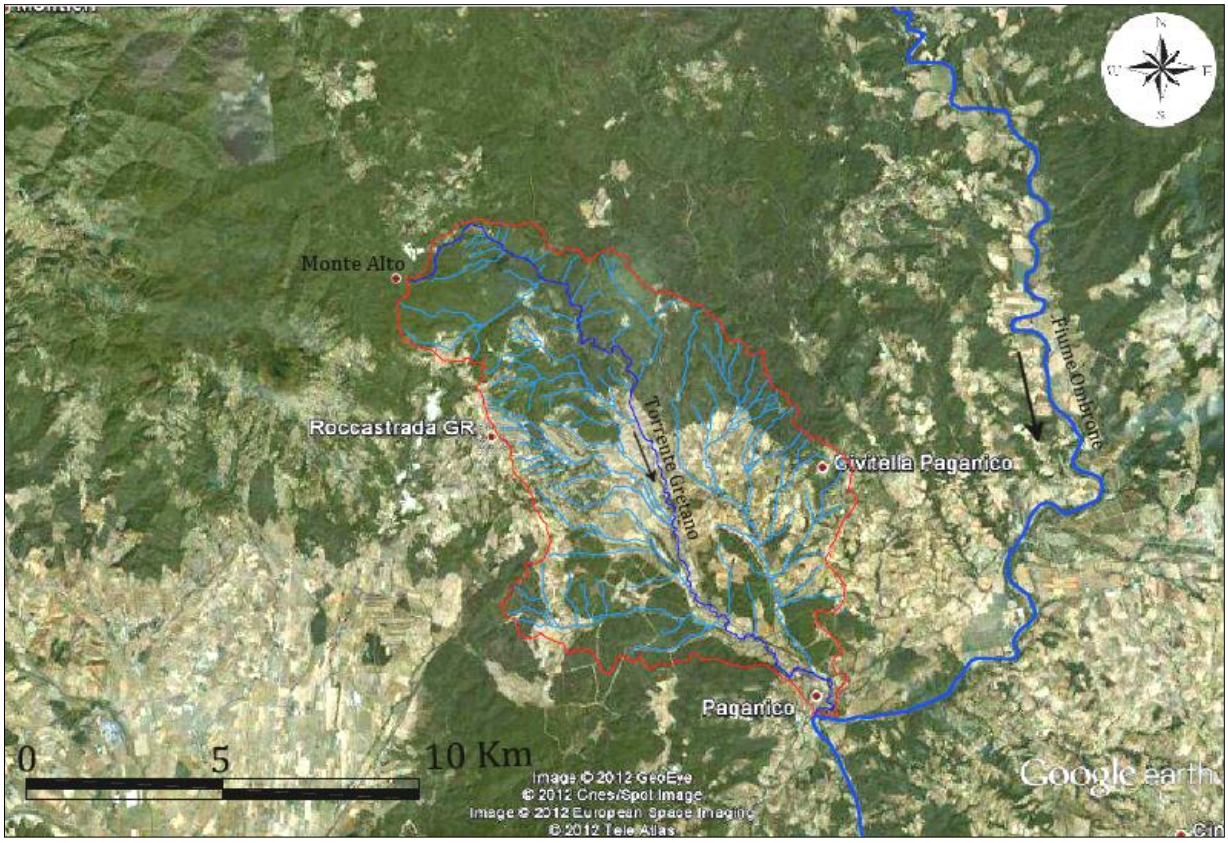


***Fig.2**: Inquadramento geografico del bacino.(elaborata da Google Earth).*

1.2 Inquadramento geologico, uso suolo, e pedologia.

L'inquadramento geologico, dell'uso del suolo, e della pedologia, fa parte di un più esteso *G.I.S. (Geographic Information System)* che comprende anche la caratterizzazione morfometrica del bacino idrografico. Il *G.I.S.* è stato interamente sviluppato con l'ausilio dei software Arcview 3.2 di *Esri*, Quantum Gis di *Open Source Geospatial Foundation 2007* e Autocad di *Autodesk Inc.*. La prima parte del lavoro prevede l'acquisizione delle carte tecniche regionali (CTR) in scala 1:10.000, che vengono sviluppate in ambiente Autocad definendo la linea spartiacque, le quote delle curve di livello e quelle dei punti quotati. Il passo successivo comprende l'acquisizione in ambiente Arcview dei file di uso suolo e pedologia del caso di studio.

1.2.1 Geologia.

Lo studio delle formazioni geologiche presenti nel bacino permette di calcolare il coefficiente di permeabilità del terreno. Tali formazioni sono state ricavate dalla digitalizzazione della carta geologica della regione Toscana in scala 1:250.000. Il sito oggetto di studi è composto

prevalentemente da entità con un basso valore del *Ks* nella parte settentrionale, rocce e argille, e valori leggermente più elevati nella parte meridionale, sabbie, conglomerati e limi.

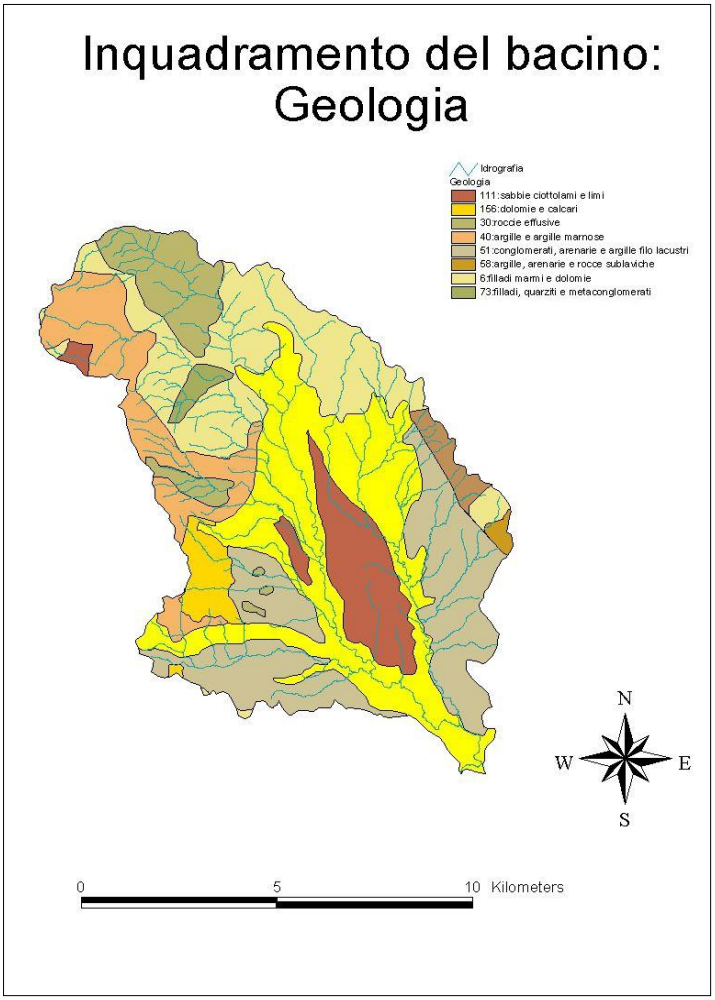


***Fig.3**: Carta delle formazioni geologche del bacino.*

Codice	Tipologia	K (cm/s)	Area relativa (%)	Area (Km^2)
111	Sabbie, Ciottolami e limi	1E-04	27,23	28,40
51	Conglomerati, arenarie e argille filo lacustri	1E-08	28,63	29,79
30	Rocce effusive	1E-03	7,67	7,96
40	Argille e argille marnose	1E-07	11,23	11,73
58	Argille,arenarie e rocce sublaviche	1E-05	0,45	0,49
156	Dolomie e calcari	1E-04	2,92	3,11
6	Filladi, marmi e dolomie	1E-06	19,13	19,98
73	Filladi, quarziti e metaconglomerati	1E-06	2,74	2,80

***Tab.1**: Valori del coefficiente di permeabilità.*

Viene quindi calcolato il valore medio del coefficiente di permeabilità caratteristico del bacino attraverso la media pesata dei singoli valori del *Ks*, ottenendo un valore pari :

$$K_s = 1{,}7 * 10^{-4}\ cm/s.$$

1.2.2 Uso del suolo.

Il bacino del torrente Gretano si estende su territori di carattere collinare adibiti anche a uso agricolo. Prevalgono infatti, come si può notare dalla mappa riportata in seguito, terreni boschivi semi naturali e terreni agricoli. L'uso del suolo dell'area di interesse è stato ricavato dallo strato informativo del *Progetto CORINE Land-Cover* della Comunità Europea che prevede la realizzazione di una cartografia della copertura del suolo in scala 1:100.000.

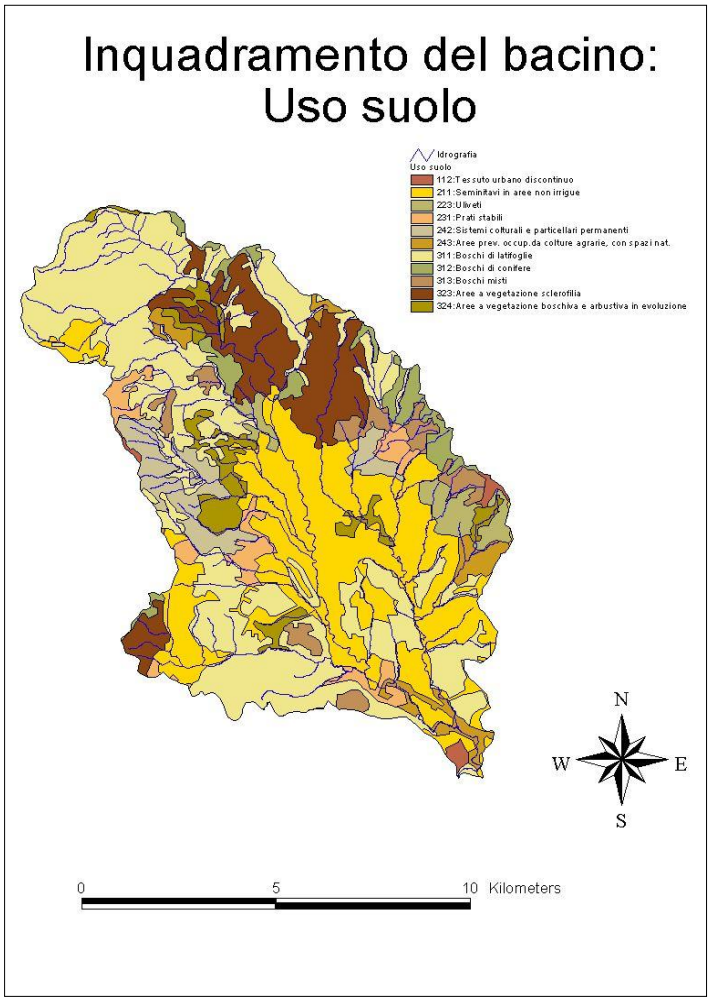


***Fig.4**: Carta dell'uso del suolo del bacino.*

Tipo di suolo, vegetazione e i diversi impieghi del territorio influenzano le caratteristiche del deflusso superficiale. Alle varie zone del bacino possono dunque essere assegnati valori diversi del coefficiente di deflusso φ, a seconda del tipo di uso che ne viene fatto. Il suo valore, che influenza il rapporto tra deflussi e afflussi, viene calcolato su un periodo di un anno in modo da non risentire delle stagioni e varia tra 0 e 1. In questa sede il coefficiente di deflusso del bacino viene stimato come media pesata rispetto all'area di ogni tipo di uso del suolo avente coefficiente di deflusso φ_i. I valori del coefficiente sono stati ricavati dalla tabella del *progetto Corine*.

Codice	*USO DEL SUOLO*	*Area* (Km^2)	*Area relativa (%)*	φ_i
112	Tessuto urbano discontinuo	0,64	0,61	0,9
211	Seminitavi in aree non irrigue	27,99	26,85	0,5
223	Uliveti	2,79	2,68	0,6
231	Prati stabili	3,93	3,77	0,4
242	Sistemi colturali e particellari permanenti	4,97	4,77	0,4
243	Aree prev. occup.da colture agrarie, con spazi nat.	3,08	2,95	0,6
311	Boschi di latifoglie	37,52	35,98	0,4
312	Boschi di conifere	3,77	3,62	0,4
313	Boschi misti	3,62	3,47	0,4
323	Aree a vegetazione sclerofilia	11,33	10,87	0,4
324	Aree a vegetazione boschiva e arbustiva in evoluzione	4,62	4,43	0,4

***Tab.2**: Uso del suolo e relativi coefficienti di deflusso*

Il valore medio del coefficiente di deflusso stimato per l'intero bacino risulta essere:

$$\varphi = 0{,}441\ adm.$$

1.2.3 Pedologia.

Con pedologia si definisce la scienza che si occupa dei processi di formazione del suolo e del terreno, non trascurando l'azione degli organismi come batteri e alghe che possono modificare le principali caratteristiche del suolo. Nel caso di studio si individuano due conformazioni pedologiche alle quali vengono associate il volume idrico gravitazionale per unità di area W_g [mm], il volume idrico capillare per unità di area W_c [mm] e il coefficiente di infiltrazione K. Le informazioni riguardanti i valori dei vari coefficienti sono state prese dalla tabella della pedologia della regione Toscana.

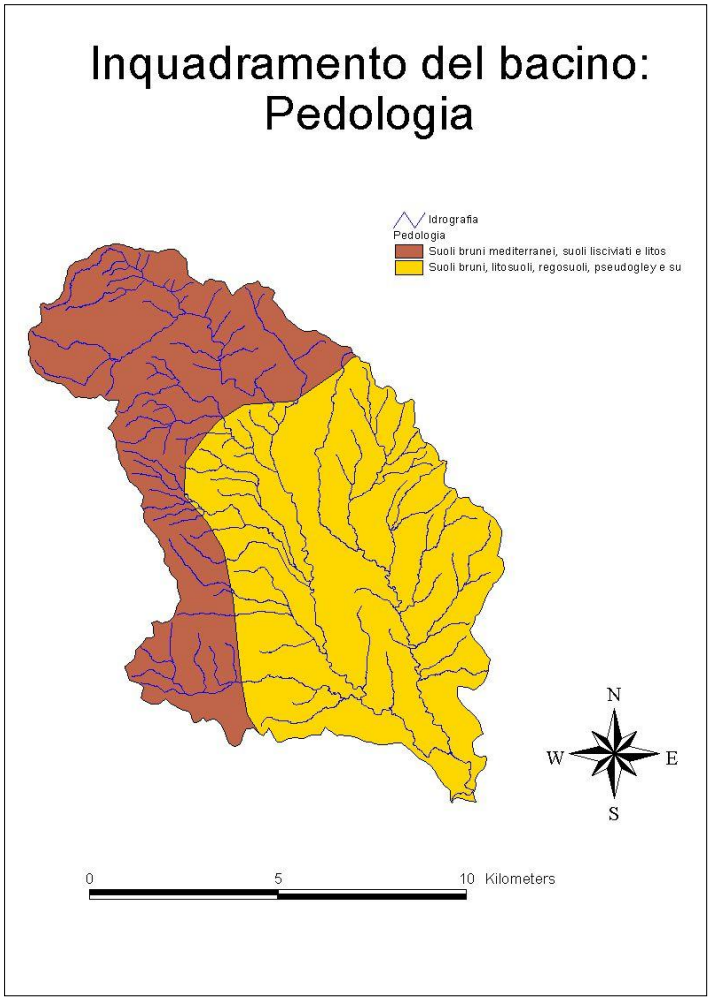


***Fig.5**: Carta delle formazioni pedologiche del bacino.*

Classe	*Pedologia*	*Area* (Km^2)	*Area relativa(%)*	*Wg medio (mm)*	*Wc medio (mm)*	Kmedia (mm/h)
17	Suoli bruni mediterranei, suoli lisciviati e litosuoli	42,06	0,40	142,49	97,37	80,76
22	Suoli bruni , litosuoli, regosuoli,pseudogley e suoli bruni lisciviati	62,21	0,60	36,07	68,98	62,68

***Tab.3**: Formazioni pedologiche e relativi coefficienti.*

E' possibile determinare i valori medi sul bacino di W_g e W_c come medie pesate dei valori propri di ognuna delle due associazioni di suoli presenti, usando come pesi le aree di ogni tipologia. Si ottengono così i seguenti valori medi sul bacino, espressi in mm per unità di area:

$$Wg = 79\ mm,$$

$$W_c = 80{,}43\ mm$$

E' possibile pertanto determinare la capacità massima del suolo, espressa in mm per unità di area, come somma dei due differenti volumi idrici:

$$W_{max} = W_g + W_c = 159{,}43\ mm$$

Infine viene determinata la media pesata del coefficiente di infiltrazione *K* espressa in mm/h delle due classi pedologiche:

$$K_{med}=1{,}944*10^{-5}\ mm/h$$

1.3 Caratteristiche morfometriche.

Il comportamento idrologico di un bacino è influenzato dalla sua morfologia. Le caratteristiche morfologiche possono essere divise in due gruppi: planimetriche e orografiche. Le prime esprimono le principali dimensioni geometriche, i coefficienti di forma e l'organizzazione del reticolo idrografico; le seconde esprimono le pendenze del bacino e le peculiarità del rilievo. Lo studio delle caratteristiche morfometriche viene effettuato tramite Arc-view 3.2 e foglio di calcolo Excel, sviluppato da *Microsoft*, ed ha lo scopo di determinare tali caratteristiche attraverso il calcolo di vari coefficienti.

1.3.1 Dimensioni planimetriche del bacino

La superficie di drenaggio del bacino è misurata tramite l'area *A* della proiezione orizzontale del bacino delimitato dallo spartiacque topografico. Nel caso in esame *A* ha un valore pari a 104,27 Km^2. Il perimetro *P* è la lunghezza del contorno del bacino e vale 54,43 km. La dimensione longitudinale del bacino, che si esprime come la lunghezza *L* dell'asta fluviale principale misurata lungo l'effettivo percorso dell'acqua a partire dalla sorgente fino alla sezione di chiusura, risulta essere di 27,43 km.

Viene di seguito riportata la tabella e la mappa dei valori che caratterizzano la planimetria del bacino.

Area (Km^2)	A	104,27
Perimetro Km	P	54,34
Lunghezza asta principale Km	L	27,43

***Tab.4**: Dimensioni planimetriche del bacino.*

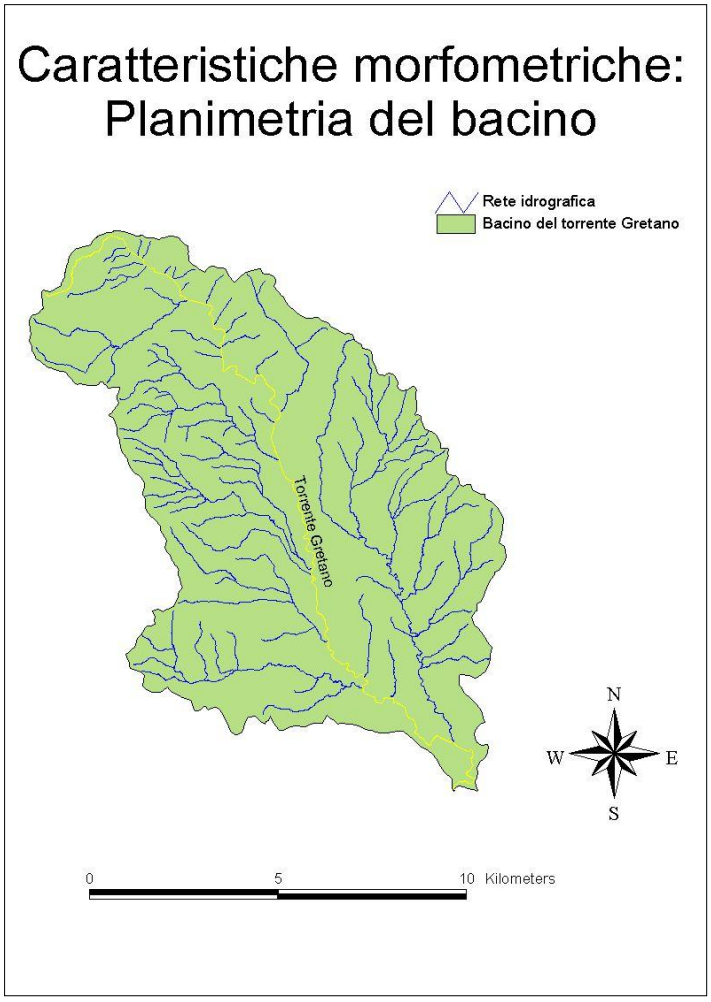


***Fig.6**: Carta della planimetria del bacino.*

1.3.2 Forma del Bacino.

Per caratterizzare la forma del bacino vengono proposti vari indici. Di seguito vengono riportati i valori di quelli principali:

Fattore di forma (Horton) $8R_f = \frac{A}{L^2} = 0{,}138$

Fattore di circolarità (Miller) $R_c = \frac{4*\pi*A}{P^2} = 0{,}444$

Fattore di allungamento $R_a = \frac{2*\sqrt{A}}{L*\sqrt{\pi}} = 0{,}420$

Fattore di uniformità $R_u = \frac{P}{2*\sqrt{\pi*A}} = \frac{1}{\sqrt{R_c}} = 1{,}501$

1.3.3 Altimetria del bacino.

Ai fini della completa caratterizzazione morfometrica vengono di seguito studiate le principali proprietà altimetriche. In particolare vengono determinate tutte quelle grandezze da cui dipendono le caratteristiche cinematiche principali della rete: l'altitudine media, la pendenza media dei versanti e del bacino e quella dell'asta principale.

Altitudine media del bacino.

Per determinare l'altitudine media del bacino occorre mettere in relazione le informazioni areali con quelle verticali. Vengono quindi misurate le aree (A_i) comprese tra due curve di livello successive interne al bacino di quota q_{i+1} e q_{i-1}. A tale striscia di area viene attribuita la quota media $q_i = q_{i+1} + q_{i-1}/2$. Moltiplicando tutte le quote q_i per le relative aree A_i e dividendo successivamente tale prodotto per l'area totale del bacino *A*, si ricava l'altitudine media h_m.

$$h_m = \frac{\sum q_i * A_i}{A} = 220{,}47\ m$$

Sottraendo in fine all'altitudine media h_m la quota della sezione di chiusura h_{min} si ottiene l'altezza media del bacino H_m,

$$H_m = 220{,}47 - 50 = 170{,}47\ m.$$

H_m può essere anche determinata costruendo la curva ipsografica che fornisce la distribuzione delle superfici nelle diverse fasce altimetriche. Ogni punto della curva ha come valore dell'ordinata un valore della quota h_i e come valore dell'ascissa la superficie parziale del bacino A_i posta al di sopra della quota considerata. L'area racchiusa dalla curva ipsografica e dagli assi coordinati rappresenta il volume del rilievo; questo rapportato all'area totale del bacino fornisce il valore dell'altitudine media.

Quota (m)	Area progressiva (Km^2)
50	104,27
100	95,85
150	61,78
200	45,34
250	34,82
300	25,78
350	17,53
400	10,02
450	4,87
500	3,41
550	2,19
600	1,36
650	0,35
700	0,07
750	0,00

***Tab.5**: Informazioni altimetriche del bacino per la curva ipsografica.*

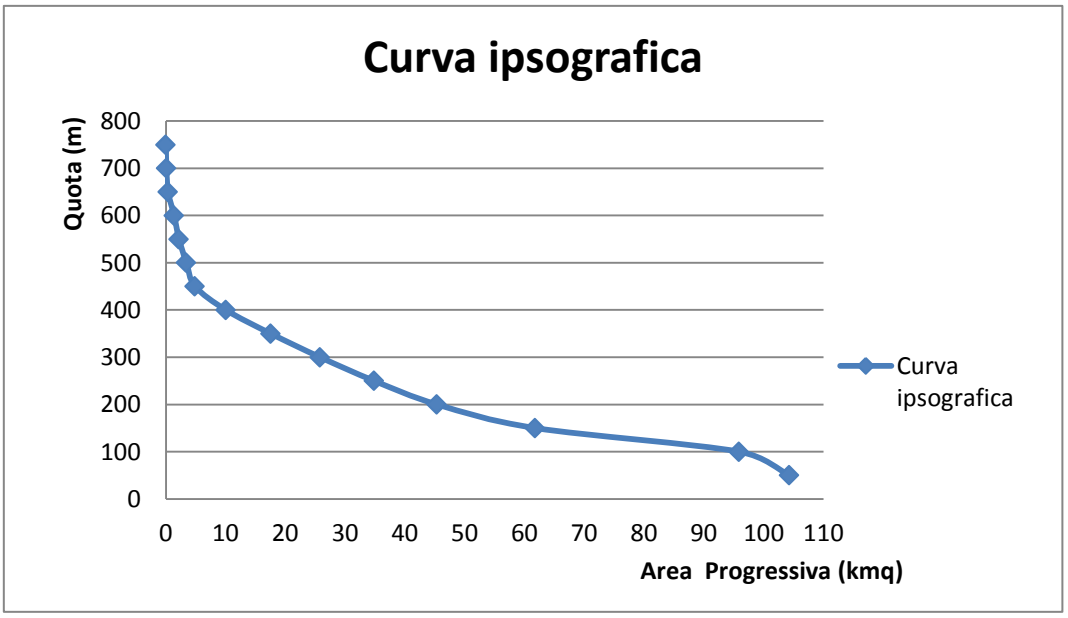


***Fig.7**: Curva ipsografica del bacino.*

La curva ipsografica può essere rappresentata anche in un diagramma adimensionale che riporta in ordinata la quota h_i, rapportata al valore massimo h_{max}, e in ascissa la superficie A_i, posta a quota maggiore o uguale a h_i , rapportata alla superficie totale del bacino A. Tale curva prende il nome di curva ipsometrica.

Quota (m)	hi/h (m/m)	Ai/A (Km^2/Km^2)
50	1,00	0,00
100	0,92	0,13
150	0,59	0,20
200	0,43	0,27
250	0,33	0,33
300	0,25	0,40
350	0,17	0,47
400	0,10	0,53
450	0,05	0,60
500	0,03	0,67
550	0,02	0,73
600	0,01	0,80
650	3E-03	0,87
700	1E-03	0,93
750	0,000	1,00

***Tab.6**: Informazioni altimetriche del bacino per la curva ipsometrica.*

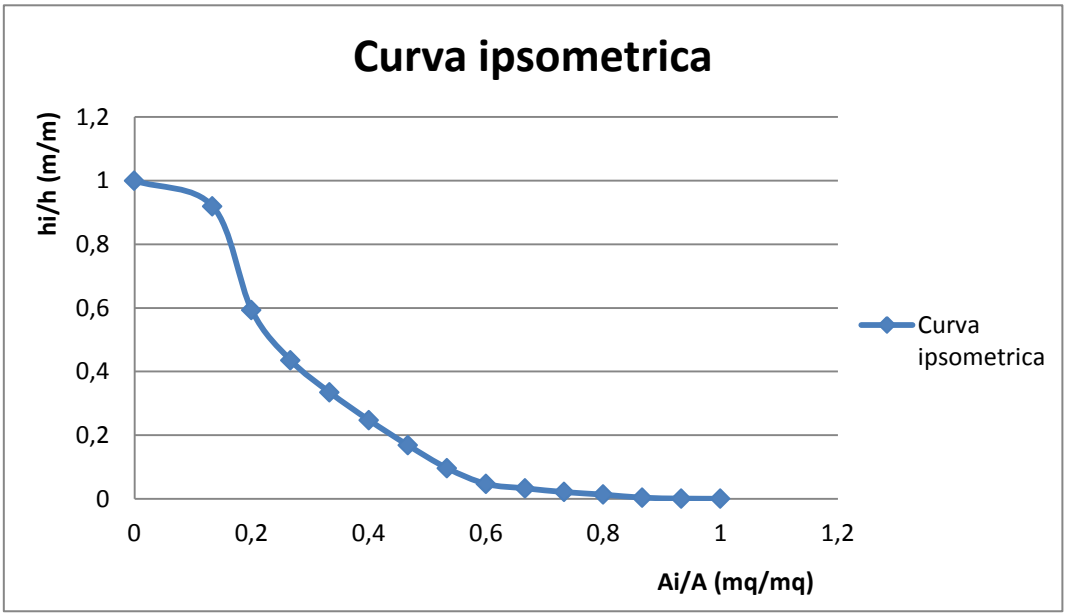


***Fig.8**: Curva ipsometrica del bacino.*

<u>Pendenza media dei versanti.</u>

La pendenza media dei versanti viene espressa tramite il rapporto di *Alvard-Horton*:

$$i_m = \frac{l * \Delta z}{A} = 0{,}2042 = 20{,}41\%$$

dove l è la lunghezza totale delle curve di livello, nel caso in esame 2.128.452 m, Δz la distanza tra le curve di livello comprese nel bacino (10 m), ed A è l'area totale del bacino 104.272.759 m^2.

Pendenza del bacino.

La pendenza del bacino è data dal rapporto tra il rilievo Δz_{max} e la lunghezza dell'asta principale L:

$$i_{max} = \frac{\Delta z_{max}}{L} = 0{,}0270 = 2{,}70\%$$

Nel caso oggetto di studio Δz_{max} vale 740 m e L 27.435,03 m.

Pendenza media dell'asta principale.

La pendenza media dell'asta principale viene definita come la pendenza della retta di compenso del profilo longitudinale, di equazione *y=-0,0307x+521,51*. Nel caso di studio vale i_a = *3,7%*. I parametri vengono ottenuti attraverso l'elaborazione tramite Arc-view 3.2 del reticolo idrografico. Viene identificato attraverso una linea di "profilo" il percorso dell'asta fluviale e restituito per ogni punto immesso, la distanza dal punto iniziale e la relativa quota sul livello medio del mare. Successivamente la tabella viene esportata in ambiente Excel in cui vengono ricavati i valori dei coefficienti sopraelencati e il relativo profilo longitudinale con la relativa retta di compenso.

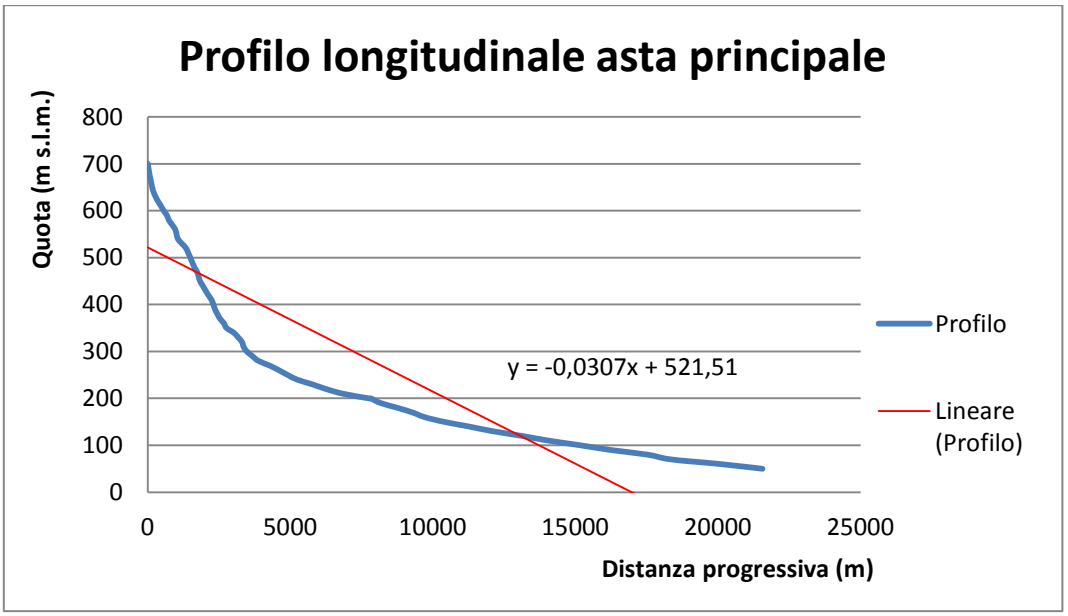


***Fig.9**: Grafico del profilo longitudinale e relativa retta di compenso.*

1.3.4 Proprietà idrografiche, gerarchizzazione del reticolo idrografico.

L'utilizzo di cartografie a grande scala fa si che tutti i corsi d'acqua vengano rappresentati graficamente come delle linee di medesima larghezza. Per questo motivo la caratterizzazione di un reticolo idrografico avviene considerando numero, lunghezza e disposizione spaziale di tali linee. I vari rami fluviali componenti il reticolo idrografico vengono suddivisi secondo un ordine gerarchico convenzionale. Il metodo di gerarchizzazione utilizzato, definito da *Horton e Strahler*, si basa sulla definizione di aste e nodi. Viene indicato come nodo la sorgente del corso d'acqua (nodo sorgente), o una confluenza (nodo di biforcazione), e come asta il tratto di corso d'acqua compreso tra due nodi. La gerarchizzazione, ottenuta tramite Arc-view 3.2, è stata ricavata utilizzando alcune regole: un'asta che non nasce dalla confluenza di altre due è di primo ordine (quindi saranno le più lontane dalla sezione di chiusura), un'asta di ordine *n-1* e ordine n congiungendosi danno origine a un'asta di ordine *n*, due aste di ordine n congiungendosi danno origine a un'asta di ordine *n+1*.

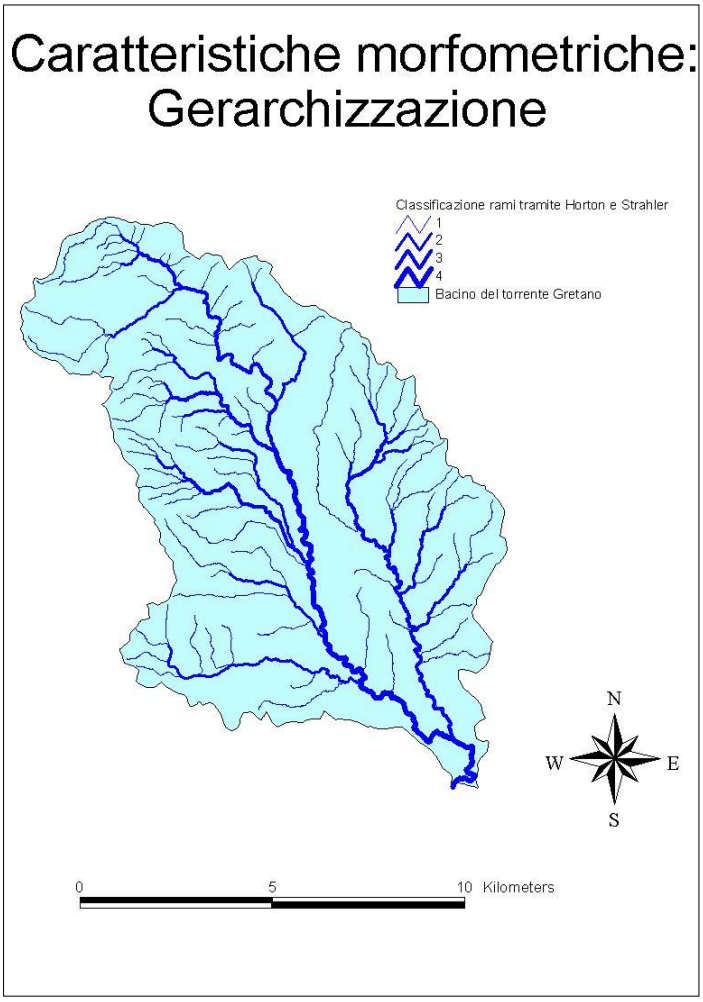


***Fig.10**: Carta della gerarchizzazione del reticolo idrografico.*

Questa classificazione del reticolo idrografico è importante principalmente per determinare il grado di sviluppo della rete idrografica, oltre che la localizzazione e distinzione dei singoli rami. Infatti maggiore è il numero d'ordine assegnato ad un bacino e maggiore sarà l'articolazione del suo sviluppo, e più regolare, a parità di dimensione, sarà la sua forma. Un numero d'ordine basso sarà caratteristico di un ramo tributario montano, come nel nostro caso, mentre un numero d'ordine elevato sarà caratteristico di un ramo di valle. Tali condizioni possono essere espresse mediante parametri qualitativi *(Horton, 1945; Strahler, 1958)* come:

Ordine del bacino = 4.

Lunghezza totale delle aste: L_{tot}*=209800,12 m.*

Densità di drenaggio: $D = \frac{L_{tot}}{A} = 0{,}002\, m/m^2$

Lunghezza totale dei rami per ciascun ordine: L_ω.

Lunghezza media dei rami per ciascun ordine: $\langle L_\omega \rangle$.

Rapporto di biforcazione : $R_b = \frac{N_{\omega-1}}{N_\omega}$*, tipicamente compreso tra 3 e 5.*

Rapporto fra le lunghezze: $R_L = \frac{\langle L_\omega \rangle}{\langle L_{\omega-1} \rangle}$*, tipicamente compreso tra 1.5 e 3.35.*

Numero dei rami per ciascun ordine: N_ω.

Ordine ω	N_ω	L_ω *[m]*	$\langle L_\omega \rangle$ *(m)*	*Rb*	R_L
1	98	127656,72	1302,62	-	-
2	52	38810,94	746,36	1,88	0,30
3	41	28777,42	701,89	1,27	0,74
4	8	14555,04	1819,38	5,12	0,51

***Tab.7**: Parametri gerarchizzazione reticolo idrografico.*

1.3.5 Il tempo di corrivazione del bacino.

Per tempo di corrivazione di un punto del bacino si intende il tempo necessario ad una goccia d'acqua caduta in quel punto ad arrivare alla sezione di chiusura. Il valore massimo che questo

parametro assume viene definito tempo di corrivazione del bacino e rappresenta il tempo necessario ad una goccia d'acqua che cade nel punto idraulicamente più lontano dalla sezione di chiusura a raggiungerla. Questo parametro è quindi influenzato dagli aspetti plano-altimetrici caratterizzanti il territorio (area del bacino, altezza media del bacino, quota media dei versanti) e dell'asta fluviale principale (pendenza e lunghezza). Per la sua determinazione sono stati enunciate nel corso degli anni varie formule. Vengono riportate in seguito quelle principalmente utilizzate descrivendone i campi di utilizzo e la loro derivazione , in modo da poter scegliere quelle più attinenti al caso in esame.

Giandotti calcola il tempo di corrivazione attraverso la formula:

$$t_c = \frac{\left(4 * \sqrt{A} + 1{,}5 * L\right)}{\left(0{,}8 * \sqrt{H_m}\right)}$$

In cui *A* rappresenta l'area del bacino espressa in Km^2, *L* la lunghezza dell'asta principale espressa in Km^2, *Hm* l'altitudine media del bacino, riferita alla sezione di chiusura, espressa in m s.l.m..

Anche se la formula di *Giandotti* viene impiegata per il calcolo del tempo di corrivazione nel caso di bacini con estensione compresa tra 170 e 70mila Km^2, si è ritenuto opportuno il suo calcolo in quanto il suo utilizzo spesso si estende anche ai casi di studio in cui la superficie del bacino risulta essere minore. Viene quindi presa in considerazione ai fini del calcolo della media insieme agli altri valori.

Pezzoli propone per il calcolo di tc la formula:

$$t_c = \frac{(0{,}055 * L)}{\left({i_m}^{0{,}5}\right)}$$

In cui *L* rappresenta la lunghezza dell'asta principale espressa in km e *im* rappresenta il rapporto tra la lunghezza media delle curve di livello e la superficie del bacino. La formula è stata dedotta sulla base di misure relative ad alcuni piccoli bacini piemontesi considerando come fattori influenzanti il tempo di corrivazione, la lunghezza dell'asta principale e il coefficiente im.

Tournon, sulla base di rilievi condotti su nove bacini montani piemontesi avente superficie compresa tra 30 e 170 Km^2, propone invece l'equazione:

$$t_c = 0{,}369 * \frac{L}{{i_a}^{0,5}} * \left(\frac{A}{L^2} * \left(\frac{i_a}{i_m}\right)^{0,5}\right)^{0,72}$$

In cui *L* rappresenta la lunghezza dell'asta principale in km, *A* la superficie del bacino in Km^2, *im* il rapporto tra la lunghezza media delle curve di livello e la superficie del bacino (m/m) e *ia* la pendenza media dell'asta principale (m/m).

Pasini, secondo studi fatti su bacini di piccola estensione, definisce il tempo di corrivazione:

$$t_c = \frac{0{,}108}{\sqrt{i_m}} * (A * L)^{\frac{1}{3}}$$

In cui *im* rappresenta il rapporto tra la lunghezza media delle curve di livello e la superficie del bacino, *A* la superficie del bacino in Km^2 *L* la lunghezza dell'asta principale espressa in km.

Infine *Kirpich*, utilizzando i dati di sei piccoli bacini americani di area compresa tra 0,0051 e 0,433 Km^2 propone l'equazione:

$$t_c = 0{,}000325 * \left(\frac{L}{\sqrt{i_a}}\right)^{0,77}$$

In cui *L* è la lunghezza dell'asta principale espressa in Km^2 e *ia* la sua pendenza (m/m).

Essendo il tempo di corrivazione un parametro fondamentale per il calcolo delle portate di piena, la sua determinazione deve essere effettuata tenendo conto degli aspetti che maggiormente influenzano il suo valore; nel caso specifico l'area del bacino, la lunghezza dell'asta fluviale e la relativa pendenza. I risultati ottenuti dalle varie equazioni e i valori dei parametri utilizzati per il loro calcolo, vengono riportati nelle successive tabelle.

Hm (m)	L curve (m)	Im (%)	Imax (%)	Ia (%)	Lasta (km)	A(Km^2)
170,475	2128452	0,20	0,03	3,1	27,43	104,27

***Tab.8**: Valore coefficienti per il calcolo dei vari tempi di corrivazione.*

Giandotti	Pezzoli	Toumon	Pasini	Kirpich	Media
7,850	3,340	7,039	3,393	0,008	7,444

***Tab.9**: Valori del tempo di ritorno e media dei vari valori.*

Viene quindi dimostrato come la scelta della giusta formula, da applicare al caso di studio, sia di fondamentale importanza per determinare il corretto valore del parametro tc.

Infatti l'utilizzo di equazioni che si riferiscono a studi effettuati su bacini di diversa estensione e posizione geografica, o che considerano come fattori influenzanti solo alcuni parametri, determina un valore del tempo di corrivazione sottostimato (*Pezzoli, Pasini, Kirpich*).

Considerando quindi le grandezze riguardanti il bacino, il metodo di determinazione delle varie formule e dall'esperienza fatta dai tecnici del Consorzio di Bonifica Grossetana sui bacini locali, il valore del tempo di corrivazione viene determinato come media dei valori ottenuti dalla formula di *Giandotti* e *Tournon*.

$$t_c = 7{,}444\ ore.$$

Capitolo 2: Analisi meteoclimatica e idrometrica.

Con analisi meteoclimatica si intende quella serie di operazioni atte a definire il comportamento idrologico di un determinato bacino idrografico partendo dai dati relativi alle varie precipitazioni che lo interessano. Tramite un modello della distribuzione si determinano le precipitazioni lorde al suolo che, elaborate mediante un modello di trasformazioni afflussi-deflussi, permette di ottenere le precipitazioni efficaci. Grazie a queste possono essere costruiti i corrispondenti idrogrammi di piena che permettono di stimare le portate che interessano il corpo idrico principale per i vari tempi di ritorno. I dati relativi alle precipitazioni vengono estrapolate dagli *annali idrologici parte I*, ricavati dalla lettura delle registrazioni dei vari pluviometri disposti nell'area di studio. Il criterio di scelta di numero e posizione degli strumenti di interesse prevede due punti; il primo riguarda il numero di anni di registrazione, che deve essere il più elevato possibile ed uguale per tutti gli strumenti, il secondo l'area di influenza riferita al bacino. Numero e posizione vengono determinati attraverso vari metodi. I più utilizzati sono quello dei topoieti, o dei poligoni di *Thiessen*, e il metodo della rete a maglia rettangolare. Il primo consiste nell'individuazione di aree circostanti le stazioni di misura alle quali viene assegnato come valore di precipitazione quello misurato nella stazione ricadente in esse. Per individuare tali aree (poligoni di *Thiessen*) si uniscono i punti in cui è nota l'altezza di pioggia, formando così dei triangoli; per i lati di ciascun triangolo si tracciano le perpendicolari nei punti medi, i punti d'incontro di dette perpendicolari costituiscono i vertici dei poligoni di *Thiessen*. La precipitazione media risulta essere uguale al rapporto tra il prodotto della precipitazione media di ogni strumento per la sua area di competenza, e l'area totale del bacino. Il secondo metodo suddivide l'area totale di interesse in una quantità omogenea di elementi regolari di dimensione costante e calcola la precipitazione media come il rapporto tra la somma della precipitazione media registrata da ogni singolo pluviometro, in funzione della distanza del pluviometro dal baricentro di ogni maglia, e il numero totale dei baricentri. In entrambi i casi, l'altezza di precipitazione misurata è data dal volume d'acqua che si raccoglie nello strumento diviso per la superficie della bocca di quest'ultimo.

2.1 Pluviometria.

I dati pluviometrici, giornalieri ed estremi, vengono ricavati dagli annali idrologici messi a disposizione dal sito internet di idropisa (*www.idropisa.it*) relativi ad ogni strumento di misura.

Nel seguente caso di studio, anche se sono stati individuati sei pluviometri all'interno o nelle vicinanze dell'area di interesse, sono stati presi in considerazione solo i dati dello strumento sito in località Roccastrada. Tale scelta nasce sia dall'irreperibilità dei dati nei restanti strumenti di misura, che dalle modeste dimensioni delle aree di influenza, come si evince dalla successiva immagine.

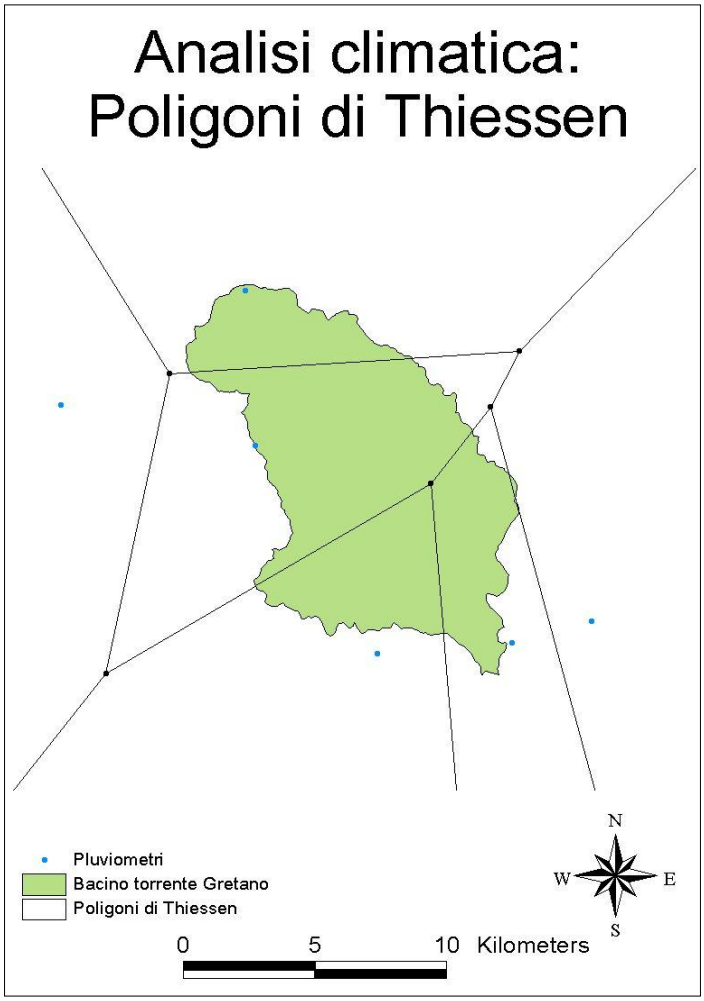


***Fig.11**: Carta dei poligoni di Thiessen.*

2.1.1 Scelta del passo temporale.

Un aspetto che ricopre un'importanza rilevante è quello che riguarda la scelta del passo temporale su cui basare i calcoli, partendo da quelli riferiti alle precipitazioni. Al fine di scegliere il passo temporale più idoneo al caso di studio, in modo tale da contenere gli errori che influenzano i risultati, viene effettuata una valutazione della deviazione standard delle medie annuali, mensili e giornaliere. La deviazione standard, o scarto quadratico medio, intesa come indice di dispersione

delle misure in esame, tende a valutare la precisione dei dati secondo la dispersione di tali intorno al valore atteso secondo la formula:

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}(x_i - \overline{x})^2}{N}}$$

dove

$$\bar{x} = \frac{1}{N} * \sum_{i=1}^{N} x_i$$

è la media aritmetica.

Per quanto riguarda la valutazione della deviazione standard riferita ad una media annuale, sono stati considerati i valori delle precipitazioni totali registrati tra il 1951 e il 1993; i valori di precipitazione riferiti ad un mese campione (novembre), per la media mensile e i valori di un singolo giorno del mese campione per la media giornaliera. Il valore di σ_x risulta pari a 171 per la media annuale, 66 per quella mensile e 8 per quella giornaliera. Valutando i risultati ottenuti la scelta più logica ricadrebbe sulla media giornaliera. Considerando comunque l'ordine di grandezza dei due parametri e la differenza, è stato scelto un passo temporale medio mensile che, se da una parte risulta essere leggermente meno preciso, dall'altra offre il vantaggio di un'analisi più rapida.

2.1.2 Precipitazioni medie

I dati messi a disposizione da idropisa per il pluviometro preso in considerazione sono riferiti ad un periodo che si sviluppa tra il 1916 e il 2004. Vengono però considerati solo i dati relativi ad un periodo di 42 anni, tra il 1951 e il 1993 con cui sono stati calcolati le precipitazioni e i giorni piovosi medi mensili. La scelta di prendere in esame un periodo più breve è dettata esclusivamente dalla mancanza di dati negli anni scartati. Di seguito viene riportata la tabella riguardante la posizione dello strumento di misura. Per la tabella dei valori di precipitazioni media mensile si rimanda all'*appendice A.1*.

Stazione	Roccastrada
Codice	2530
Comune	Roccastrada
Provincia	GR
UTM (m)	676800 E; 476437 N
GB (m)	1676747 E; 4764195 N
Quota (m)	471,58

Tab.9: Stazione pluviometrica di Roccastada.

Inoltre la precipitazione media annua risulta essere di 827,06 mm e il numero medio dei giorni piovosi all'anno risulta 114,03.

In seguito si riporta l'istogramma relativo alle precipitazioni medie mensili, in cui risultano in ascisse i mesi e in ordinate l'altezza di pioggia in mm.

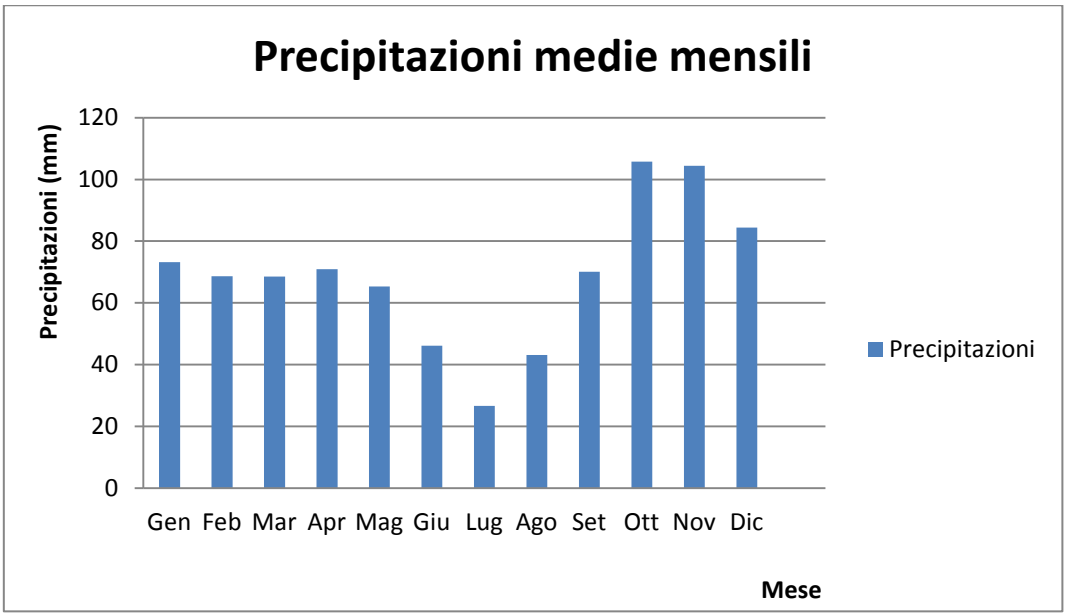


Fig.12: Istogramma delle precipitazioni medie mensili.

2.1.3 Precipitazioni estreme

Con il termine precipitazione estrema viene definito un evento di breve durata caratterizzato da una rilevante altezza d'acqua registrata. Le registrazioni vengono effettuate con passo temporale pari a 5' 10' 15' 20' 30' 1h 3h 6h 12h 24h. Vengono qui utilizzate e riportate le precipitazioni massime annue per la durata pari a 1h 3h 6h 12h 24h per un periodo pari a trenta anni non consecutivi. Anche in questo caso, causa la mancanza di dati nella maggior parte delle stazioni pluviometriche,

vengono utilizzati esclusivamente quelli riferiti allo strumento sito in Roccastrada, la cui posizione è riportata nella tabella precedente.

ANNO	1h	3h	6h	12h	24h
1928	26,50	57,00	53,40	79,60	80,50
1931	24,00	27,60	28,40	38,80	39,60
1932	17,00	20,00	24,60	31,00	51,60
1934	34,60	42,20	48,20	79,40	92,40
1936	37,00	55,00	61,90	70,30	72,00
1940	20,00	34,40	39,40	49,20	50,40
1941	18,40	27,80	41,00	44,40	52,20
1942	31,80	61,20	62,80	82,00	85,00
1943	26,00	35,20	43,60	71,40	80,60
1948	40,40	50,80	53,00	53,00	53,00
1949	18,00	29,00	35,60	44,00	51,00
1950	22,80	24,60	33,60	43,00	48,80
1952	46,20	47,80	48,40	58,20	58,20
1953	39,00	75,00	83,60	90,40	95,80
1954	21,60	27,80	27,08	29,40	38,00
1955	17,00	35,00	46,08	47,00	51,20
1956	20,00	28,00	40,00	42,20	57,80
1957	40,00	66,60	67,40	67,60	67,80
1958	50,00	64,60	69,20	70,70	74,00
1959	31,40	48,00	65,00	67,80	87,00
1960	40,00	49,20	52,40	53,40	59,00
1961	26,00	58,60	59,40	61,40	67,60
1962	15,80	24,20	28,00	31,40	46,80
1963	32,00	39,00	41,00	41,40	41,40
1964	20,40	27,00	33,00	34,08	50,00
1965	40,00	43,20	44,20	70,00	78,20
1966	34,00	64,00	104,00	159,00	252,40
1967	26,00	29,80	29,80	34,60	47,00
1968	41,00	45,60	45,80	46,00	46,40
1969	21,00	34,20	42,00	42,00	81,40
1970	40,00	66,00	71,00	73,40	73,40
1971	21,20	29,60	40,08	51,00	59,20
1972	28,80	43,60	43,60	43,80	41,20
1973	11,80	15,60	19,40	28,60	40,00
1974	13,40	26,60	27,80	44,40	47,60
1975	22,80	36,40	42,20	55,00	61,20

ANNO	1h	3h	6h	12h	24h
1976	40,60	67,00	85,00	86,40	88,80
1977	24,20	33,20	33,60	36,40	38,20
1978	16,20	25,00	30,00	38,00	46,20
1979	30,60	48,60	51,00	51,20	56,80
1980	28,40	48,60	51,80	62,40	66,40
1981	24,60	37,00	47,00	64,60	91,40
1982	24,00	36,80	38,80	42,20	53,40
1983	21,00	24,40	28,00	31,60	35,60
1984	25,00	43,60	50,40	63,40	77,00
1985	20,00	34,00	34,40	48,00	62,20
1986	26,40	36,60	38,60	59,80	60,40
1987	61,00	86,60	101,20	102,40	106,00
1988	15,50	26,30	30,00	33,50	37,40
1989	29,00	40,90	57,40	101,20	112,40
1990	13,60	25,40	28,00	41,80	54,20
1992	19,40	30,20	31,00	40,80	48,00
1993	19,80	32,40	43,00	43,60	51,80
1994	36,20	73,80	81,20	87,60	89,80
1995	24,80	50,60	78,00	78,00	79,00
1996	39,60	41,40	45,00	53,80	61,40
1997	42,60	89,60	127,80	133,20	136,60
1998	28,60	39,20	39,20	39,20	39,20
MEDIA	28,05	42,44	49,07	58,07	66,76
DEV. STD	10,26	16,72	21,37	25,14	32,53

***Tab.11**: Dati delle precipitazioni estreme con durata di 1h, 3h, 6h, 12h e 24h.*

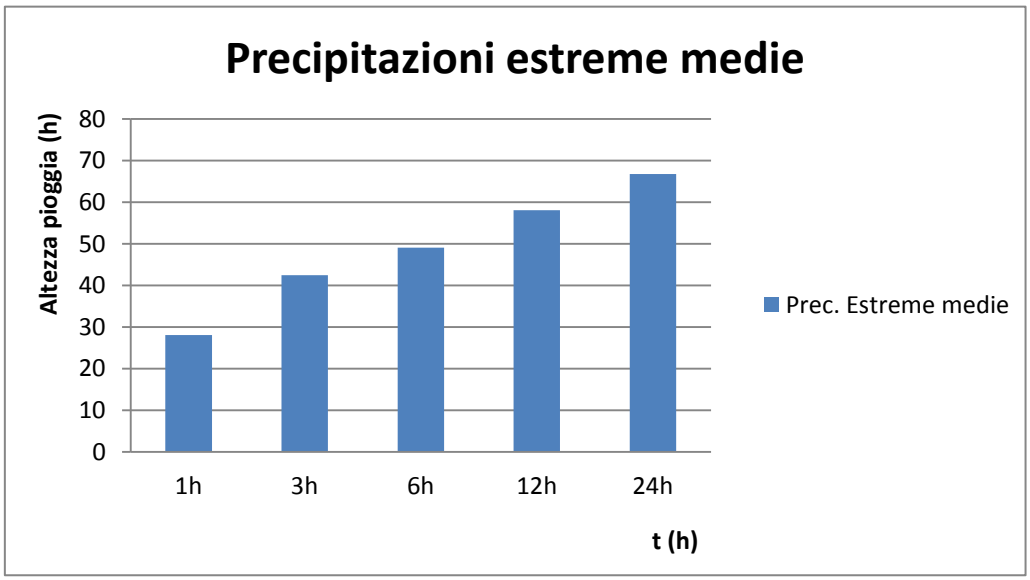


***Fig.13**: Andamento delle precipitazioni estreme.*

2.2 Termometria

I dati relativi alle temperature medie mensili, massime, minime e medie, vengono ricavati dall'archivio storico messo a disposizione dal servizio agro-meteorologico della regione Toscana dall'istituto *A.R.S.I.A.* Tali dati sono riferiti alla stazione di Roccatederighi, comune di Roccastrada, in località Meleta per il periodo compreso tra il 1990 e il 2010. Di seguito viene riportata la tabella riassuntiva dei dati e i corrispondenti grafici.

Stazione	Roccatederighi
Codice	15
Comune	Roccastrada
Provincia	GR
UTM (m)	668205 E; 4765815 N
Quota (m s.l.m.)	490

***Tab.12**: Stazione rilevamento temperatura di Roccatederighi.*

Mese	Tmax °C	Tmed °C	Tmin °C
Gennaio	9,6	4,8	0,5
Febbraio	10,5	5,3	0,1
Marzo	14	8,3	2,5
Aprile	16	10,3	4,2
Maggio	21,7	15,1	8,1
Giugno	25,2	18,1	10,4
Luglio	28,2	20,6	12,5
Agosto	28,4	20,6	12,9
Settembre	23	16,4	10,3
Ottobre	18,7	13,3	8,3
Novembre	13,1	8,6	4
Dicembre	10	5,8	1,5
Media anno	18,2	12,3	6,3

***Tab.13**: Temperature massime, medie e minime mensili.*

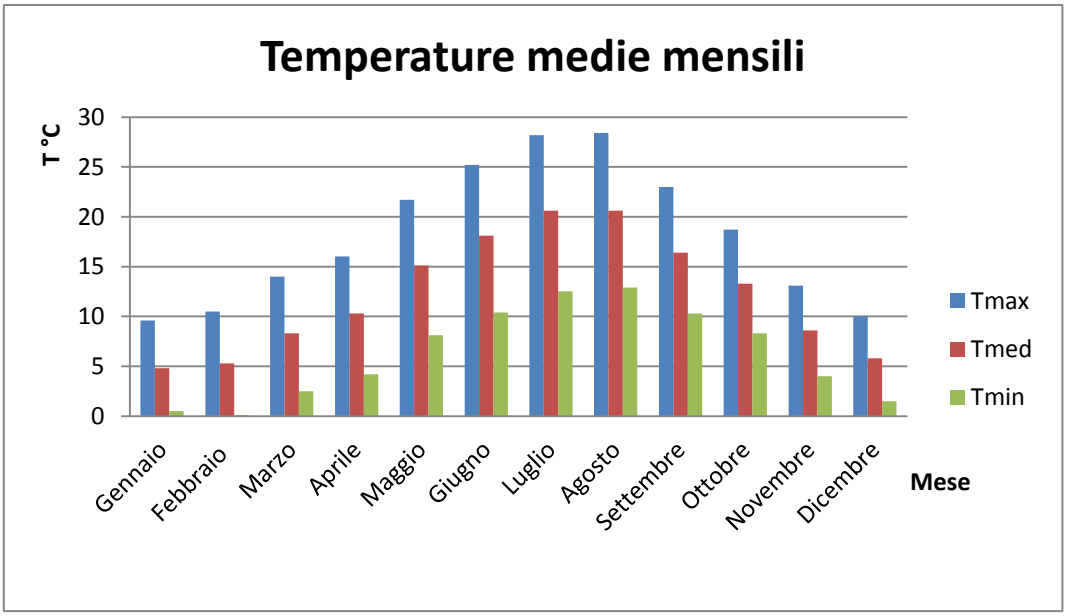


***Fig.14**: Andamento delle temperature massime,medie e minime.*

2.3 Igrometria.

Come per le temperature, i dati relativi all'umidità massima e minima su base media mensile sono stati ricavati dall' archivio storico dell'istituto *ARSIA* della regione Toscana riferiti allo strumento sopra riportato.

Mese	Umax %	Umed %
Gennaio	95,4	85,1
Febbraio	93,2	76,9
Marzo	94,4	76,9
Aprile	96,3	77,5
Maggio	97,4	76,2
Giugno	97,5	73,8
Luglio	96,2	69,8
Agosto	96,9	72
Settembre	96,7	79,5
Ottobre	97,7	86,7
Novembre	98,8	85,8
Dicembre	94,7	82,5
Media anno	96,3	78,6

***Tab.14**: Dati relativi all'umidità media mensile.*

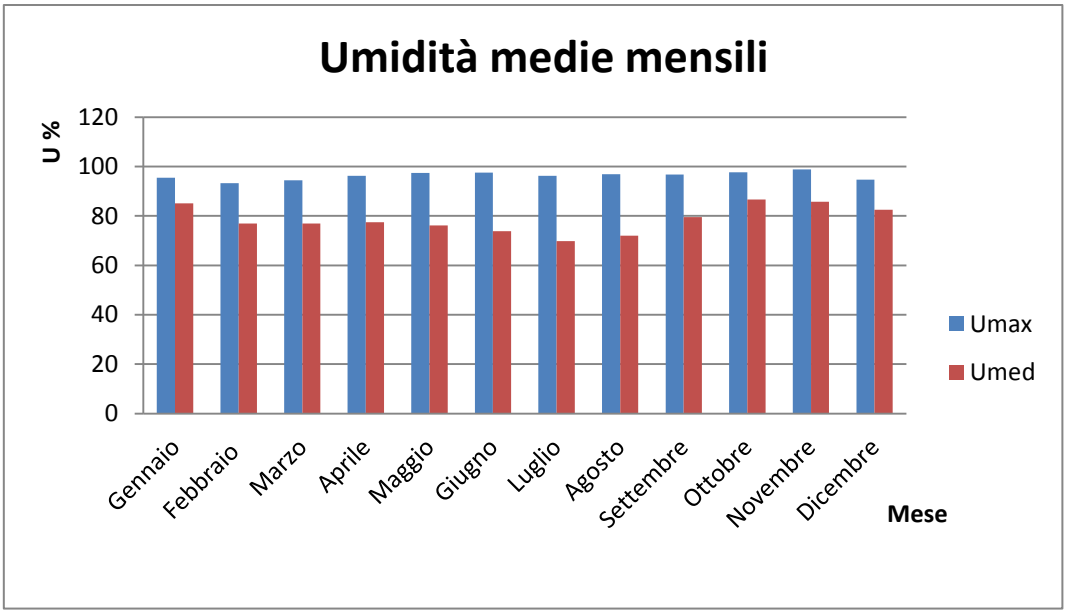


***Fig.15**: Andamento dell'umidità media mensile.*

2.4 Stima delle portate di piena.

La valutazione delle portate al colmo e dei corrispondenti volumi di piena può essere effettuata attraverso varie metodologie a seconda del tipo di dato di precipitazione a disposizione. Quando non esistono sufficienti informazioni di tipo puntuale, causa assenza di strumenti o serie storiche di lunga durata, vengono utilizzati metodi tradizionali. Tali metodi, di tipo empirico, sono basati sull'assunzione di un' analogia di comportamento fra bacini idrografici, e la loro applicazione è possibile prescindendo sia da particolari conoscenze della dinamica della formazione dei deflussi a partire dalle piogge nel corso d'acqua, che dalla disponibilità di una serie storica registrata di deflussi necessaria per l'indagine statistica sulla frequenza delle piene. Si otterranno quindi stime delle portate molto approssimate. Questo aspetto evidenza il principale limite di questi metodi e la conseguente non affidabilità dei risultati ottenuti. Al contrario in casi in cui le informazioni sulle precipitazioni registrate dagli strumenti di misura siano sufficientemente numerosi e di adeguata durata, la stima delle portate viene realizzata attraverso un modello cinematico. Il primo obiettivo di questo procedimento è l'interpretazione delle registrazioni degli eventi verificatosi nel passato al fine di ottenere la probabilità di accadimento di questi nel futuro attraverso la legge di *Gumbel*. Successivamente si ricavano le precipitazioni efficaci e infine i valori delle portate di piena nella sezione di chiusura.

2.4.1 Metodi tradizionali.

I metodi empirici principalmente utilizzati vengono suddivisi in tre gruppi fondamentali: di inviluppo, di interpolazione, e razionali. I primi valutano la portata massima nella sezione di chiusura attraverso formule in funzione di costanti caratterizzanti il bacino e la sua superficie totale. Il secondo, che fa riferimento al concetto di "portata di rischio", è costituito da formule atte a determinare una portata associata ad un tempo di ritorno e deve essere aggiornato ogni volta che una piena eccezionale supera i valori precedentemente registrati. Per questo motivo è sempre meno utilizzato. Il terzo metodo, in uso per i bacini di piccola estensione, impiega per la valutazione della portata di piena di assegnato tempo di ritorno la formula razionale: $Q_t = \frac{C i_T A}{3,6}$. La stima dei vari coefficienti (estensione del bacino *A*, coefficiente di deflusso *C* e intensità critica delle precipitazioni) viene fatta in funzione della morfologia del terreno, dei parametri geometrici e delle curve di probabilità pluviometrica. Di seguito vengono riportati i valori delle portate calcolate attraverso le formule empiriche di inviluppo relative alle caratteristiche del bacino oggetto di studio.

Formula di Marchetti:

$$q_{max} = q_{100} * \left(\frac{A}{100}\right)^{-\alpha} = 7,779\, m^3/_{Km^2 * s}$$

in cui *A* esprime l'ara del bacino in Km^2 (104,272759 Km2) α è una costante di valore $\frac{2}{3}$ e q_{100} è un parametro di taratura dipendente dalle condizioni regionali (riportate nella successiva tabella di *Marchetti*), che per il bacino in esame viene posto uguale a 8.

Corso d'acqua	Limite di superficie (Km^2)	q100
Magra-Entella	41 - 939	14,5
Arno	13 - 8186	5,0-6,0
altri	2 - 2657	8,0-13,0

***Tab.15**: Valore di q100 per la formula di Marchetti.*

Dalla formula si ricava il valore di *Qmax*:

$$Q_{max} = q_{max} * A = 811,23\, m^3/s$$

Formula di Forti:

$$q_{max} = \beta + 500 * \frac{\alpha}{A + 125} = 5{,}6249 \ {}^{m^3}/_{Km^2 * s}$$

dove *A* è l'area del bacino (104,27 Km^2), α e β sono due parametri che variano a seconda dei livelli raggiungibili dalla massima pioggia nelle 24 ore (h_{24}) come riportato nella tabella di *Forti*.

h24	200	400
α	2,35	3,25
β	0,5	1

***Tab.16**: Valori di α e β in funzione di h24.*

considerando i valori di precipitazione estrema nel nostro bacino, i parametri che meglio esprimono la nostra situazione sono quelli relativi a h24= 200 mm.

Dalla formula si ricava il valore di *Qmax*:

$$Q_{max} = q_{max} * A = 586{,}52 \ m^3/s$$

Formula di Scimeni:

$$q_{max} = 1 + \frac{600}{A + 10} = 4{,}088 \ {}^{m^3}/_{Km^2 * s}$$

dove *A* è l'area del bacino (104,27 Km^2). Tale formula si applica per bacini con area inferiore a 1.000 Km^2

Dalla formula si ricava il valore di *Qmax*:

$$Q_{max} = q_{max} * A = 426{,}313 \ m^3/s$$

Formula di Pagliaro:

$$q_{max} = \frac{2900}{A + 90} = 14{,}927 \ {}^{m^3}/_{Km^2 * s}$$

dove A è l'area del bacino(104,27 Km^2). Tale formula si applica per bacini con area compresa tra i 20 ed i 100 Km^2 e il valore di q_{max} varia tra 26,4 e 15,3.

Dalla formula si ricava il valore di *Qmax*:

$$Q_{max} = q_{max} * A = 1556{,}528\ m^3/s$$

2.4.2 Metodi concettuali a base idrologica: metodo cinematico.

Il metodo di seguito esposto può essere riassunto schematicamente secondo quanto segue:

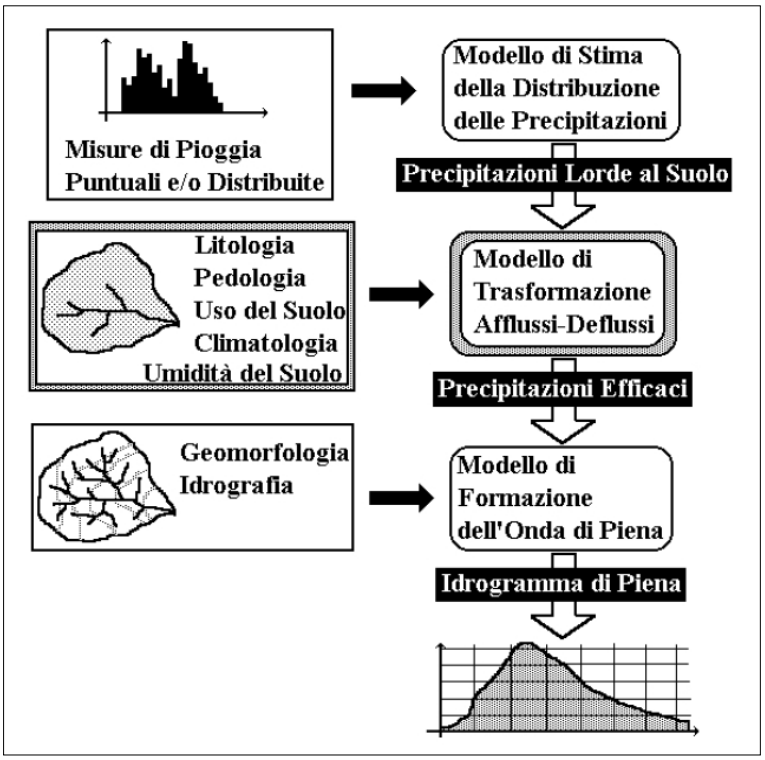


***Fig.16**: Schema di modellazione degli idrogrammi di piena(Castelli 1998)*

La prima operazione che viene eseguita è un'analisi statistica delle piogge di breve durata. Lo studio della relazione tra precipitazione estreme e il loro decorso risulta fondamentale in quanto, a differenza di quelli di elevata estensione, i bacini medio piccoli vengono sollecitati criticamente da eventi intensi ma di breve durata. Tra le varie possibilità di analisi viene utilizzata la legge di distribuzione di *Gumbel* attraverso la quale si determina la curva probabilistica di *Gumbel*. Quest'ultima può essere utilizzata per verificare l'ammissibilità della funzione di probabilità prescelta per descrivere il campione, ancor prima di stimare gli altri parametri: se il tipo di funzione di distribuzione prescelto è adatto ad interpretare le osservazioni, i punti devono addensarsi intorno

a tale curva. Il passo successivo prevede il calcolo delle altezze di pioggia per i dati tempi di ritorno e la costruzione della linea segnalatrice di probabilità pluviometrica. I dati di precipitazione, che sono stati in precedenza raccolti in tabella, vengono quindi elaborati tramite il software Excel. Per ogni stazione per le durate di *1h, 3h, 6h, 12h, 24h* si hanno campioni di dati x_1 x_2 x_3.. x_n della variabile precipitazione *X*. La distribuzione della variabile precipitazione estrema viene descritta per la stazione e per ogni durata attraverso la distribuzione di *Gumbel*:

$$F(x) = e^{\left[-e^{\left(-\frac{x-u}{\alpha}\right)}\right]} = e^{\left[-e^{(-w)}\right]}$$

dove $w = \dfrac{x-u}{\alpha}$ rappresenta la variabile ridotta della distribuzione.

I parametri α e u vengono stimati con il metodo dei momenti e risultano pari a:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6} \cdot S}{\pi}$$

$$u = \bar{x} - 0.5772 \cdot \alpha$$

in cui $\bar{x}$ rappresenta la media e *S* la deviazione standard.

I risultati vengono riportati nella successiva tabella:

	1h	3h	6h	12h	24h
MEDIA $\bar{x}$	28,052	42,438	49,075	58,069	66,757
DEV. STD S	10,255	16,724	21,374	25,138	32,528
α	7,996	13,040	16,665	19,600	25,362
u	23,436	34,912	39,456	46,756	52,118

***Tab.17**: Valori dei parametri della distribuzione di Gumbel.*

Viene ricavata adesso la "carta di probabilità", ovvero il grafico che riporta in ascissa i valori delle precipitazioni in millimetri ed il ordinata quello della variabile ridotta della distribuzione

$$w = \frac{x-u}{\alpha}$$

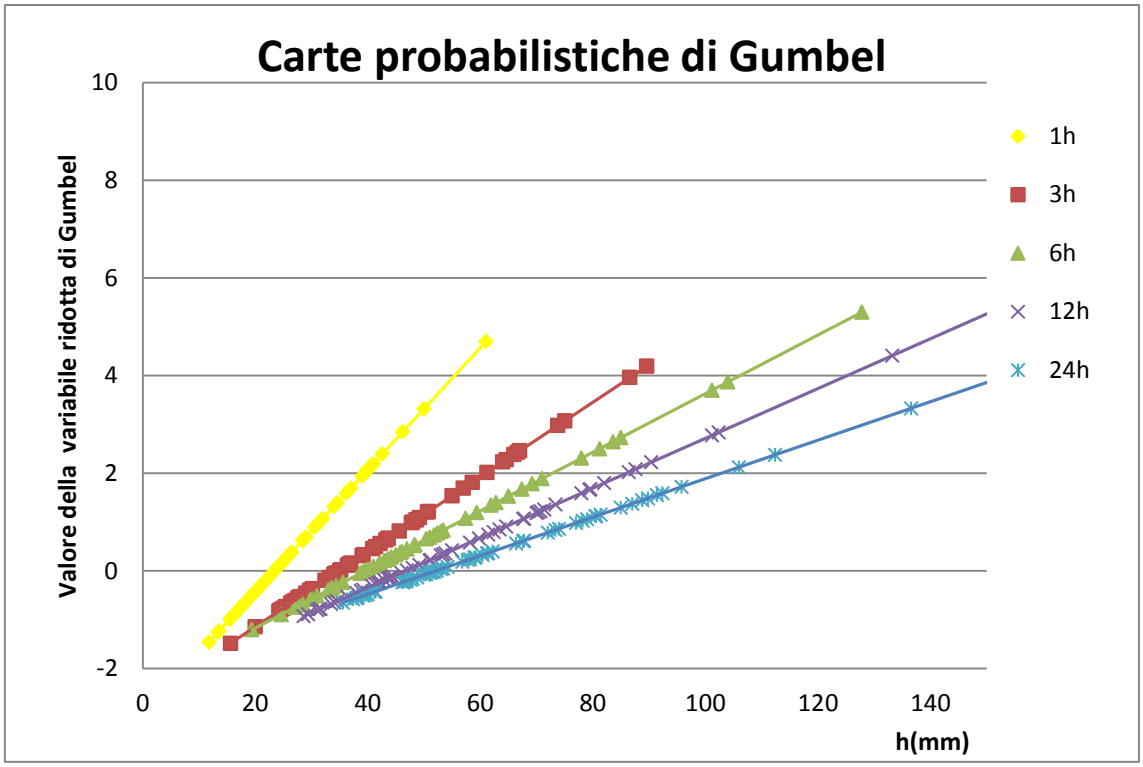


***Fig.17**: Carta probabilistica di Gumbel.*

Come già scritto in precedenza la vicinanza/lontananza dei valori calcolati dalla relativa retta di tendenza testimonia la buona/cattiva rappresentazione data dalla densità di probabilità di *Gumbel*. Come si può notare dal grafico la vicinanza dei punti alle rette di tendenza dimostra la precisione e l'ammissibilità del metodo usato. Il passo successivo permette di determinare l'altezza di pioggia, h_T, per ogni dato tempo di ritorno T. Dalla funzione di densità di probabilità di *Gumbel* si determinano i quantili di precipitazione per i diversi tempi di ritorno, che sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$w_T = -\ln\left[\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]$$

$$h_T = u + \alpha \cdot w_T$$

Di seguito vengono riportate le altezze di pioggia con tempo di ritorno *Tr* di 2, 25, 50, 100, 200 anni per ogni durata. Inoltre per la stazione in esame sono state determinate le linee segnalatrici di probabilità pluviometrica che forniscono una relazione fra altezze di pioggia e durata di pioggia una volta assegnato un tempo di ritorno *T*, ed espresse con la legge:

$$h = a \cdot t^n$$

dove *a* e *n* variano con il tempo di ritorno e sono stati stimati attraverso l'interpolazione lineare dei dati in un piano con in ascisse *log t* e in ordinate *log h*, in modo che

$$\log h = \log a + n * \log t \, .$$

Durata (ore)	h Tr2 (mm)	h Tr10 (mm)	h Tr25 (mm)	hTr 50 (mm)	hTr 100 (mm)	hTr 200 (mm)
1	26,37	41,43	49,01	54,64	60,22	65,78
3	39,69	64,25	76,62	85,79	94,89	103,97
6	45,56	76,96	92,76	104,48	116,12	127,71
12	53,94	90,86	109,45	123,23	136,92	150,553
24	61,41	109,19	133,24	151,08	168,79	186,43
Wt	4,109	4,689	4,888	5,014	5,126	5,225
a	27,856	43,603	51,546	57,441	63,295	69,128
n	0,262	0,299	0,308	0,313	0,317	0,321

***Tab.18**: Altezze di pioggia relative alle durate di 1, 3, 6, 12, 24 ore per ciascun tempo di ritorno e valori di a e n relativi alle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica.*

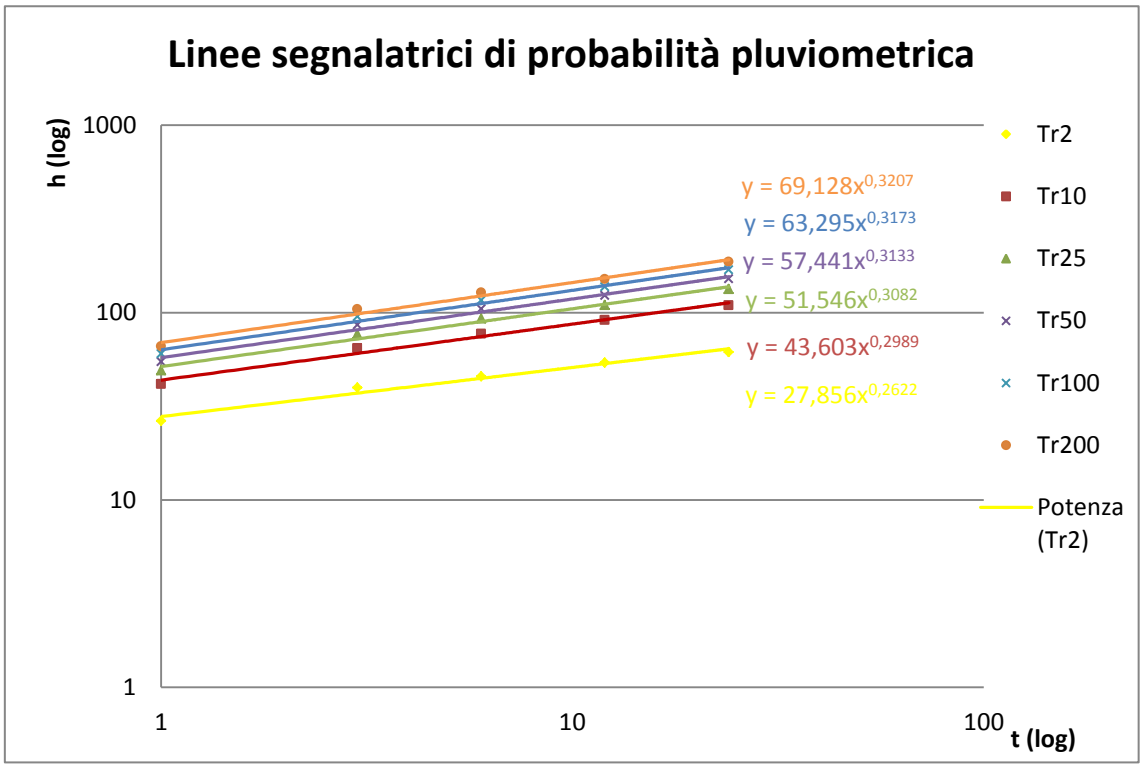


***Fig.18**: Linee segnalatrici di probabilità pluviometrica.*

Per una migliore comprensione si riportano le equazioni delle linee segnalatrici:

Tr 2 anni, $y = 27.856x^{0.2622}$;

Tr 10 anni, $y = 43.603x^{0.2989}$;

Tr 25 anni, $y = 51.546x^{0.3082}$;

Tr 50 anni, $y = 57.441x^{0.3133}$;

Tr 100 anni, $y = 63.295x^{0.3173}$;

Tr 200 anni, $y = 69.128x^{0.3207}$.

Per ogni tempo di ritorno è quindi possibile calcolare una precipitazione media sull'intero bacino di durata pari al tempo di corrivazione:

$$h = a * {t_c}^n$$

	Tr 2 (anni)	Tr 10 (anni)	Tr 25 (anni)	Tr 50 (anni)	Tr 100 (anni)	Tr 200 (anni)
h(mm)	47,15	79,45	95,69	107,74	119,67	131,60

***Tab.19**: Altezza media di pioggia per ogni tempo di ritorno.*

A partire da tale valore è possibile determinare il deflusso superficiale (o precipitazione efficace), ossia quella parte della precipitazione che scorre sulla superficie del terreno raccogliendosi nella rete idrografica. Durante l'evento di piena questa dipende oltre che dall'intensità di precipitazione anche dal coefficiente di infiltrazione e dal tempo di corrivazione. Infatti la piena si verifica se l'evento meteorologico ha una durata almeno pari al tempo di corrivazione; solamente in questo caso tutta l'area scolante contribuisce ai fini del deflusso superficiale. Il calcolo del deflusso superficiale avviene attraverso la stima delle perdite di infiltrazioni nel terreno in funzione del coefficiente di deflusso Φ, ricavato dalla carta dell'uso del suolo:

$$q = \varphi * \frac{h}{t_c} = \varphi * a * t_c^{n-1}\,(m/s).$$

assumendo un'intensità di pioggia costante sul tempo di precipitazione assunto pari a t_c (ietogramma di intensità costante). Considerando invece la conducibilità idraulica ricavata dalla mappa della geologia, l'equazione del deflusso assume la forma:

$$q = \frac{h}{t_c} - \frac{1}{A} * \sum_i A_i * min\left(\frac{h}{t_c}, K_i\right) \ (m/s)$$

In entrambi i casi si assume un'intensità di pioggia costante sul tempo di precipitazione assunto pari a t_c (ietogramma di intensità costante).

	Tr 2	Tr 10	Tr 25	Tr 50	Tr 100	Tr 200
i [mm/ora]	6,33	10,67	12,85	14,47	16,08	17,68
i[m/s]	1,76E-06	2,96E-06	3,57E-06	4,02E-06	4,46E-06	4,91E-06
q[m/s] (phi)	7,76E-07	1,31E-06	1,57E-06	1,77E-06	1,97E-06	2,16E-06
q[m/s] (K)	6,57E-07	1,51E-06	1,95E-06	2,27E-06	2,58E-06	2,90E-06

***Tab.20**: Valori dell'intensità di pioggia e deflusso superficiale per i vari Tr.*

La portata di piena per ogni tempo di ritorno viene quindi calcolata con la relativa formula razionale per entrambi i casi:

$$Q_{max}(T_r) = A * q(\varphi) = A * \varphi * a * t_c^{n-1} \ (m^3/s) \ .$$

o analogamente:

$$Q_{max}(T_r) = A * q(K) = A * (a * t_c^{n-1} - K) \ (m^3/s) \ .$$

I risultati ottenuti per ogni tempo di ritorno, vengono quindi riportati in tabella:

	Tr 2	Tr 10	Tr 25	Tr 50	Tr 100	Tr 200
Qmax[m^3/s] con phi	80,94	136,39	164,27	184,94	205,43	225,90
Qmax [m^3/s] con ks	68,55	158,02	203,01	236,37	269,4	302,47

***Tab.21**: Valore delle portate di piena per i vari Tr.*

Calcolato il valore del deflusso superficiale, attraverso un modello di formazione dell'onda di piena, viene determinato il valore nel tempo della portata di piena alla sezione di chiusura. In questa sede

viene utilizzato, per il calcolo degli idrogrammi di piena, il modello dell'idrogramma istantaneo unitario *(I.U.H)*. L'idrogramma istantaneo unitario rappresenta l'idrogramma di piena generato da un impulso istantaneo unitario di deflusso superficiale uniformemente distribuito sul bacino. Si assume un idrogramma *I.U.H.* triangolare di base pari al tempo di corrivazione t_c e valori di picco t_p e h_p pari rispettivamente a $t_c/3$ e $2/t_c$. Il calcolo e il corrispondente grafico vengono sviluppati attraverso l'utilizzo del software *Matlab 6.5* sviluppato da *MathWorks*.

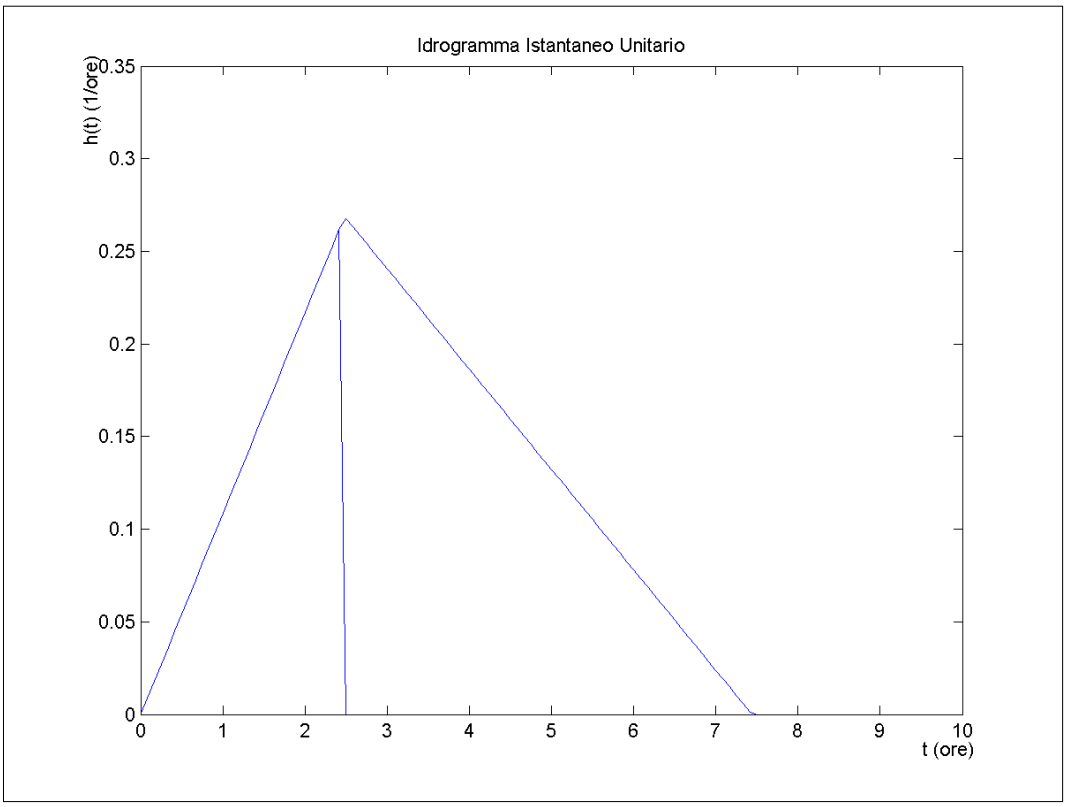


***Fig.19**: Idrogramma Istantaneo Unitario.*

Considerando il deflusso $q(\tau)$, pari a $\varphi * \frac{h}{t_c}$ e uniformemente distribuito sull'area A del bacino, vengono calcolati gli idrogrammi di piena attraverso l'integrale di convoluzione tra l'idrogramma istantaneo unitario e lo ietogramma di intensità costante per ogni tempo di ritorno. Il valore della portata nel tempo viene calcolato attraverso la formula:

$$Q(t) = A * \int_{-\infty}^{t} q(\tau) * h(t-\tau) d\tau.$$

Vengono ottenuti quindi dei grafici raffiguranti gli idrogrammi di piena dalla tipica forma a campana costituiti da tre elementi principali. Il primo tratto, che prende il nome di ramo ascendente

o curva di concentrazione è caratterizzato da un aumento sempre più ripido della portata. A questa parte dell'idrogramma corrisponde la maggiore velocità di variazione della portata. Segue il punto di colmo dell'onda di piena a cui corrisponde un tratto dell'idrogramma in cui la portata che inizialmente cresce più lentamente, dopo aver raggiunto il massimo, inizia a decrescere. Molte volte tale punto è costituito da una curva convessa verso l'alto. L'ultimo tratto, che prende il nome di ramo discendente o curva di esaurimento, è caratterizzato da una diminuzione continua, ma sempre più lenta, della portata. Il grafico di seguito riportato rappresenta gli idrogrammi nei vari tempi di ritorno del caso oggetto di studio. In ascisse viene riportato il tempo in ore e in ordinate la portata in m^3/s.

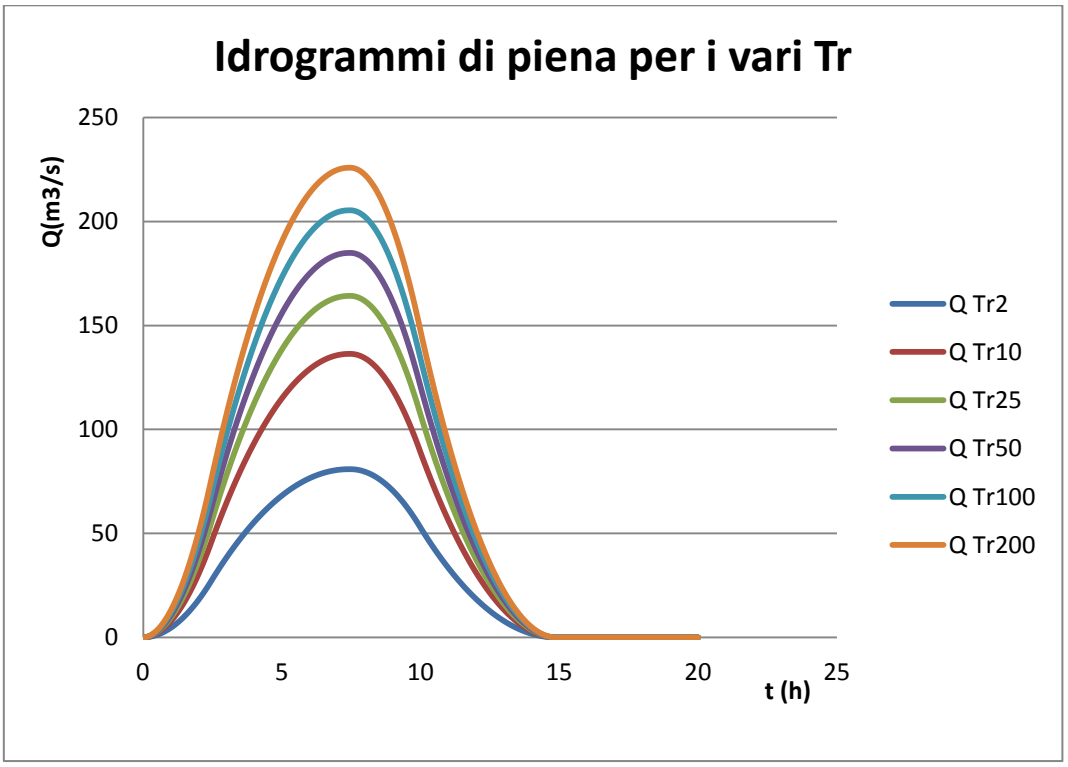


***Fig.20**: Idrogrammi di piena per tempo di ritorno 2,10,25,50,100,200 anni.*

Capitolo 3: Il bilancio idrologico medio mensile.

Attraverso il bilancio idrologico viene determinato il deflusso totale, al netto delle perdite, che giunge alla sezione di chiusura. I valori medi mensili che entrano a far parte del bilancio di massa vengono calcolati ipotizzando il bacino del torrente Gretano come un sistema chiuso dal punto di vista idrogeologico e costituito da due serbatoi rappresentanti uno il contenuto d'acqua nel suolo (*W*) e l'altro il contenuto d'acqua nelle falde (*V*). Le componenti di tale bilancio esprimono i flussi scambiati fra i serbatoi e l'esterno, secondo lo schema successivamente riportato:

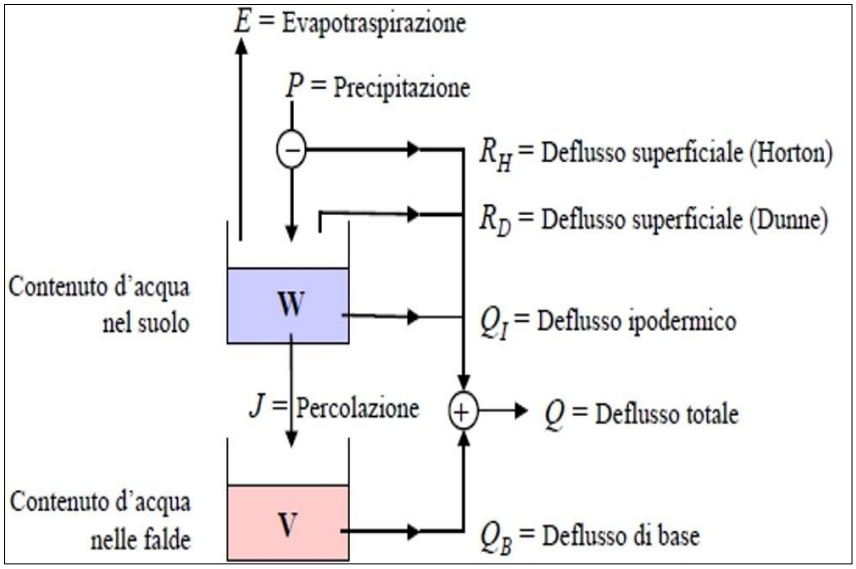


***Fig.21**: Schema di Bilancio idrologico(Castelli 1998).*

I contenuti d'acqua nel suolo e nelle falde, e le relative variazioni, sono regolati da bilanci di massa che assumo l'espressioni:

$$\frac{dW}{dt} = P - (E + R_H + R_D + Q_I + J)$$

$$\frac{dV}{dt} = J - Q_B$$

In cui viene indicato con:

P: le precipitazioni grezze in mm/mese,

E: l'evapotraspirazione in mm/mese,

Rh: il deflusso superficiale nella formulazione di *Horton* in mm/mese,

Rd: il deflusso superficiale nella formulazione di *Dunne* in mm/mese,

Qi: il deflusso ipodermico in mm/mese,

J: la percolazione in mm/mese,

Qb: il deflusso di base in mm/mese.

Di tali componenti vengono calcolati i valori mensili utilizzando un procedimento iterativo che prevede di ipotizzare due valori di primo tentativo per *W* e *V* i quali verranno aggiornati imponendo la condizione di periodicità. Prima di esaminare nel dettaglio i componenti e le relative formule si ritiene però necessaria una precisazione sulla decisione di scelta del valore del coefficiente di permeabilità utilizzato. Questo perché si ritiene che il suo valore, mediato sull'intero bacino, debba essere funzione contemporaneamente della geologia, pedologia, uso suolo e altimetria. Come si può notare dalle relative mappe, il bacino in esame presenta una chiara separazione tra la parte superiore ed inferiore per quanto riguarda tutti gli aspetti precedentemente elencati, individuabile, verosimilmente, nella linea di separazione dell'entità pedologiche. Infatti se nella parte superiore, più acclive, è predominante una copertura del suolo caratterizzata da area boschiva, che influenza maggiormente il valore dell'evapotraspirazione e una componente geologica con bassa permeabilità, la parte inferiore, più pianeggiante, è contraddistinta da un uso del suolo di tipo agricolo ed entità geologiche che permettono una maggiore infiltrazione. Per tale motivo si è ritenuto opportuno identificare la parte settentrionale con il coefficiente *Ks* riferito alla pedologia, che caratterizza la parte più superficiale del terreno, e la zona meridionale con quella della geologia, che interessa gli strati più profondi. Viene quindi utilizzato un valore del *Ks* ricavato dalla media pesata dei valori indicati dalla pedologia e geologia.

Tutti i calcoli di bilancio successivamente riportati adotteranno quindi un valore del coefficiente di permeabilità pari a:

$$K_s = 9{,}341 * 10^{-6}\, m/s.$$

Stima dell'evapotraspirazione.

L'evapotraspirazione è un fenomeno costituito dalla somma di due processi, evaporazione e traspirazione, diversi tra di loro, ma che, avvenendo contemporaneamente e sulla stessa verticale posso essere identificati con un unico valore. L'evaporazione costituisce il passaggio di stato, su una superficie liquida, dall'acqua liquida a vapore. Tale processo è quindi dipendente, oltre che dalla quantità di radiazione solare incidente sulla superficie, che trasmette l'energia necessaria, anche dalla temperatura, umidità e vento, che influenza gli scambi di calore tra aria e superficie. La traspirazione invece è un fenomeno attraverso il quale si determina il passaggio di stato dell'acqua, sulla superficie fogliare, da liquida a vapore. Anche in questo caso il fenomeno è influenzato dalle condizioni meteorologiche dell'atmosfera e si rapporta all'entità di evaporazione da una superficie liquida attraverso la densità fogliare. La misura dell'evapotraspirazione può essere effettuata attraverso metodi diretti, utilizzando lisimetri di precisione, o calcoli matematici. I primi, anche se restituiscono valori più precisi, vengono utilizzati raramente, infatti il loro impiego riguarda quasi esclusivamente il campo della ricerca agronoma. Inoltre hanno lo svantaggio di non poter misurare l'evapotraspirazione in contesti come piantagioni arboree e boschi. Il metodo di stima del valore di evapotraspirazione attraverso modelli matematici è stato, ed è tutt'oggi, oggetto di studio poiché le numerose variabili che concorrono alla sua determinazione seguono dei processi fisici non perfettamente identificabili con semplici equazioni. Ad oggi il metodo più raccomandato è quello fornito dalla *FAO*, che ha definito degli standard universalmente accettati. Nella pubblicazione prodotta dal comitato nel 1998 vengono considerati tre coefficienti di evapotraspirazione: E. potenziale, E. reale riferita a condizioni standard ed E. reale riferita a coperture non in condizioni standard. Con E. potenziale viene definito il potere evaporativo dell'atmosfera, riferito ad una superficie d'erba di riferimento di altezza uniforme (0,12m) in fase di crescita associata ad un coefficiente di albedo pari a 0,23. Tale valore, corretto attraverso coefficienti *Kc* e *Ks*, caratterizzanti ogni coltura arborea, permette di determinare l'evapotraspirazione reale. La formula introdotta dalla *FAO* per il calcolo di E.pot. su scala giornaliera, si basa sulla radiazione solare incidente e i fattori di resistenza offerti dalla coltura e dal suolo. Tale equazione, viene riportata in seguito solo a scopo illustrativo:

$$E_{pot} = \frac{0{,}408\Delta(R_n - G) + \gamma \frac{900}{T + 273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0{,}34u_2)} \; {}^{mm}/_{giorno}$$

Dove:

Rn è la radiazione netta (MJ/m^{2}d),

G è il flusso di calore ceduto al suolo (MJ/m^{2}d),

γ è la costante psicometrica (KPa/°C),

T è la temperatura giornaliera (°C),

U_2 è la velocità del vento a 2 m dal suolo (m/s),

e_s è la pressione di vapor saturo (Pa),

e_a è la pressione di vapore effettiva ad una quota di riferimento (Pa),

Δ è il gradiente di vapor saturo (Pa/°C).

Nell'impossibilità di reperire il valore di alcuni parametri fondamentali, possono essere utilizzate formule dipendenti dalla radiazione, o semi-empiriche che approssimano, sovrastimando o sottostimando, il valore dell'evapotraspirazione. Nel caso oggetto di studio, il calcolo dell'evapotraspirazione viene affrontato dapprima determinando il valore dell'evapotraspirazione potenziale attraverso la formula semi-empirica di Serra su base mensile:

$$E_{pot} = 0{,}9 * \left(100 - U_{\%,i}\right) * \left(1 - \frac{\Delta T_i}{1000}\right) * \exp\left(0{,}0644 T_{m,i}\right)\ mm/mese.$$

Dove:

$U_{\%,i}$ = Umidità relativa dell'aria (%)

ΔT_i = Sbalzo termico medio (°C)

$T_{m,i}$ = Temperatura media dell'aria (°C).

Successivamente quella della evapotraspirazione reale considerando il quantitativo d'acqua nel terreno riferito allo i-esimo mese di osservazione. Se tale valore risulta maggiore di zero E. reale

viene posto uguale a quella potenziale, altrimenti E.reale assume il valore della somma dell'E.pot e del quantitativo del volume d'acqua nel terreno, che può risultare, ai soli fini dei calcoli, minore di zero.

Stima del deflusso superficiale di Horton.

Il deflusso superficiale di *Horton* quantifica la quantità d'acqua proveniente dalle precipitazioni medie mensili, che scorre superficialmente al terreno, attraverso la formula:

$$R_H = P * exp * \left(-\frac{f_p * K_s}{P}\right) \; mm/mese.$$

Dove:

P = precipitazione media mensile riferita al i-esimo mese (mm)

f_p= probabilità di precipitazione non nulla nel periodo che risulta uguale al prodotto tra il numero dei giorni medi piovosi del i-esimo mese e i giorni totali del mese (30)

K_s= Coefficiente di permeabilità (mm/s).

Stima del deflusso superficiale di Dunne.

Stima dell'apporto di acqua che defluisce direttamente sul terreno quando questo si trova in situazione di saturazione completa.

Tale valore viene quindi stimato attraverso la differenza tra il volume d'acqua nel terreno e il suo valore massimo (*Wmax* = 159,44mm), rapportato al passo temporale mensile :

$$R_{D,i} = \frac{(Wi - Wmax)}{\Delta t}$$

Solo nel caso in cui *Wi* risulta maggiore del *Wmax*, coincidente quindi con la situazione di saturazione del terreno. Nel caso di studio non raggiunngendo mai la completa saturazione del suolo R_D risulta pari a zero per tutti i mesi.

Stima dei flussi lineari dal suolo.

Vengono determinati il deflusso ipodermico *Qi* e la percolazione *J*.

Il deflusso ipodermico che risulta essere dipendente dal contenuto d'acqua presente nel suolo il mese precedente e dal ritardo di deflusso, viene stimato tramite la formula:

$$QI_{,i} = W_{i-1} * \frac{(1-e^{-\beta\Delta t})}{\Delta t}\ mm/mese.$$

Dove:

W_{i-1}= quantità d'acqua nel suolo al mese i-esimo-1,

β = ritardo del deflusso ipodermico, stimato come $\frac{Ks}{1000} = 24{,}2128\ (1/mese)$,

Δt = il passo temporale mensile.

La percolazione *J*, o infiltrazione, è anch'essa funzione oltre che della quantità d'acqua presente nel suolo nel mese precedente a quello in considerazione, anche del coefficiente di infiltrazione *Ks*.

$$J_{i=}W_{i-1} * \frac{(1-e^{-\gamma\Delta t})}{\Delta t}\ mm/mese.$$

Dove:

W_{i-1}= quantità d'acqua nel suolo al mese i-esimo-1,

γ= ritardo della percolazione pari a $\frac{100*Wmax}{Ks} = 0{,}6585\ (1/mese)$.

Δt = il passo temporale mensile.

Stima del deflusso di base.

La stima del deflusso di base è funzione del coefficiente di permeabilità oltre che naturalmente dal contenuto d'acqua nelle falde.

$$Q_{B,i=}V_{i-1} * \frac{(1-e^{-\alpha\Delta t})}{\Delta t}.$$

Dove:

V_{i-1}= quantità di acqua presente nelle falde il mese i-esimo-1,

α= ritardo del deflusso di base, pari a: $\frac{Ks}{1000} = \frac{\beta}{10} = 2{,}4213\ \ (1/mese)$

Δt= il passo temporale mensile.

Il valore della portata totale $Qtot$ riferita al singolo mese risulterà pari quindi alla somma di:

$$Qtot = R_{H,i} + R_{D,i} + Q_{I,i} + Q_{B,i}\ (mm^3/mese).$$

Di seguito vengono riportati in forma di tabella i dati utili al calcolo del bilancio medio mensile. Per i risultati relativi al bilancio si rimanda alla tabella riportata in *appendice A.2*.

Mese	Umidità %	Tmax (°C)	Tmed (°C)	Tmin (°C)	ΔT (°C)	P(mm)	Giorni Pio
Gennaio	85,1	9,6	4,8	0,5	9,1	73,16	10,91
Febbraio	76,9	10,5	5,3	0,1	10,4	68,59	10,44
Marzo	76,9	14	8,3	2,5	11,5	68,50	10,75
Aprile	77,5	16	10,3	4,2	11,8	70,96	11,63
Maggio	76,2	21,7	15,1	8,1	13,6	65,33	10,19
Giugno	73,8	25,2	18,1	10,4	14,8	46,09	7,88
Luglio	69,8	28,2	20,6	12,5	15,7	26,64	4,09
Agosto	72	28,4	20,6	12,9	15,5	43,15	5,95
Settembre	79,5	23	16,4	10,3	12,7	70,12	7,70
Ottobre	86,7	18,7	13,3	8,3	10,4	105,72	10,46
Novembre	85,8	13,1	8,6	4	9,1	104,37	12,19
Dicembre	82,5	10	5,8	1,5	8,5	84,42	11,84
Anno	-	-	-	-	-	827,06	114,03

***Tab.22**: Dati per il bilancio idrologico.*

Viene quindi riportato il grafico riassuntivo dei principali componenti del bilancio idrologico.

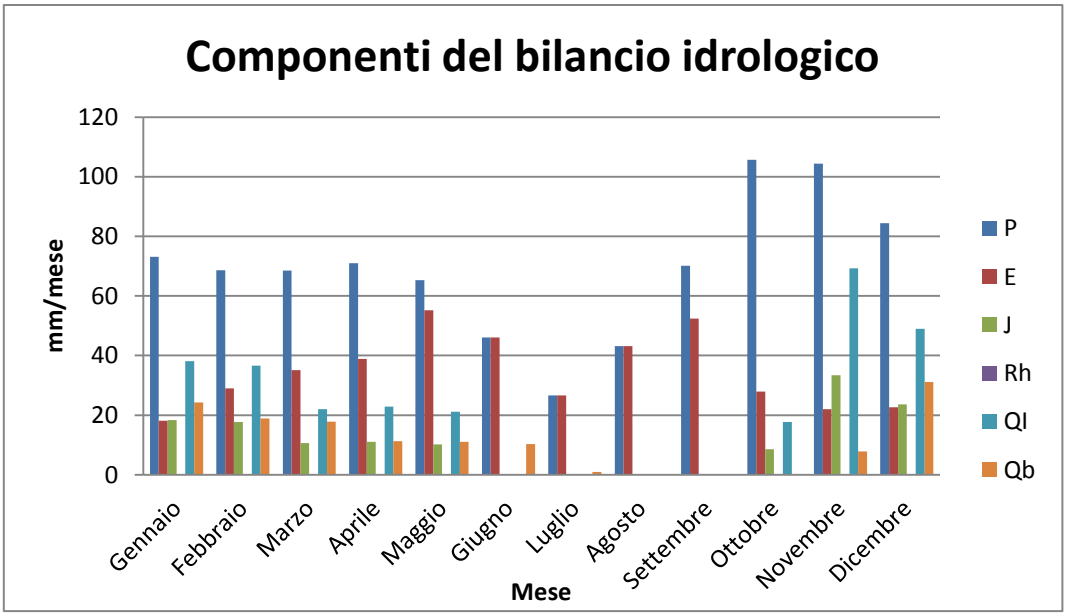


Fig.22: Componenti del bilancio idrologico.

Mese	Qtot (mm/mese)	Q (m3/s)
Gennaio	62,41	2,51
Febbraio	55,58	2,24
Marzo	39,75	1,60
Aprile	34,07	1,37
Maggio	32,14	1,29
Giugno	10,25	0,41
Luglio	0,91	0,04
Agosto	0,08	3*10E-03
Settembre	7*10E-3	3*10E-04
Ottobre	17,75	0,71
Novembre	77,06	3,10
Dicembre	80,06	3,22

Tab.24: Valori dei deflussi totali.

Viene determinato quindi il valore medio annuo di portata pari a 1,375 m^3/s.

A dimostrazione della correttezza del bilancio viene verificato che la somma del deflusso totale annuo con l'evapotraspirazione reale annuale è pari alla precipitazione annuale totale:

$$Qtot + Etot = Ptot\ (mm/anno)$$

$$410{,}0757 + 416{,}9871 = 827{,}0628\ (mm/anno).$$

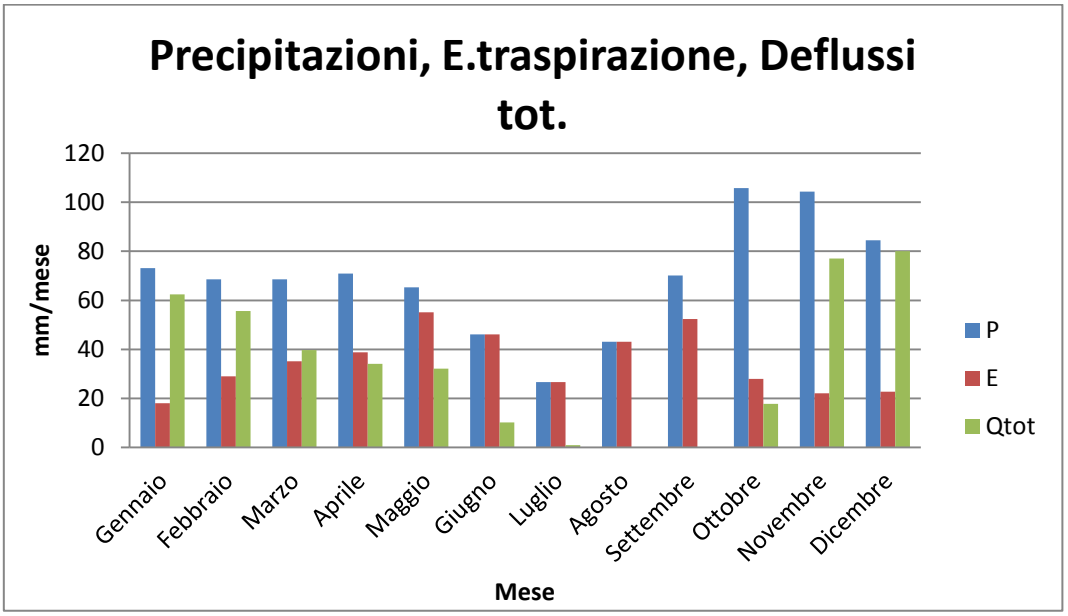


***Fig.23**: Precipitazioni, evapotraspirazione e deflussi totali.*

Capitolo 4: La Proposta progettuale d'invaso multifunzionale.

Come evidenziato nella carta dell'uso del suolo, la parte meridionale del bacino del torrente è utilizzata prevalentemente a scopo agricolo. La seguente proposta di invaso multifunzionale deriva, oltre che dalla necessità di laminare le piene per difendere le coltivazioni e le opere civili presenti nel territorio, dalla possibilità di trarre benefici da tale opera in termini di produzione energetica, antincendio boschivo o produzione di acqua per uso sia agricolo che civile. La determinazione del sito più adatto alla costruzione dello sbarramento artificiale passa dalla considerazione di alcuni aspetti legati non soltanto alla reale esecuzione del lavoro, ma anche alle spese economiche, all'aspetto geologico, alla capacità totale di invaso e alla sicurezza civile e ambientale. Esclusa la possibilità di costruire lo sbarramento nella parte inferiore del bacino per evidenti problemi legati alla conformazione del territorio, alla costante presenza di opere civili e zone sottoposte ad esproprio troppo estese, vengono riportate in seguito due proposte di intervento individuate nella parte superiore del bacino e successivamente analizzate.

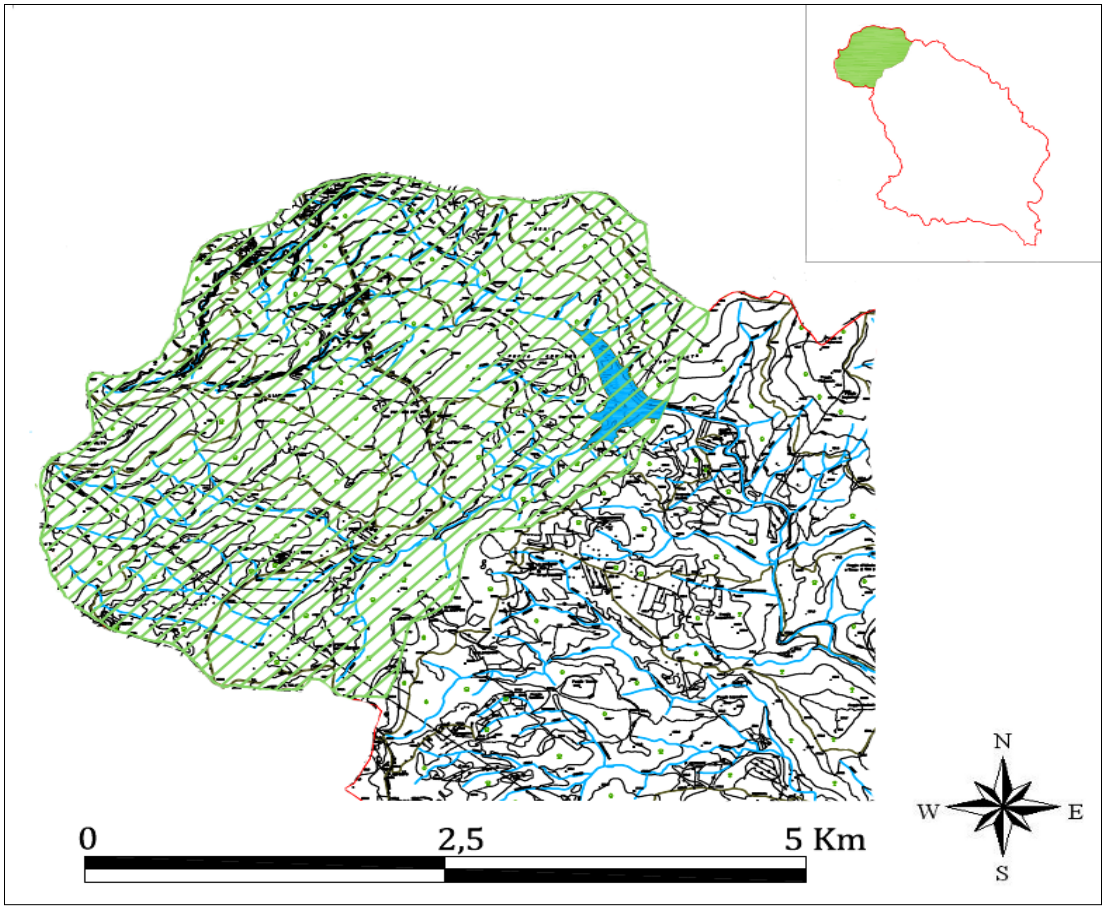


***Fig.24**:Proposta di invaso ,inquadramento invaso n°1(elaborazione da CTR Toscana).*

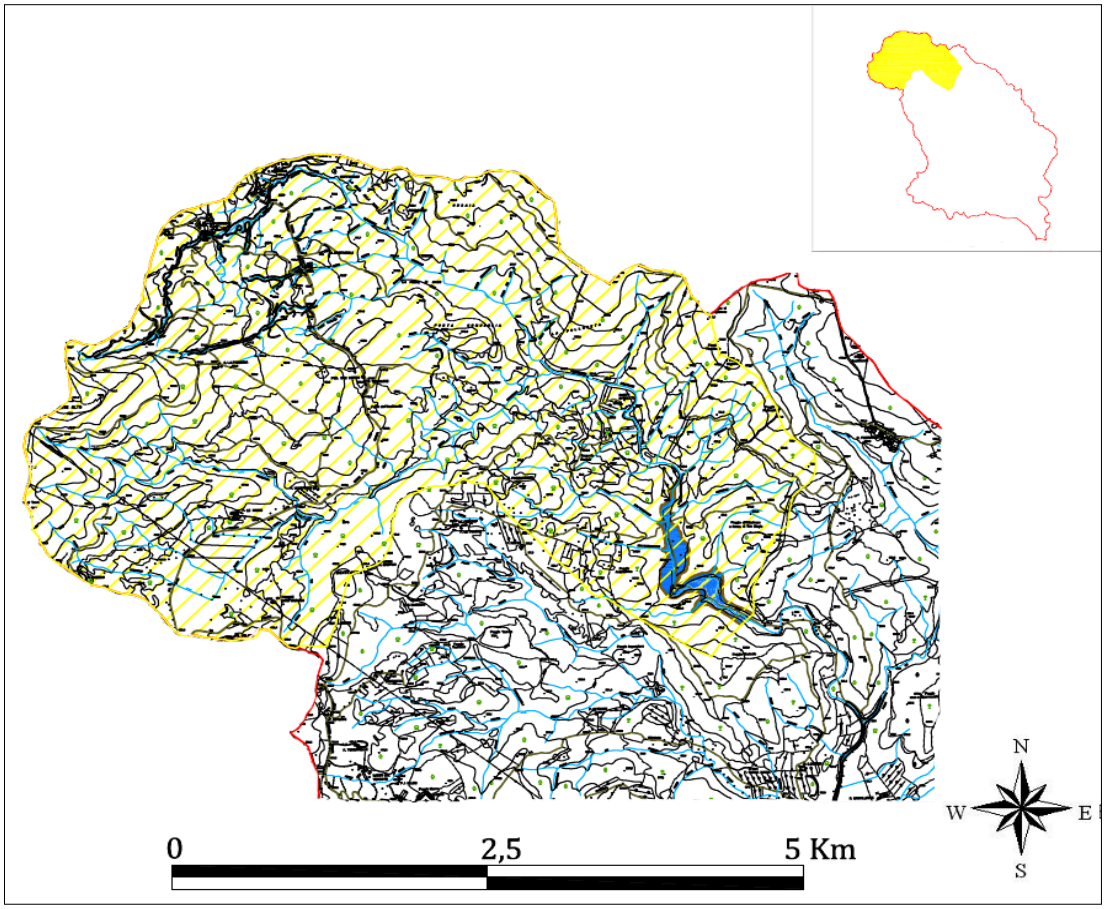


Fig.25: Proposta di invaso, inquadramento invaso n°2. (elaborazione da CTR Toscana).

Dal punto di vista geologico - pedologico entrambi gli invasi si verrebbero a formare su elementi di terreno con un grado di permeabilità bassissima, rendendo quindi le perdite per infiltrazioni non influenti. Anche sotto l'aspetto della capacità di invaso entrambe le soluzioni comporterebbero risultati simili, circa 2 milioni di metri cubi d'acqua invasati, così come l'altezza del manufatto, 26 metri per il primo, 27 per il secondo. Caratteristiche differenti invece si hanno per quanto riguarda la forma, l'area di interesse idraulico e l'aspetto civile urbanistico. La prima soluzione prevede una forma dell'invaso più compatta, che viene preferita alla seconda (lunga e stretta) per motivi legati alla manutenzione e all'ispezionabilità. Inoltre avrebbe una posizione più settentrionale, interessando quindi un'area boschiva che non prevede la presenza di costruzioni di tipo civile e strade, al contrario dell'altra la cui esecuzione comporterebbe obbligatoriamente lo spostamento di alcune sedi stradali. Il secondo tipo offrirebbe in compenso un'area di interesse maggiore. Considerando gli aspetti sopraelencati viene preferita la prima ipotesi in quanto globalmente più conveniente . Viene quindi determinato e studiato il sottobacino relativo allo sbarramento al fine di determinare un bilancio idrologico e le portate di piena che interessano l'invaso.

4.1 Caratterizzazione del sottobacino.

4.1.1 Uso del suolo.

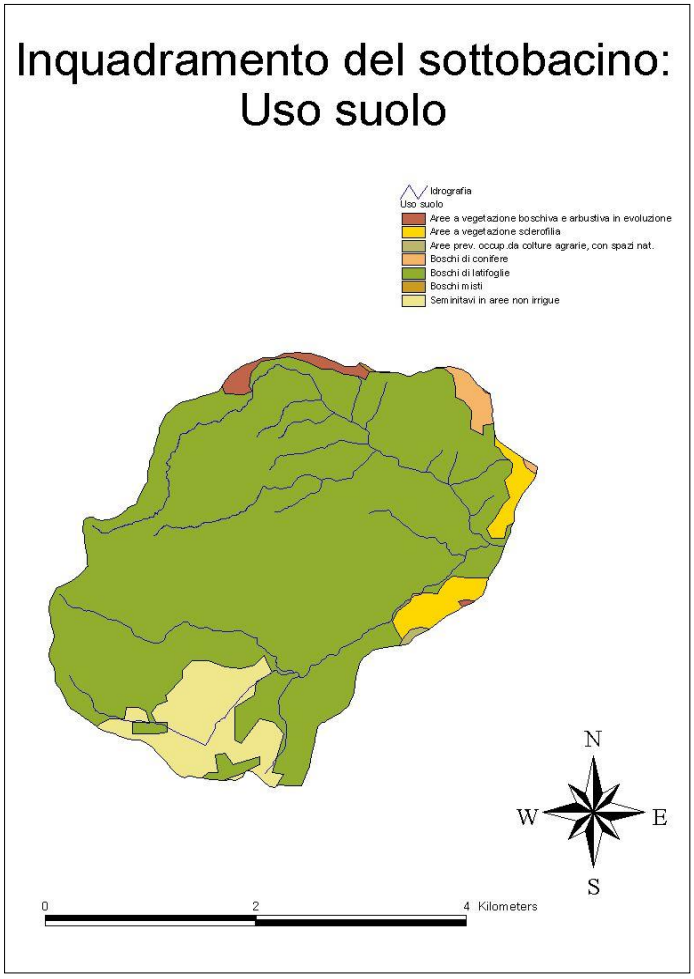


***Fig.26**:Carta dell' uso del suolo del sottobacino.*

Codice	Uso suolo	*AREA*(Km^2)	AREL (%)	φ_i	$\varphi_{i\ rel}$
211	Seminitavi in aree non irrigue	1,03	8,31	0.5	0.041
243	Aree prev. occup.da colture agrarie, con spazi nat.	2E-03	0,16	0.6	0.001
311	Boschi di latifoglie	10,63	86,01	0.4	0.344
312	Boschi di conifere	0,14	1,14	0.4	0.004
313	Boschi misti	6E-03	0,05	0.4	2E-04
323	Aree a vegetazione sclerofilia	0,39	3,17	0.4	0.013
324	Aree a vegetazione boschiva e arbustiva in evoluzione	0,14	1,15	0.4	0.005

***Tab.25**: Valori del coeff. Φ (uso suolo).*

Il valore medio del coefficiente di deflusso stimato per il bacino risulta essere:

$$\varphi = 0{,}408\ adm.$$

4.1.2 Pedologia.

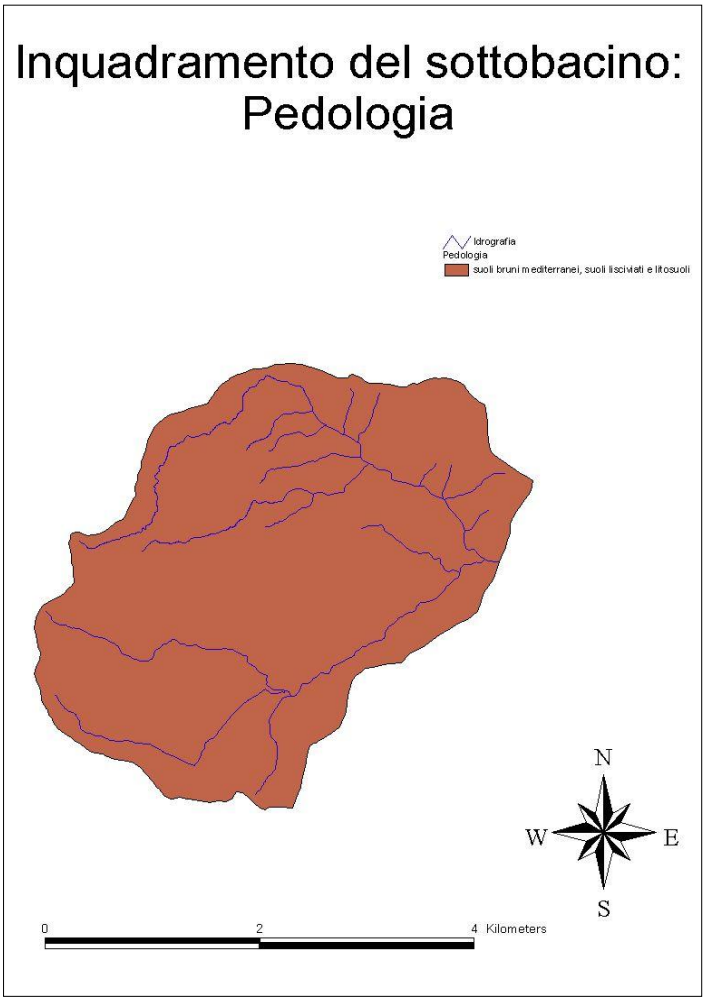


***Fig.27**: carta delle entità pedologiche del sottobacino.*

Classe	*Pedologia*	*Area*(m^2)	*Wg medio (mm)*	*Wc medio (mm)*	*Kmedia (mm/h)*	*Kmedia (m/s)*
17	Suoli bruni mediterranei, suoli lisciviati	12,89	142,49	97,37	80,75	2,24E-05

***Tab.26**: Valori dei coefficienti della pedologia.*

E' possibile pertanto determinare la capacità massima del suolo, espressa in mm per unità di area, come somma dei due differenti volumi idrici:

$$W_{max} = W_g + W_c = 239{,}87\ mm$$

4.1.3 Planimetria e idrografia.

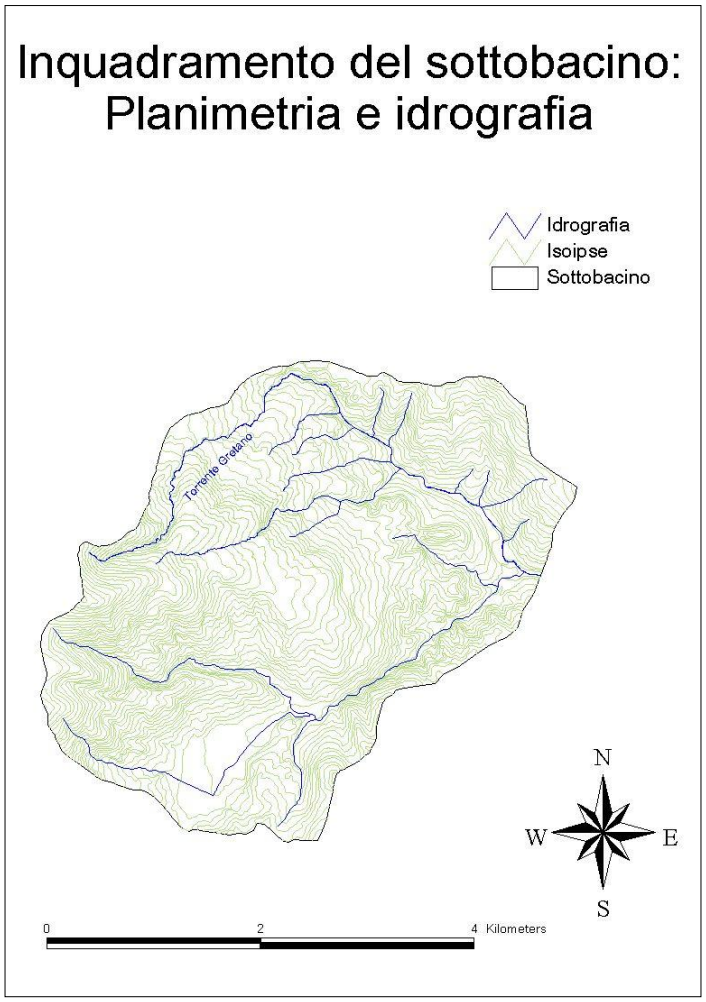


***Fig.28**: Carta planimetrica e idrografia del sottobacino.*

Area (Km^2)	A	12,63
Perimetro (Km)	P	14,54
Lunghezza asta principale(Km)	L	5,23

***Tab.27**: Dimensioni del bacino.*

4.1.4 Altimetria del bacino.

Il valore dell'altitudine media del bacino viene ricavata come visto in precedenza nello studio dell'intero bacino dalla curva ipsografica:

Quota (m)	Area progressiva (Km^2)
750	0
700	0,35
650	0,81
600	1,36
550	2,19
500	3,41
450	4,87
400	7,58
350	10,05
300	11,42
250	12,26
237	12,36

***Tab.28**: Informazioni altimetriche del sottobacino per la curva ipsografica.*

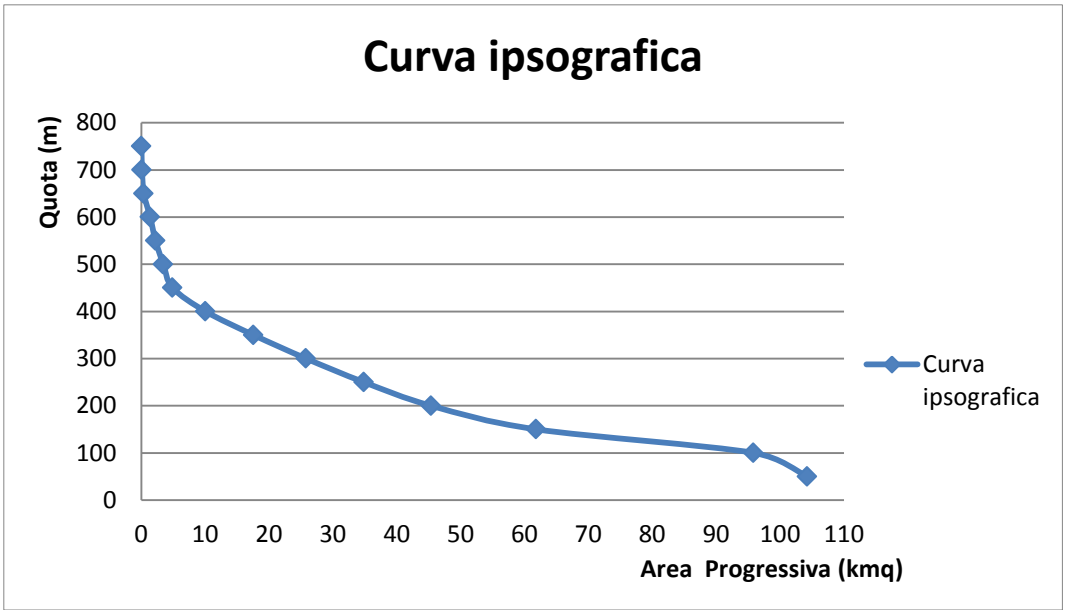


***Fig.29**: Curva ipsografica del sottobacino.*

Il valore dell'altitudine media del bacino risulta essere:

$$h_m = 444{,}78m.$$

Che riferita alla sezione di chiusura risulta:

$$Hm = 207{,}78m.$$

4.1.5 Tempo di corrivazione.

Per la determinazione del tempo di corrivazione si utilizza l'espressione di *Giandotti*:

$$t_c = \frac{\left(4 * \sqrt{A} + 1{,}5 * L\right)}{\left(0{,}8 * \sqrt{H_m}\right)}$$

In cui *A* rappresenta l'area del bacino espressa in Km^2, L la lunghezza dell'asta principale espressa in Km^2 e *Hm* l'altitudine media del bacino riferita alla sezione di chiusura, espressa in m s.l.m. e per la quale risulta :

$$t_c = 1{,}901\ h.$$

4.2 Stima delle portate di piena.

Per la determinazione delle portate di piena viene utilizzato come in precedenza il metodo cinematico, poiché risulta rispetto agli altri sopra esaminati, il più affidabile. Per i calcoli riferiti all'analisi statistica, si rimanda al capitolo 2, di seguito vengono riportati i valori delle portate di piena per i vari tempi di ritorno e i relativi idrogrammi.I risultati ottenuti per ogni tempo di ritorno, vengono quindi riportati in tabella:

	Tr 2	Tr 10	Tr 25	Tr 50	Tr 100	Tr 200
Qmax[m^3/s] con phi	24,324	38,984	46,362	51,834	57,263	62,677

***Tab.29**: Valori delle portate di piena per i vari tempi di ritorno.*

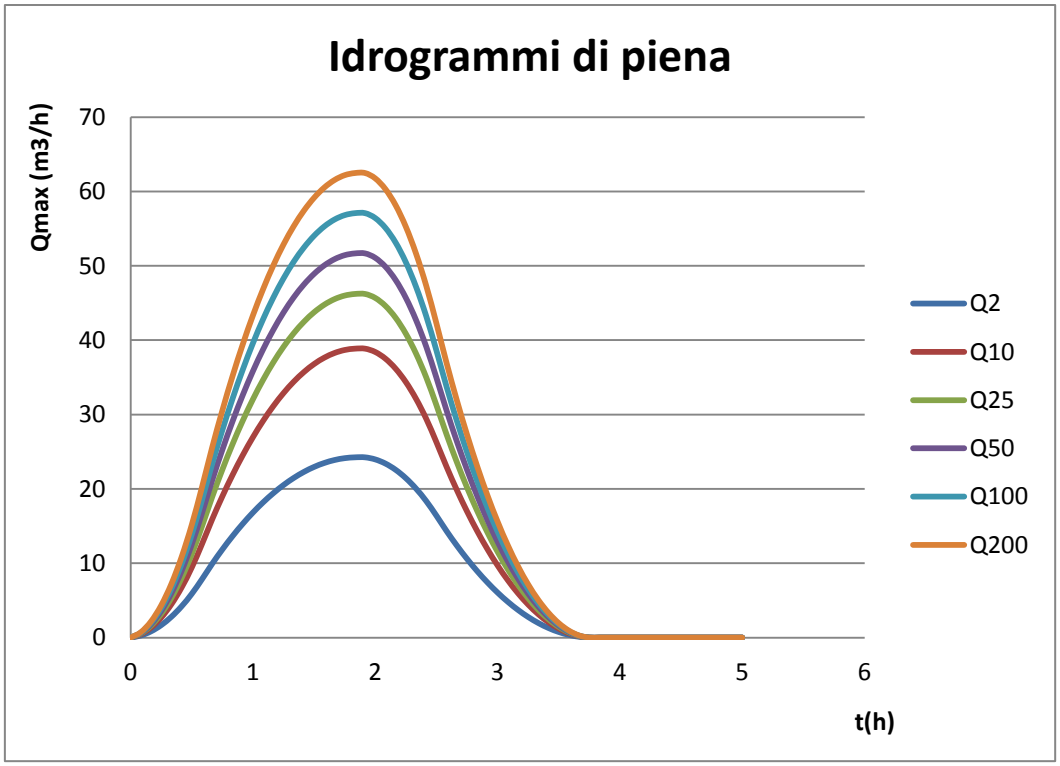


***Fig.30**: Idrogrammi di piena per i vari tempi di ritorno.*

Per ogni onda di piena, viene calcolato l'integrale dell'area sottostante il grafico per stimare il volume d'acqua che deve risultare disponibile allo scopo di laminare la piena.

V Tr2 (m^3)	V Tr10 (m^3)	V Tr25 (m^3)	V Tr50 (m^3)	V Tr100 (m^3)	V Tr200 (m^3)
166698,60	267387,80	318015,40	355841,30	392115,80	429667,20

***Tab.30**: Valori dei volumi associati alle portate di piena per i vari tempi di ritorno.*

Ai fini della regolazione e della verifica dell'invaso viene inoltre determinata la portata massima che può scorrere nel torrente senza causare esondazioni, attraverso una simulazione svolta con il programma HEC-RAS 4.1.0 (*River Analysis System*) sviluppato dal *U. S Army Corps of Engigneering I* (USACE), del *Hydrologic Engineering Center*.

4.3 Simulazione in moto permanente.

Ai fini della simulazione in HEC-RAS viene scelto un tratto di torrente di lunghezza pari a circa 12 km, che ha inizio nel punto di costruzione dell'invaso e termina a sud del ponte in località Bivio dell'Aratrice.

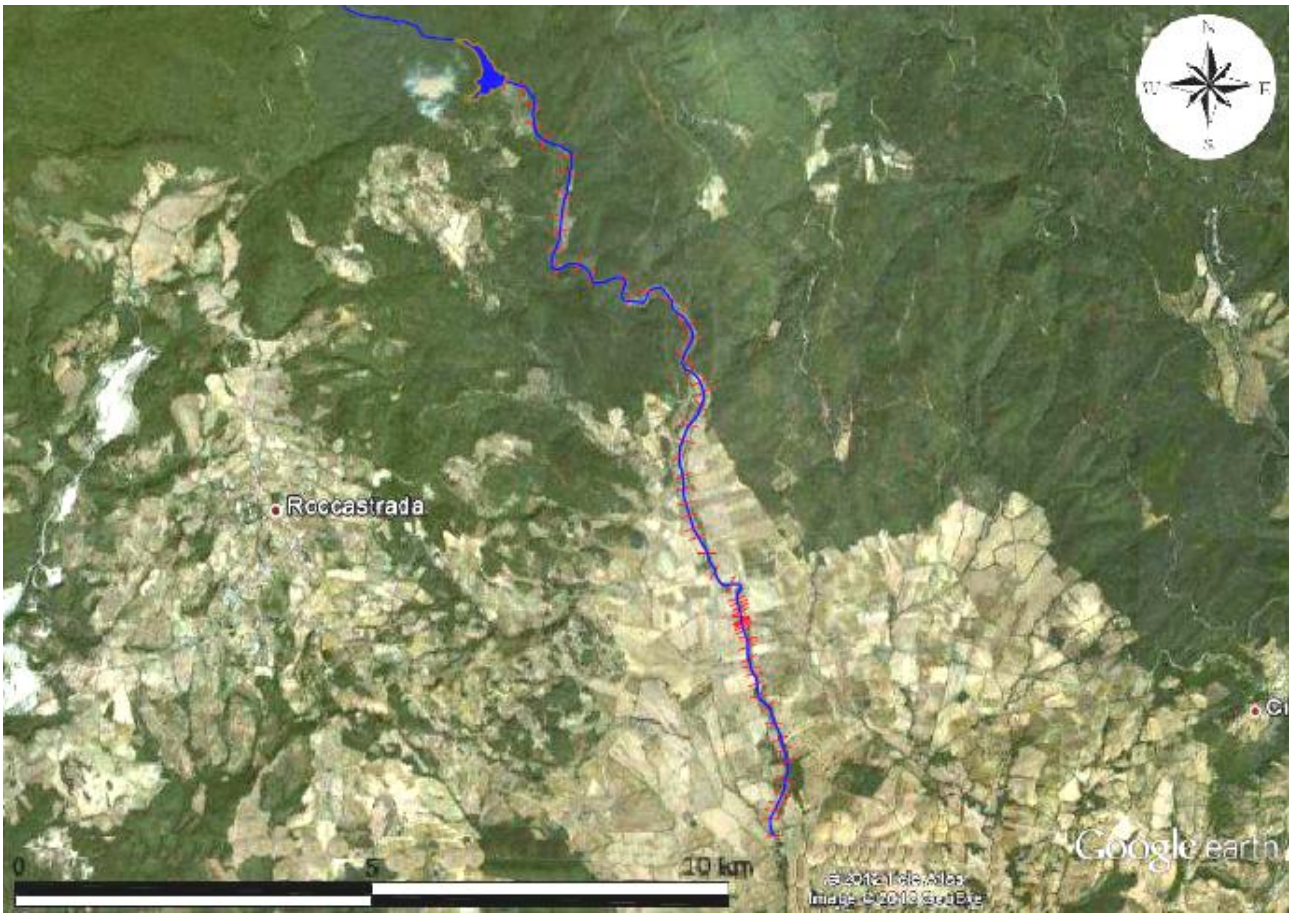


Fig.31: Sezioni sul torrente Gretano (immagine elaborata da Google Earth).

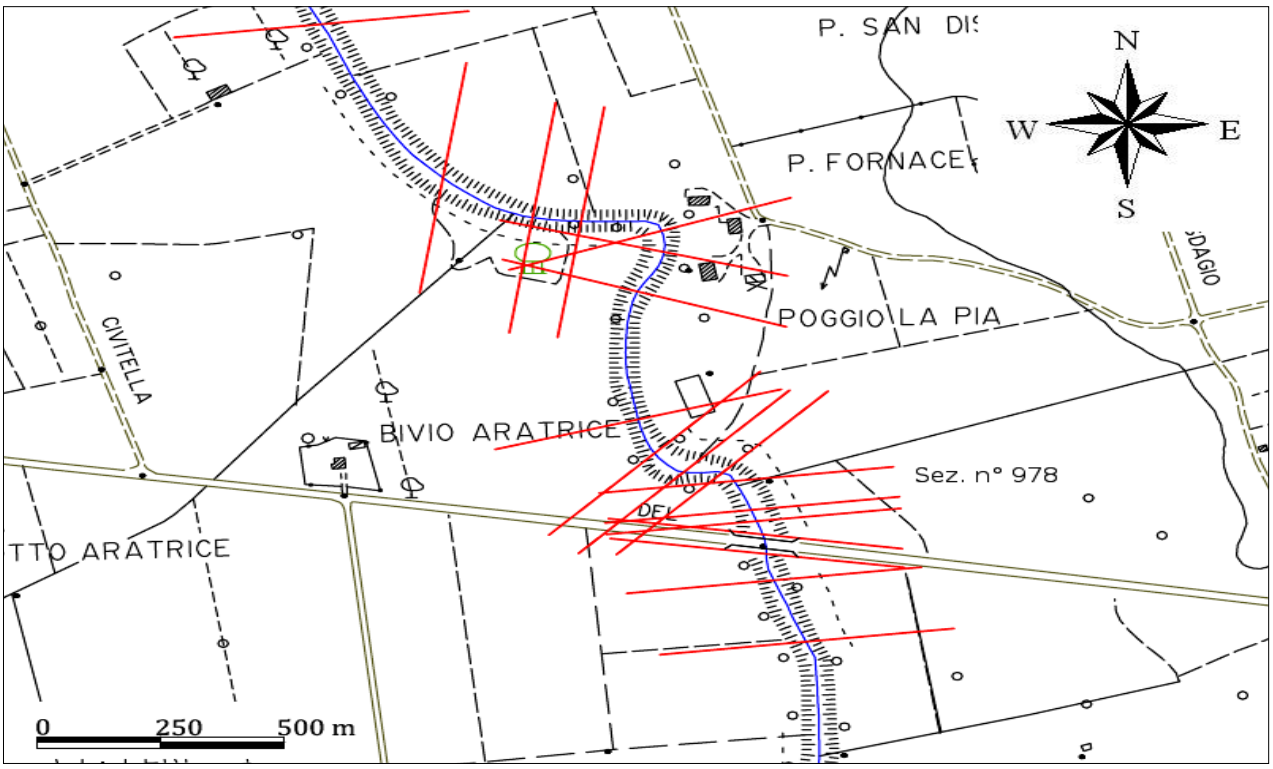


Fig.32:Particolare delle sezioni nella piana dell'Aratrice (da CTR della regione Toscana).

Tale scelta è dettata dal fatto che, essendo il ponte, un punto di particolare interesse idraulico, si vuole valutare come questo interagisce con il corpo idrico.

***Fig.33**: Foto del ponte sito in loc. Piana dell'Aratrice (Roccastrada).*

Sono state riportate settantaquattro sezioni di cui ventuno ricostruite tramite interpolazione, precedentemente rilevate dal Consorzio di Bonifica. E' stata inserita la geometria del ponte e sono stati definiti i dati per il calcolo dei profili di moto permanente come: i valori delle varie portate di piena, le condizioni al contorno (in questo caso *Critical depth*, Altezza di moto uniforme) il regime di flusso (*Mixed*) e i vari coefficienti di scabrezza di *Manning* ricavati dalla tabella presente in HEC-RAS 4.1, che caratterizzano il letto del torrente e le sponde. Viene riportata in seguito la tabella utilizzata.

Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
Natural Streams			
Main Channels			
a. Clean, straight, full, no rifts or deep pools	0.025	0.030	0.033
b. Same as above, but more stones and weeds	0.030	0.035	0.040
c. Clean, winding, some pools and shoals	0.033	0.040	0.045
d. Same as above, but some weeds and stones	0.035	0.045	0.050
e. Same as above, lower stages, more ineffective slopes and sections	0.040	0.048	0.055
f. Same as "d" but more stones	0.045	0.050	0.060
g. Sluggish reaches, weedy. deep pools	0.050	0.070	0.080
h. Very weedy reaches, deep pools, or floodways with heavy stands of timber and brush	0.070	0.100	0.150
Flood Plains			
a. Pasture no brush			
1. Short grass	0.025	0.030	0.035
2. High grass	0.030	0.035	0.050
b. Cultivated areas			
1. No crop	0.020	0.030	0.040
2. Mature row crops	0.025	0.035	0.045
3. Mature field crops	0.030	0.040	0.050
c. Brush			
1. Scattered brush, heavy weeds	0.035	0.050	0.070
2. Light brush and trees, in winter	0.035	0.050	0.060
3. Light brush and trees, in summer	0.040	0.060	0.080
4. Medium to dense brush, in winter	0.045	0.070	0.110
5. Medium to dense brush, in summer	0.070	0.100	0.160
d. Trees			
1. Cleared land with tree stumps, no sprouts	0.030	0.040	0.050
2. Same as above, but heavy sprouts	0.050	0.060	0.080
3. Heavy stand of timber, few down trees, little undergrowth, flow below branches	0.080	0.100	0.120
4. Same as above, but with flow into branches	0.100	0.120	0.160
5. Dense willows, summer, straight	0.110	0.150	0.200
Mountain Streams, no vegetation in channel, banks usually steep, with trees and brush on banks submerged			
a. Bottom: gravels, cobbles, and few boulders	0.030	0.040	0.050
b. Bottom: cobbles with large boulders	0.040	0.050	0.070

***Fig.34**:Tabella dei coefficienti di Manning (dal manuale del programma HEC-RAS).*

Il torrente è contraddistinto da una pendenza del fondo alveo abbastanza costante in tutto il tratto analizzato e presenta un andamento planimetrico caratterizzato da lunghi tratti rettilinei alternati ad altri meandri formi. Nella parte superiore scorre in una fitta vegetazione boschiva che viene sostituita da campi agricoli nella parte inferiore. L'alveo è caratterizzato dalla presenza di massi di medie e grosse dimensioni che si mescolano a ciottoli e ghiaia fine nelle strette curve dove sono presenti piccole barre laterali. Da sottolineare inoltre anche la presenza sporadica di zone caratterizzate da *riffle and pool*. Le sezioni si presentano più strette nel primo ed ultimo tratto, mentre risultano notevolmente allargate nella zona interessata dal ponte, causa anche i precedenti lavori svolti dal Consorzio di Bonifica. Vengono riportati successivamente i layout di alcune sezioni caratteristiche.

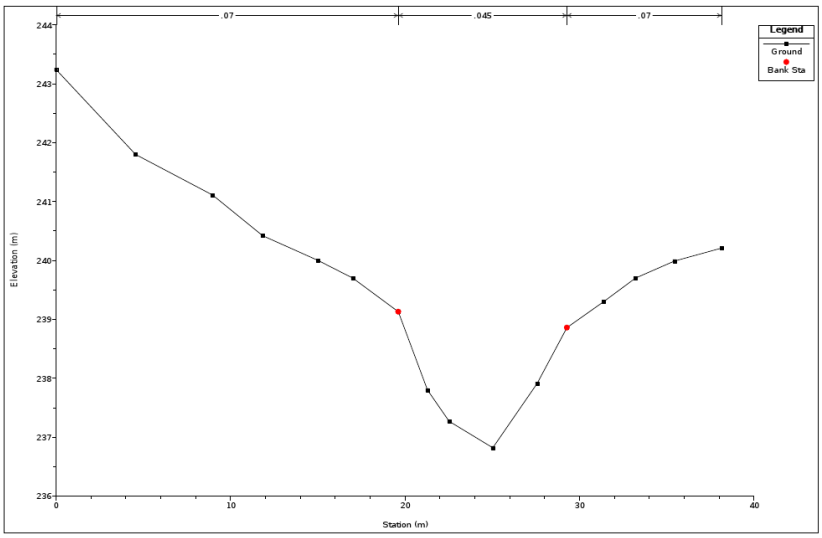


***Fig.35**: Sezione n°2000 (Hec-ras).*

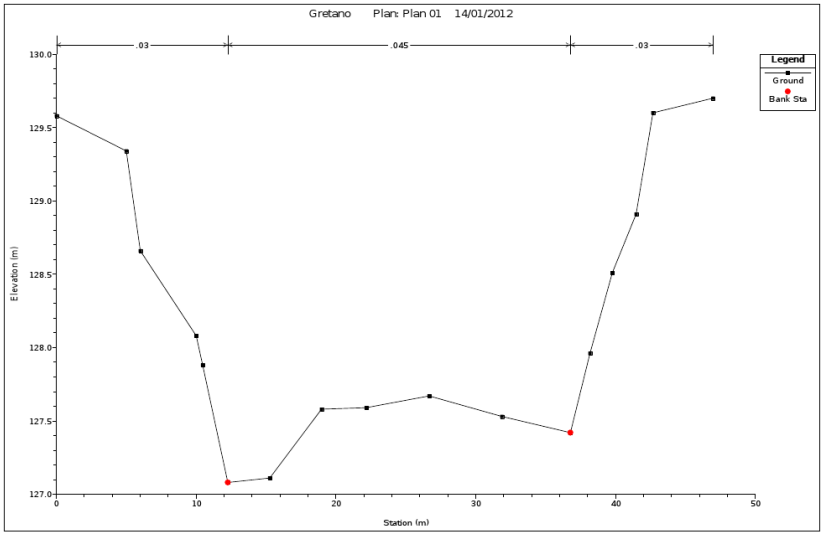


***Fig.36**: Sezione n°976(Hec-ras).*

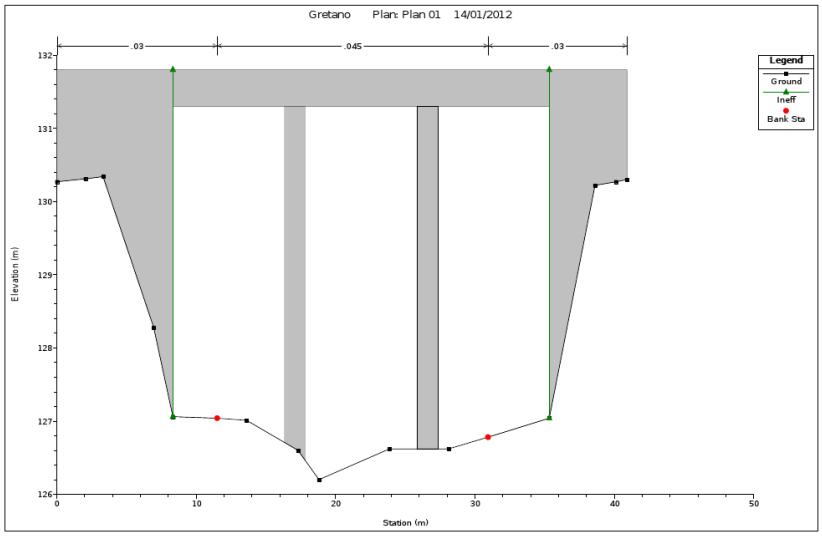


***Fig.37**: Sezione n°978(Hec-ras).*

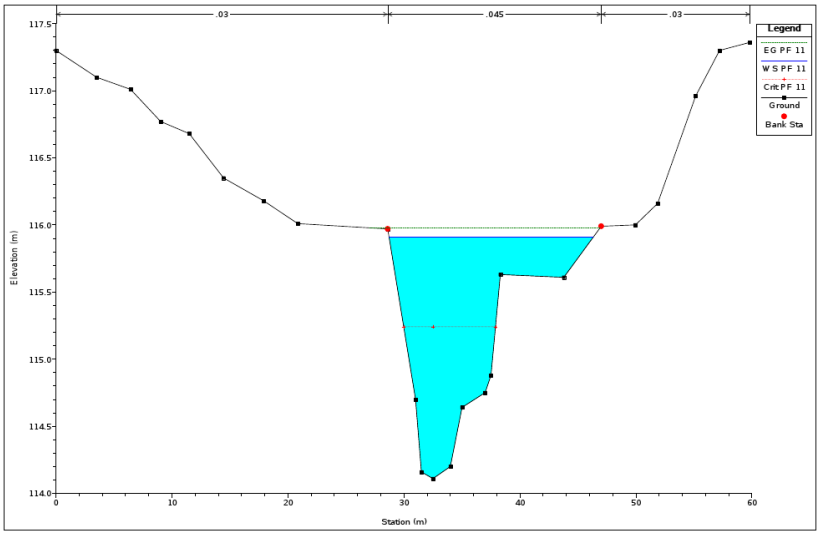


Fig.38: Sezione n°910, sezione critica (Hec-ras).

Dalla simulazione si riscontra come il ponte non influisca sui profili assunti dal corpo idrico; questo perché si ritiene che la notevole variazione della larghezza nelle sezioni a monte e a valle del manufatto, determinando una diminuzione della velocità della corrente, mitighino la sua influenza. Viene riportato successivamente il particolare del profilo caratterizzato da una portata con tempo di ritorno 200 anni.

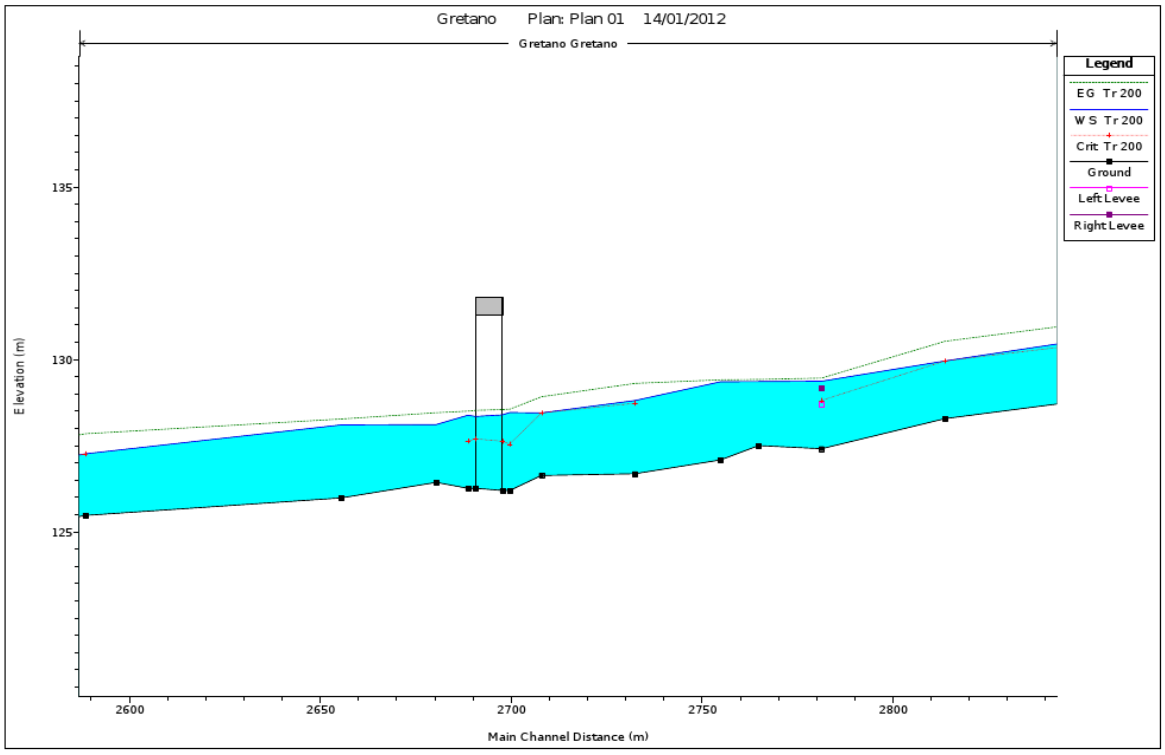


Fig.39: Particolare del ponte del profilo con Tr200 anni(Hec-ras).

Viene quindi stimata, procedendo per tentativi, la portata estrema per cui il torrente risulta verificato a valle dell'invaso, in modo tale da conoscere il valore massimo da far assumere al deflusso in caso

si necessiti di liberare parte del volume invasato. Questa portata, che viene valutata prendendo in considerazione le sezioni più critiche, risulta di 15 m3/s.

4.4 Bilancio idrologico medio mensile del sottobacino.

Il bilancio idrologico medio mensile viene calcolato attraverso il metodo precedentemente esposto al capitolo 3 ed al quale si rimanda per l'interpretazione dei vari coefficienti utilizzati. I risultati vengono ricapitolati nella tabella posta in *appendice A.3.* Successivamente vengono riportati i valori di deflusso medio mensile alla sezione di chiusura.

Qtot (mm/mese)	Q (m3/s)	V (m3)
61.75	0.29	763462.36
55.08	0.26	680950.21
39.66	0.19	490166.77
33.44	0.16	413491.24
32.12	0.15	397089.38
9.46	0.04	116913.38
0.50	2,40E-03	6215.51
1,5E-03	7,16E-06	18.55
4,48E-06	2,15E-08	0.06
17.748	0.08	219420.77
77.805	0.37	961939.19
82.281	0.39	1017280.68
tot	med	tot
409.83	0.16	5066948.09

***Tab.32**: Portate alla sezione di chiusura medie mensili.*

Il valore medio annuo di portata risulta pari a 0,163 m3/s.

A dimostrazione della correttezza del bilancio viene verificato che la somma del deflusso totale annuo con l'evapotraspirazione reale annuale è pari alla precipitazione annuale totale:

$$Qtot + Etot = Ptot\ (mm/anno)$$

$$409{,}833 + 417{,}229 = 827{,}062(mm/anno).$$

Successivamente si riporta il grafico delle portate medie mensili per l'anno medio.

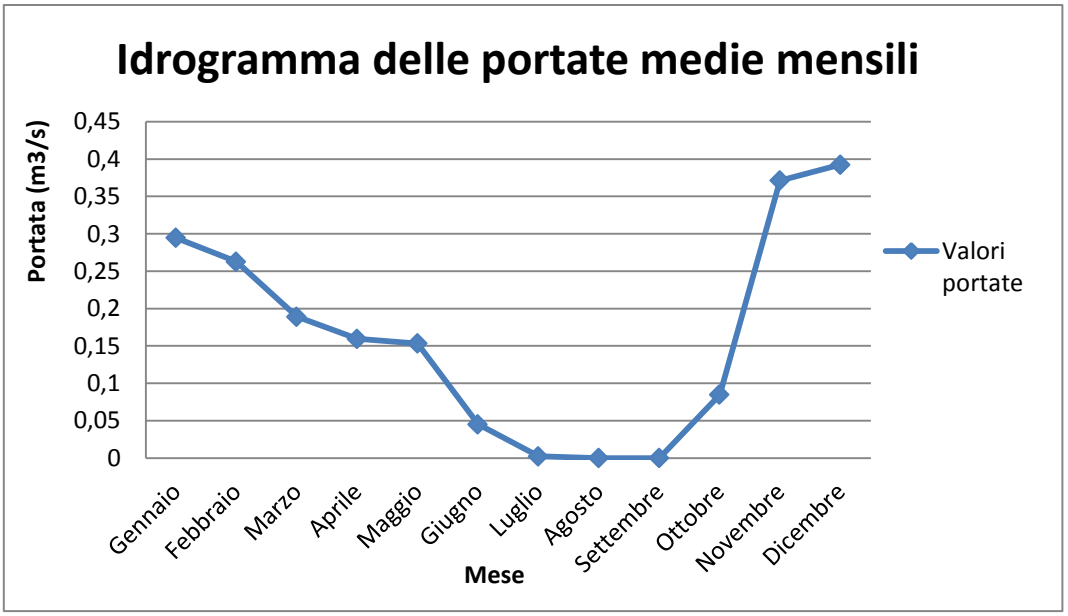


***Fig.40**: Idrogramma delle portate medie mensili.*

4.5 Verifica di massima dell'invaso e dello sfioratore laterale.

Normalmente la regolazione del volume invasato e la relativa portata da eliminare si ipotizza avvenire attraverso un sistema di luci di fondo. L'invaso viene comunque servito di un metodo alternativo per l'allontanamento delle portate in eccesso attraverso il dimensionamento di massima dello sfioratore laterale. Tale manufatto entrerà quindi in funzione nel caso di non funzionamento delle luci di fondo causa manutenzione o intasamento. In rispetto alla normativa *D.M.LL.PP* del *24/3/82* vengono quindi definite le quote di massimo invaso, ossia la quota massima a cui può giungere il livello d'acqua dell'invaso ove si verifichi il più gravoso evento di piena (escluso la sopraelevazione del moto ondoso) e quella di massima di regolazione, ossia la quota del livello d'acqua al quale ha inizio lo sfioro dagli appositi dispositivi. Si definisce per la prima un'altezza pari a 263m s.l.m. e per la seconda 260m s.l.m.. Il volume compreso tra queste due quote prende il nome di volume di laminazione. Per quanto riguarda la quota di minima regolazione e il valore del volume morto, che sono funzione dell'altezza dell'opera di presa, verranno definite in seguito in funzione della miglior ipotesi di valorizzazione della risorsa idrica. Si riportano successivamente i dati relativi alle quote e volumi dimensionati e il relativo grafico:

Quota di massimo invaso: 263m s.l.m.

Quota di massima regolazione: 260m s.l.m.

Volume di laminazione: 2367874,15 m^3.

Volume di regolazione: 1933772,13 m^3.

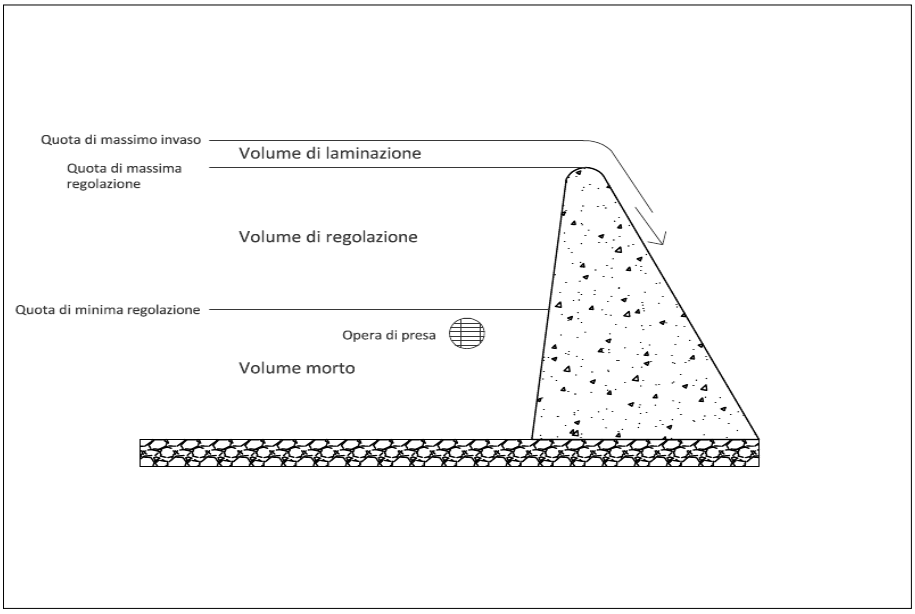


***Fig.41**: Sezione dello sbarramento e relativi volumi e quote.*

Il dimensionamento di massima dello sfioratore laterale viene eseguito ipotizzando una luce di area trapezoidale di base 10m e altezza 2,5m. Tale scelta viene fatta poiché si preferiscono manufatti larghi e bassi a quelli alti e stretti. Motivo principale risulta essere l'altezza che l'acqua raggiunge sulla soglia dello sfioratore che si preferisce mantenere, per ragioni di sicurezza, ad un livello basso. Per tale motivo, anche se può sembrare eccessivo, si ipotizzano pareti alte 2,5m poiché, al momento di un imprevisto intasamento parziale del manufatto, si dovrà contenere l'aumento dell'altezza d'acqua sulla soglia sfiorante. Supponendo quindi un valore del coefficiente di efflusso μ pari a 0,42 e utilizzando la formula che regola l'efflusso da una luce a stramazzo:

$$dQ = \mu * (h - p) * ds * \sqrt{2g * (h - p)}$$

$$(h - p) = cost.$$

$$Q = \mu * (h - p) * S * \sqrt{2g * (h - p)}$$

$$(h-p)=\sqrt[3]{\frac{Q^2}{2g*S^2*\mu^2}}$$

In cui:

S è la larghezza della soglia sfiorante,

h è l'altezza liquida sullo sfioratore in metri,

p è l'altezza sulla soglia dello sfioro in metri,

g è pari a 9,81 m/s2,

Q la portata da sfiorare in m3/s.

Si ottiene:

$$(h-p)=\sqrt[3]{\frac{15^2}{2*9{,}81*10^2*0{,}42^2}}=0{,}87m.$$

Che risulta compatibile con le dimensioni ipotizzate.

Un metodo alternativo per diminuire l'afflusso in ingresso all'invaso potrebbe essere costituito dall'introduzione di piccole briglie nei fossi affluenti al torrente. Tale soluzione comporterebbe da un lato il controllo del trasporto solido e dell'altro il possibile allontanamento di una parte della portata sfruttando il rallentamento della corrente dato dalla briglia. Il volume allontanato, attraverso canali scolmatori, potrebbe essere confluito in un corso d'acqua attiguo o in piccoli serbatoi di accumulo a scopo agricolo.

4.6 Bilancio medio mensile dell'invaso.

Con il bilancio medio mensile vengono individuati i volumi d'acqua presenti nell'invaso durante i vari mesi dell'anno al fine di determinare la legge di regolazione delle portate in uscita considerando la quota di massima regolazione. Inizialmente devono essere stabilite le leggi di correlazione tra le principali grandezze caratterizzanti l'invaso: altezza, volume e superficie d'acqua. La determinazione delle altezze viene effettuata attraverso l'estrapolazione dal *T.I.N.* delle curve di livello a distanza un metro. Per ogni valore di h viene poi calcolato il volume sottostante

alla relativa isoipsa e successivamente, tramite Autocad, vengono misurate le superfici relative ad ogni curva di livello. I dati così ottenuti vengono interpolati attraverso un polinomio in modo tale da determinare le leggi di correlazione:

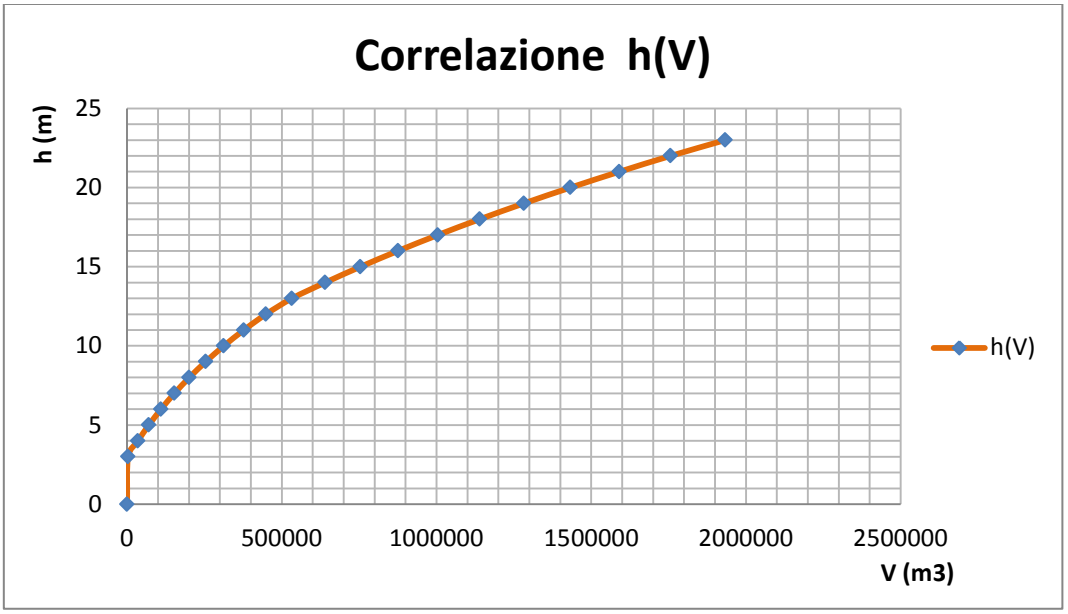


Fig.42: Grafico della correlazione tra altezza e volume.

Di equazione pari a:

$$y = -4{,}988E - 023x^4 + 2{,}344E - 017x^3 - 3{,}975E - 011x^2 + 3{,}599E - 05x + 2{,}11$$

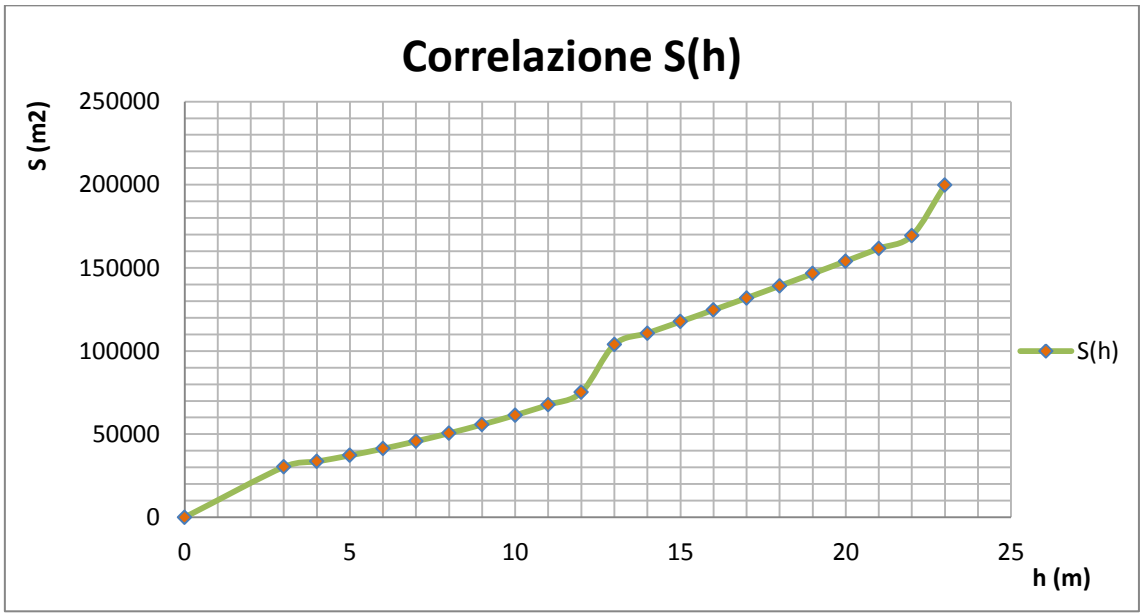


Fig.43: Grafico della correlazione tra superficie ed altezza.

Di equazione pari a :

$$y = 0{,}035x^6 - 1{,}891x^5 + 30{,}337x^4 - 72{,}474x^3 - 1632{,}6x^2 + 14836x.$$

In tale modo ad ogni volume derivante dalle portate può essere associata la relativa altezza d'acqua e superficie. Successivamente, attraverso la formula di *Visentini*, (derivante da osservazioni di piccoli laghi nel centro Italia), viene determinata l'evaporazione da uno specchio liquido per ogni mese:

$$Ev = K_V * T_m + 0{,}75 * (100 - U_m)\ mm/m^2$$

In cui K_V è una costante variabile con l'altitudine, che nel caso specifico ha valore pari a: 8,0029 (adm), (ricavata da tabella), *Tm*, rappresenta la temperatura media mensile in gradi centigradi e U_m l'umidità media relativa in percentuale.

Viene riportata in seguito la tabella riassuntiva dei valori di *Ev* per tutti i mesi:

Mese	Umidità (%)	Tmed (°)	Ev (mm/m^2)
Gennaio	85,1	4,8	49,59
Febbraio	76,9	5,3	59,74
Marzo	76,9	8,3	83,75
Aprile	77,5	10,3	99,30
Maggio	76,2	15,1	138,69
Giugno	73,8	18,1	164,50
Luglio	69,8	20,6	187,51
Agosto	72	20,6	185,86
Settembre	79,5	16,4	146,62
Ottobre	86,7	13,3	116,41
Novembre	85,8	8,6	79,47
Dicembre	82,5	5,8	59,54

***Tab.33**: Valori dell'evaporazione da uno specchio d'acqua per ogni mese.*

A tale punto è possibile determinare i volumi medi di invaso e i relativi livelli di riempimento. Vengono così definiti i volumi in eccesso da allontanare e quelli di deficit idrico. Stabiliti i valori di evaporazione e le varie correlazioni tra i valori di altezza, volume e superficie, viene eseguito un calcolo iterativo fino a determinare un valore di volume che si possa ritenere esatto con buona approssimazione. Stabilito un valore iniziale della superficie *S* di puro tentativo pari a 160.000 m^2 viene stimata la perdita del primo mese come evaporazione di prima approssimazione. Viene quindi

valutato il volume netto che affluisce al lago nello i-esimo mese come differenza tra: *Vq –Ev*. Viene poi calcolato il valore del volume del lago ad inizio mese come somma degli effetti degli afflussi netti e del volume del lago alla fine del mese precedente. Da tale valore di prima iterazione V'_{rn} si ricavano la relativa altezza d'acqua *h'* e quindi la superficie dello specchio liquido *S'*. Con quest'ultimo viene calcolato un nuovo valore dell'evaporazione *Ev''* e ripetuto il calcolo iterativo fino ad ottenere il valore del volume di invaso reale V''_{rn}. Tale procedura viene ripetuta fino ad ottenere un valore di V_{rn} soddisfacente, in questo caso V'''_{rn}. Successivamente si riportano i grafici ricapitolanti i risultati. Per la tabella si rimanda all'*appendice A.4*.

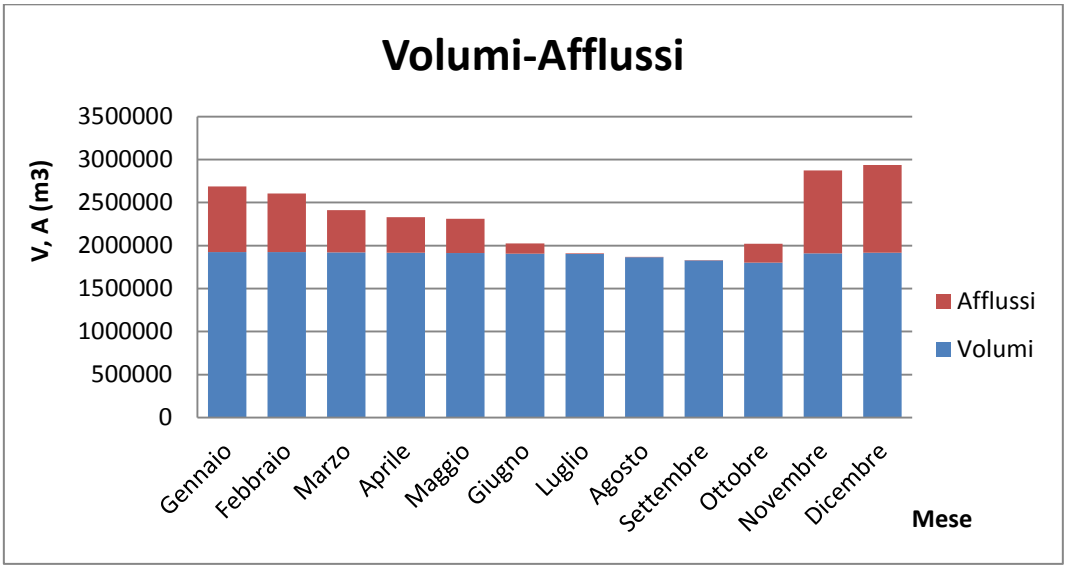


***Fig.44**: Grafico volumi-afflussi mensili nell'invaso.*

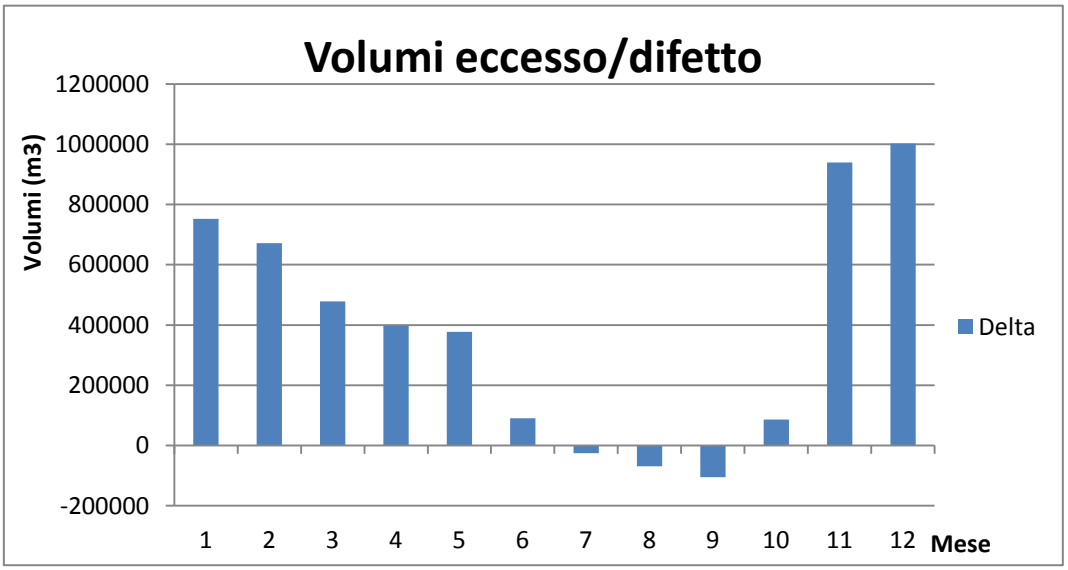


***Fig.45**: Grafico portate eccesso-difetto nell'invaso.*

In fine viene riportato il grafico riassuntivo di tutti i volumi invasati nei vari mesi dell'anno:

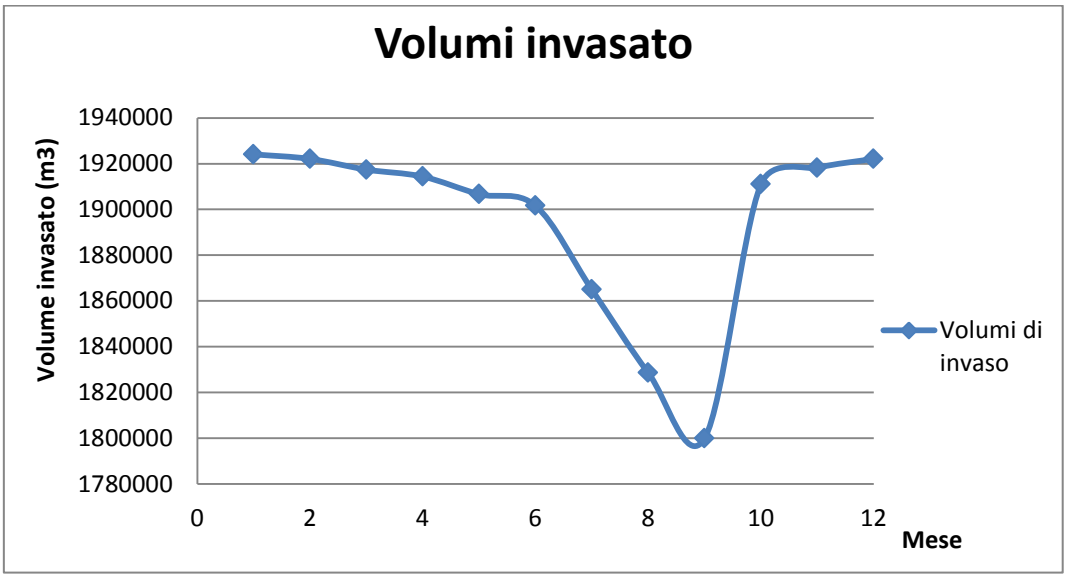


Fig.46: Grafico dei volumi invasati mensilmente.

Come evidenziato dai grafici, i maggiori volumi in eccesso da sfiorare si hanno nei mesi di novembre e dicembre con totali mensili pari a 939179,4 e 1001743 m^3 equivalenti in termini di portate a 0,3623 e 0,3865 m^3/s.

4.7 Proposta di valorizzazione della risorsa idrica.

Obiettivo primario della costruzione dell'invaso è quello di dare una soluzione al problema della laminazione delle piene, ma l'uso statico comporta soltanto uno spreco della risorsa idrica. Esso prevede infatti di lasciare disponibile, in modo costante, un volume noto per accogliere la piena, evitando così di scaricarlo a valle durante il possibile evento. Lasciare libero un volume significa però anche limitare la valorizzazione della risorsa idrica a livello energetico e agricolo. Viene quindi preferito uno sfruttamento di tipo dinamico al fine di utilizzare parte del volume invasato per la produzione di energia elettrica. Si propone quindi un piccolo impianto idroelettrico a bassa caduta senza canale di derivazione che rilascia la portata utilizzata subito a valle della diga. Data l'assenza di dati certi relativi alla portate e la conseguente impossibilità di una precisa determinazione del deflusso minimo vitale, tenendo conto degli afflussi medi mensili e della situazione idrica generale del corpo idrico, si ritiene che le portate rilasciate siano sufficienti a mantenere la naturale integrità ecologica del torrente.

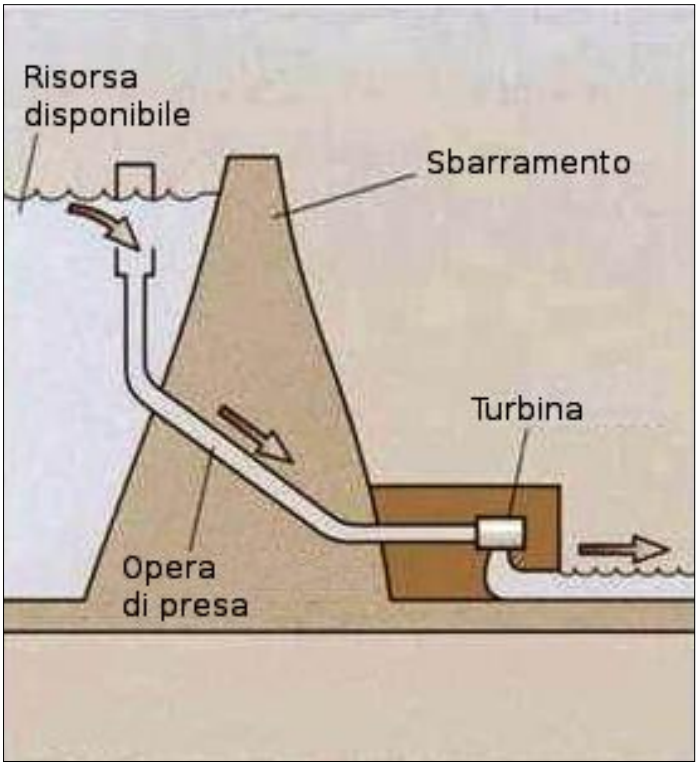


***Fig.47**: Schema dell'impianto (da ener2g.it)*

4.7.1 Scelta della turbina.

La scelta del tipo di turbina da impiegare viene effettuata considerando i principali fattori che caratterizzano le cinque proposte. Avendo salti disponibili variabili tra i 3 ed i 23 metri, portate comprese tra 0,3 e 0,9 m^3/s, e seguendo lo schema di *Fig.48* riportato in *allegato A.5.*, viene ipotizzato l'impiego di una turbina *Kaplan*. Tale macchina motrice è una turbina a flusso assiale nella quale il fluido entra in direzione assiale (rispetto all'asse di rotazione della girante) e fuoriesce sempre assialmente alla girante stessa, non subendo pertanto una rotazione durante il transito attraverso quest'ultima. In termine di salti geodetici, la *Kaplan* opera con salti massimi di 30-50 metri (in funzione della portata) fino a salti estremamente ridotti. Le portate elaborabili, in virtù dell'assialità della macchina, possono variare fino ad un massimo di 30 m^3/s. Queste turbine vengono realizzate con le pale orientabili (il numero è compreso tra 3 e 8 in funzione della grandezza) così come il distributore, pertanto il flusso risulta indirizzato al variare della portata secondo una direzione ottimale dovuto all'orientamento delle pale. Per quanto appena detto, la turbina *Kaplan* presenta un rendimento piuttosto elevato sull'intero campo di regolazione, pertanto si presta in maniera eccellente per lavorare con condizioni di portata variabili.

La possibilità di variare il calettamento delle pale rotoriche d'altra parte richiede la presenza di un sistema di orientamento delle pale all'interno della girante con conseguenti aumenti di costo rispetto ad una equivalente turbina "*Kaplan*" a pale fisse. Viene riportato in seguito un' immagine di una sezione di un impianto dotato di una turbina *Kaplan*:

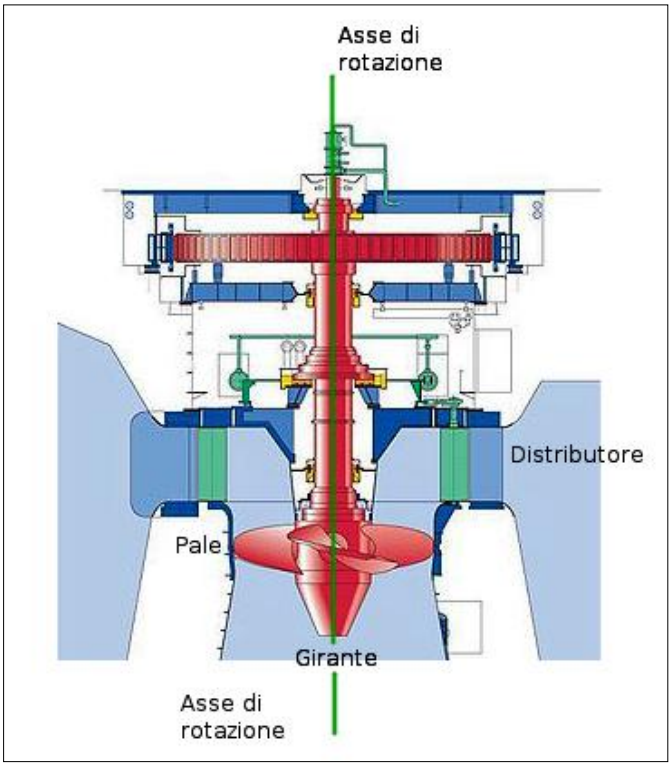


***Fig.49**: Sezione di impianto con turbina Kaplan (da appunti digitali.it)*

Successivamente vengono proposte cinque possibilità di utilizzo e attraverso il multi criterio di scelta *S.A.W.* (*Simple Addive Weighting*), viene definita l'ipotesi migliore.

4.7.2 Proposte di valorizzazione della risorsa.

Proposta n°1

Viene utilizzata come portata media mensile quella pari alle portate da smaltire mensilmente. In questo modo il salto sfruttabile sarà costantemente quello massimo sostenibile. Se però da una parte tale metodo consente di sfruttare il massimo salto in ogni mese dell'anno, la produzione di energia sarà esclusivamente funzione della portata, che nel caso di studio risulta essere massima nei mesi invernali e pari a zero nei mesi estivi, comportando quindi un non utilizzo dell'impianto durante i mesi di Giugno, Luglio, Agosto e Settembre. Inoltre il volume di invaso sarà per tutto l'anno al

massimo livello, con conseguente rischio idraulico soprattutto nei mesi più piovosi. Per la tabella si rimanda all'*appendice A.5*. Viene quindi calcolata la potenza dell'impianto per ogni singolo mese e quella totale e media annua, utilizzando la formula ricavata dal manuale dell'*ESHA* (*http://www.esha.be/*):

$$P = Q_p * H_n * \eta * 9{,}81 = (kW)$$

in cui *Qp* rappresenta la portata di progetto (portata massima offerta dall'impianto) in m^3/s, *Hn* il salto netto (che nel caso di salti piccoli viene assunto pari al salto lordo) in m, e η il rendimento globale dell'impianto (variabile tra 0,85-0,95 a seconda della grandezza dell'impianto e del tipo di turbina), nel seguente caso pari a 0,85.

Mese	Q (m^3/s)	h(m)	Pot.(kW)
Gennaio	0,29	22,82	55,25
Febbraio	0,26	22,82	49,27
Marzo	0,18	22,82	35,12
Aprile	0,15	22,82	29,15
Maggio	0,15	22,82	27,72
Giugno	0,03	22,82	6,59
Luglio	0,00	22,78	0,00
Agosto	0,00	22,68	0,00
Settembre	0,00	22,56	0,00
Ottobre	0,03	22,82	6,28
Novembre	0,36	22,82	68,93
Dicembre	0,39	22,82	73,53
Med.	0,15	22,78	29,32
Tot.	1,85	273,36	351,84

***Tab.36**: Potenze mensili medie e totali proposta 1.*

La portata di progetto viene espressa nel mese di dicembre ed è pari a 73.53 kW

Proposta n° 2

Viene utilizzata una portata di progetto pari per tutti i mesi dell'anno e verificata per il tronco di valle pari a $0{,}6 m^3/s$. Tale scelta comporta quindi che la produzione di energia sia unicamente influenzata dalla variazione del salto idraulico. Viene quindi calcolato il volume presente nell'invaso alla fine di ogni mese e viene verificato nel caso di avvenimento di un evento di piena

con tempo di ritorno di 200 anni. Per la tabella si rimanda all'*appendice A.6.* Viene quindi calcolata la potenza dell'impianto per ogni singolo mese e quella totale e media annua.

Mese	Q (m^3/s)	h (m)	Pot. (kW)
Gennaio	0,60	17,72	88,65
Febbraio	0,60	17,15	85,78
Marzo	0,60	15,82	79,16
Aprile	0,60	15,24	76,26
Maggio	0,60	15,10	75,54
Giugno	0,60	12,41	62,10
Luglio	0,60	10,81	54,07
Agosto	0,60	10,09	50,49
Settembre	0,60	9,43	47,17
Ottobre	0,60	12,36	61,85
Novembre	0,60	19,11	95,60
Dicembre	0,60	19,59	98,02
Med.	0,60	14,57	72,89
Tot.	7,20	174,83	874,68

***Tab.38**: Potenze mensili medie e totali proposta 2.*

La portata di progetto viene espressa nel mese di dicembre ed è pari a 98.02 kW

Proposta n° 3

Viene fissata un'altezza del salto che resti costante durante tutto l'anno e viene calcolata la portata mensile utilizzabile. Viene verificata la massima capacità di invaso in occasione di un evento di piena considerando il volume d'acqua presente mensilmente. La capacità produttiva dell'impianto risulterà essenzialmente dipendente dalle portate medie mensili disponibili. Per la tabella si rimanda all'*appendice A.7.* La potenza dell'impianto è calcolata per ogni singolo mese, in totale e media annua.

Mese	Q (m3/s)	h (m)	Pot. (kW)
Gennaio	0,65	17	91,34
Febbraio	0,91	17	127,61
Marzo	0,55	17	76,81
Aprile	0,52	17	72,60
Maggio	0,51	17	71,68
Giugno	0,40	17	56,44
Luglio	0,36	17	50,39

Mese	Q (m3/s)	h (m)	Pot. (kW)
Agosto	0,35	17	49,62
Settembre	0,35	17	49,18
Ottobre	0,43	17	60,70
Novembre	0,73	17	102,18
Dicembre	0,75	17	105,26
Med.	0,54	17	76,15
Tot.	6,52	201,68	913,80

***Tab.40**: Potenze mensili medie e totali proposta 3.*

La portata di progetto viene espressa nel mese di febbraio ed è pari a 127.61kW.

Proposta n° 4

Viene diviso l'anno in due periodi di durata semestrale in cui vengono mantenute costanti le portate. Nel periodo autunno-inverno, dove le portate da smaltire in termini di volumi sono maggiori, viene impiegata una *Q* pari a 0,9 m^3/s. Nel periodo primavera-estate dove i volumi in eccesso sono minori (nei mesi più caldi si hanno situazioni di deficit), viene utilizzata una *Q* pari a 0,4 m^3/s. In questa situazione la quantità di energia prodotta sarà quindi maggiormente influenzata dalle variazioni di salto nel corso dei due periodi. Viene, come nei casi precedenti, verificata la capacità d'invaso in occasione di un evento di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni. Per la tabella si rimanda all'*appendice A.8*. Viene quindi calcolata la potenza dell'impianto per ogni singolo mese e quella totale e media annua.

Mese	Q (m3/s)	h (m)	Pot. (kW)
Gennaio	0,90	10,88	81,66
Febbraio	0,90	17,00	127,55
Marzo	0,40	19,62	65,45
Aprile	0,40	19,02	63,45
Maggio	0,40	18,89	63,01
Giugno	0,40	16,86	56,22
Luglio	0,40	16,09	53,67
Agosto	0,40	15,99	53,34
Settembre	0,40	15,94	53,15
Ottobre	0,60	13,50	67,56
Novembre	0,90	13,40	100,57
Dicembre	0,90	13,94	104,65
Med.	0,58	15,93	74,19
Tot.	7,00	191,14	890,29

***Tab.42**: Potenze mensili medie e totali proposta 4.*

La portata di progetto viene espressa nel mese di febbraio ed è pari a 127.55kW.

Proposta n°5

L'impianto viene utilizzato in tutti i periodi dell'anno escluso la stagione estiva. La regolazione della portata sfruttata avviene attraverso la scelta dell'altezza che risulta di 17 m nei mesi invernali (novembre, dicembre, gennaio e febbraio) e di 12m nei restanti. L'energia prodotta è quindi funzione di entrambi i valori. L'invaso in termini di volume massimo contenibile, nei mesi di non impiego non risulta però verificato. Verrà quindi rilasciata la portata in eccesso tramite lo sfioratore laterale o tramite le luci di fondo. Inoltre dato che i livelli massimi vengono ottenuti nei mesi estivi, si ritiene che il rischio idraulico sia minimo. Per la tabella si rimanda all'*appendice A.9*. Viene quindi calcolata la potenza dell'impianto per ogni singolo mese e quella totale e media annua.

Mese	Q (m3/s)	h (m)	Pot, (Kw)
Gennaio	0,65	17	91,34
Febbraio	0,91	17	127,61
Marzo	0,76	12,04	76,80
Aprile	0,73	12,04	73,79
Maggio	0,73	12,04	73,13
Giugno	0,00	22,71	0,00
Luglio	0,00	22,81	0,00
Agosto	0,00	22,80	0,00
Settembre	0,00	22,79	0,00
Ottobre	0,65	12,04	65,26
Novembre	0,73	17	102,18
Dicembre	0,75	17	105,26
med,	0,49	17,21	59,61
tot,	5,92	206,49	715,37

***Tab.44**: Potenze mensili medie e totali proposta 5.*

La portata di progetto viene espressa nel mese di febbraio ed è pari a 127.61kW.

4.7.3 Analisi multi-criterio.

Al fine di decidere qual è la scelta migliore tra quelle proposte, viene effettuata un'analisi attraverso il criterio *S.A.W.*. Il metodo decisionale *Simple Addive Weighting* è un procedimento con informazioni sugli attributi. Ad ognuno di questi viene assegnato un coefficiente proporzionale

all'importanza la sui somma deve essere pari a uno. Per ogni ipotesi si moltiplica il valore del singolo attributo per il relativo coefficiente. L'ipotesi che risulta ottenere il valore più alto della somma dei prodotti viene indicata come la migliore. Viene definita la matrice degli attributi, esaminando gli aspetti che caratterizzano principalmente l'impianto. Considerando che per tutti i casi i costi di costruzione dei manufatti e la distanza dalla strada principale sono uguali, questi non influiscono nel metodo decisionale. Vengono scelti la potenza, il costo totale di installazione, posto uguale a 1.000 Euro per kW installato (prodotto tra potenza media e 1.000 Euro), periodo di utilizzo (considerando che in estate la richiesta di energia è maggiore), la variazione di altezza del salto (espressa come costo di manutenzione) e il rischio idraulico legato al volume di acqua presente nell'invaso. Vengono scalarizzati, attraverso la tabella riportata in seguito, gli attributi qualitativi e successivamente normalizzati tutti i valori utilizzando per quelli con finalità di beneficio:

$$R_{ij} = \frac{X_{ij}}{maxX_{ij}}$$

E quelli di costo:

$$R_{ij} = 1 - \left(\frac{X_{ij}}{maxX_{ij}}\right)$$

Valore qualitativo	Valore quantitativo
Alto	5
Medio-Alto	4
Medio	3
Medio-Basso	2
Basso	1

***Tab.45**: Scalarizzazione dei parametri qualitativi.*

Rischio idraulico	Valore quantitativo
Ipotesi 1	5
Ipotesi 2	4
Ipotesi 3	3
Ipotesi 4	3
Ipotesi 5	4

***Tab.46**: Scalarizzazione dei parametri qualitativi (rischio idraulico).*

Periodo utilizzo	Valore quantitativo
Ipotesi 1	1
Ipotesi 2	4
Ipotesi 3	3
Ipotesi 4	3
Ipotesi 5	1

***Tab.47**: Scalarizzazione dei parametri qualitativi (periodo utilizzo).*

Costo manutenzione	Valore quantitativo
Ipotesi 1	1
Ipotesi 2	4
Ipotesi 3	1
Ipotesi 4	3
Ipotesi 5	2

***Tab.48**: Scalarizzazione dei parametri qualitativi (costo manutenzione).*

Viene quindi riportata la tabella dei valori normalizzati:

IPOTESI	Qp (m3/s)	Qmed(m3/s)	Pot Tot/anno (kW)	Costo (euro)	Costo man.	Periodo utilizzo	Rischio
-	-	-	beneficio	costo	costo	beneficio	costo
1	0,39	0,15	0,38	0,61	0,75	0,25	0
2	0,60	0,60	0,96	0,04	0	1	0,2
3	0,91	0,54	1	0	0,75	0,75	0,4
4	0,90	0,58	0,97	0,03	0,25	0,75	0,4
5	0,91	0,49	0,782844295	0,22	0,5	0,25	0,2

***Tab.49**: Valori normalizzati per l'analisi multicriterio.*

Tali valori vengono ora moltiplicati per i valori attribuiti ai vari coefficienti ottenendo la tabella *S.A.W.:*

IPOTESI	Qp (m3/s)	Qmed (m3/s)	Pot. Tot/anno (kW)	Costo (euro)	Costo man.	Periodo utilizzo	Rischio
-	-	-	0,3	0,3	0,2	0,12	0,1
1	0,39	0,15	0,11	0,18	0,15	0,03	0
2	0,6	0,6	0,29	0,01	0	0,12	0,02
3	0,91	0,54	0,3	0	0,15	0,09	0,03
4	0,9	0,58	0,29	7E-03	0,05	0,09	0,03
5	0,91	0,49	0,23	0,06	0,1	0,03	0,02

***Tab.50**: Tabella attributi metodo decisionale S.A.W..*

Infine vengono sommati i vari attributi moltiplicati per i coefficienti e determinata la scelta migliore.

IPOTESI	SOMMA TOT.
1	0,48
2	0,44
3	0,57
4	0,47
5	0,45

***Tab.51**: Scelta della proposta ottimale attraverso metodo S.A.W. .*

Analizzando i risultati si nota come l'opzione migliore risulti la numero tre. Non c'è da sorprendersi poiché questa risulta caratterizzata da un salto costante in tutto l'anno di valore medio alto, una potenza sviluppata anche nei mesi estivi ed un costo totale minore rispetto a tutti gli altri. Si possono quindi definire la quota dell'opera di presa, 17m, e il relativo valore di volume morto che risulta pari a 1.000.773,39m^3.

4.8 Considerazioni sul modello cinematico.

Ai fini del dimensionamento dell'invaso e della proposta di sfruttamento è stato preso in considerazione, come volume massimo critico, quello relativo ad una portata con tempo di ritorno di 200 anni. C'è però da sottolineare il fatto di come il metodo cinematico consideri una durata delle precipitazioni pari al tempo di corrivazione, ed un'intensità di pioggia costante. Ciò permette di determinare con buona approssimazione il valore della portata al colmo, al contrario, però, tali ipotesi non permettono di definire con sufficiente precisione il valore del volume massimo. Infatti com'è facilmente dimostrabile, considerando per il medesimo tempo di ritorno, durate di pioggia maggiori, l'area sottesa all'idrogramma risulta maggiore. Viene riportato in seguito il confronto tra l'idrogramma (relativo al tempo di ritorno 200 anni), generato da una pioggia di durata pari a *tc* (1,9h), e quello prodotto da una pioggia di durata *2tc* (3,8h).

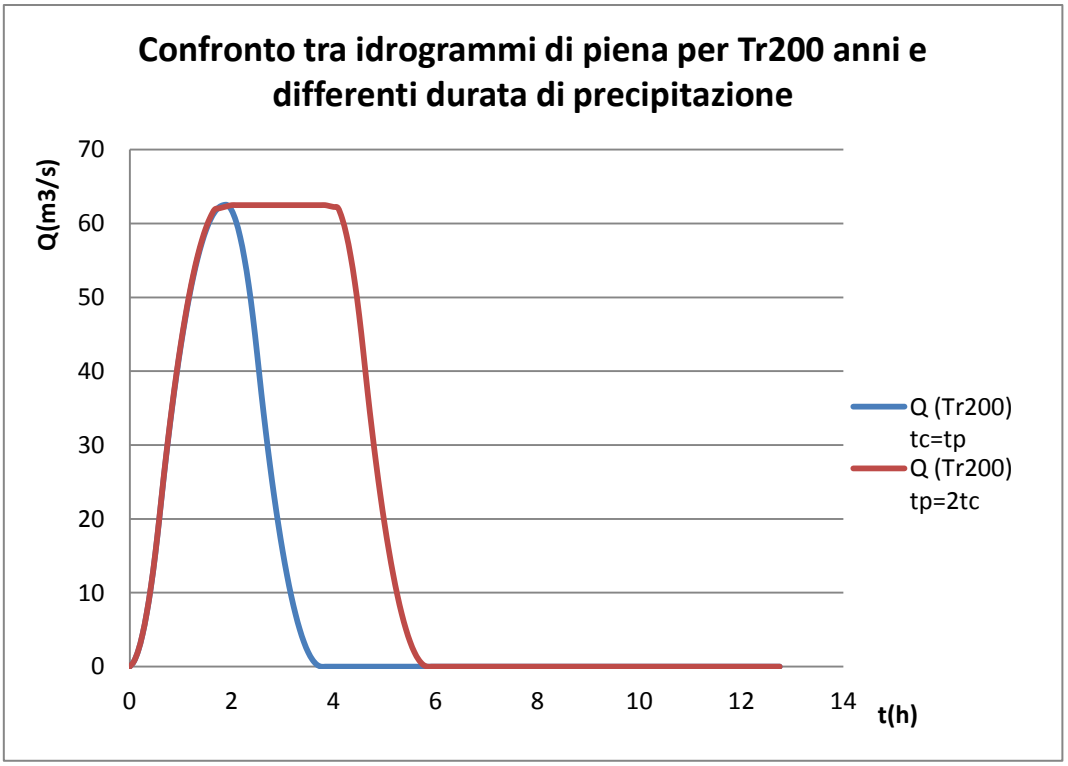


***Fig.50**: Confronto tra idrogrammi con medesimo Tr e differente durata di precipitazione.*

Come si nota dalla figura, all'aumentare della durata dell'evento di pioggia, pur mantenendo un medesimo valore della portata massima (62,68 m^3/s), si ha un notevole incremento del volume; questo perché trascorso un tempo *tc*, tutto il bacino partecipa alla formazione del deflusso determinando quindi un non aumento della portata. Questa si manterrà quindi pressoché costante (fase di stanca), per una durata pari a *tp-tc* per poi diminuire fino a zero dopo un periodo uguale a *tc*.

Si avrà quindi una differenza di volume pari a:

$$\Delta V = 912392{,}10 - 434102.01 = 478290 m^3.$$

Pari ad un incremento maggiore del 50%.

La sottostima del volume è evidente anche per portate con tempi di ritorno minore. Considerando infatti un evento di pioggia, riferito ad un tempo di ritorno di 50 anni e durata un terzo maggiore del tempo di corrivazione (2,5 h), si può notare come il volume interessato sia maggiore:

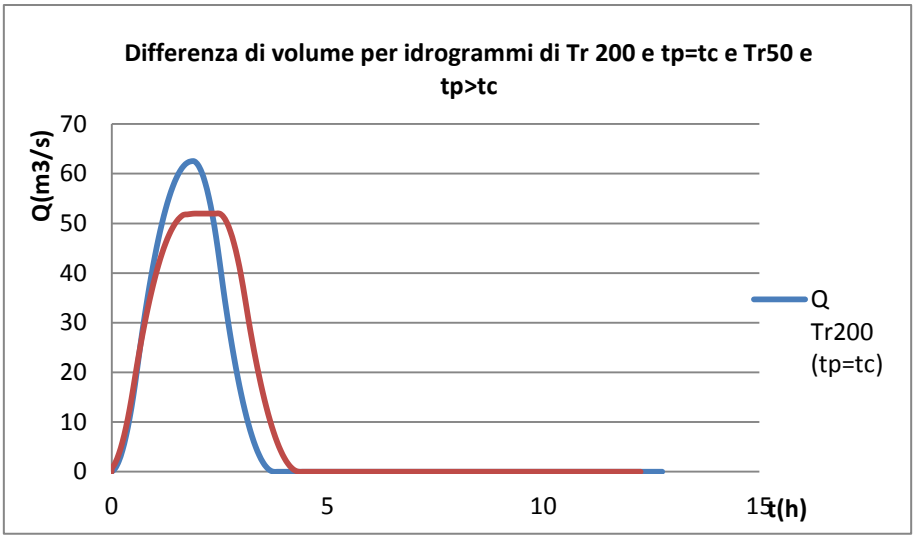


***Fig.51**: Differenza tra volumi relativi a eventi critici con differenti Tr e tp.*

Un tempo di precipitazione maggiore di 0,6 h, (38min.), anche se relativo ad un *Tr* 50 anni, determina una portata massima pari a 51,966 m^3/s e un aumento del volume del 14%:

$$\Delta V = 508868{,}61 - 434102{,}01 = 74766{,}60\ m^3.$$

Si è ritenuto interessante infine esaminare anche il caso in cui vari l'intensità della precipitazione. Considerando quindi per un tempo di ritorno di 200 anni ed un tempo di pioggia pari a 3,8h, 7,6h e 24 h e le relative intensità di pioggia si ottengono i seguenti idrogrammi di piena:

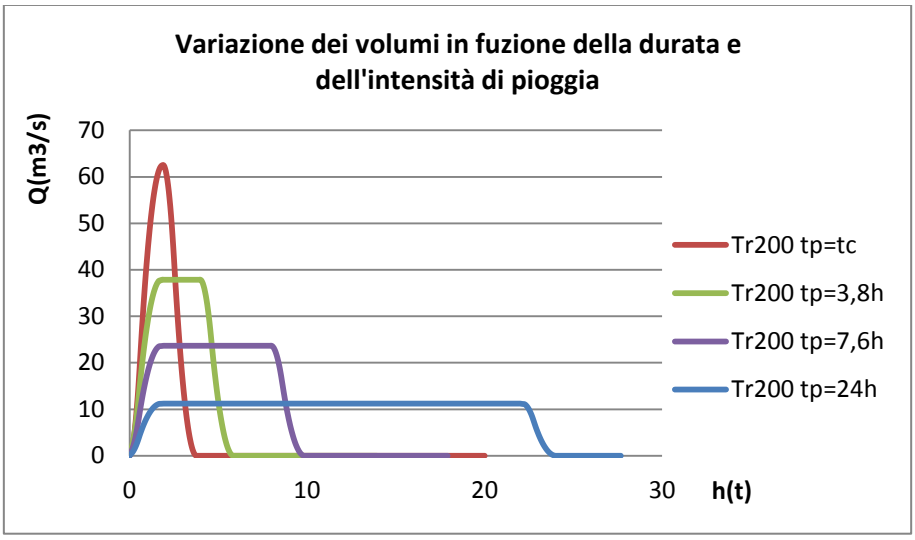


***Fig.52**: Variazione del volume in funzione della durata e dell'intensità di pioggia per Tr 200.*

Nella successiva tabella si riportano i valori dei volumi e le relative differenze:

Tr (anni)	t (h)	Q (m^3/s)	V (m^3)	ΔV (m^3)
200	1,9	62,677	434102,10	0
200	3,8	37,861	569410,90	-135308,80
200	7,6	23,665	652838,08	-218736,98
200	24	11,220	758113,61	-324011,51

***Tab.52**: Valori dei volumi per varie durate di pioggia con Tr200.*

Intensità di pioggia minore accompagnata da una durata maggiore del tempo di corrivazione, determina un aumento del volume. Per tale motivo sarebbe interessante studiare il caso anche attraverso un modello di formazione dell'onda di piena che si discosti dalle ipotesi del metodo della corrivazione, in modo tale da avere una migliore approssimazione del volume.

Capitolo 5: Cenni sulle opere di difesa dal trasporto solido.

Per mantenere nel tempo i volumi di invaso del serbatoio ed evitare rischi idraulici causati da un innalzamento del fondo, è necessario provvedere alla misura dei volumi di materiali che sedimentano e al loro allontanamento. Tali metodi, che prendono il nome di sghiaiamento e sfangamento, comportano la rimozione saltuaria dei detriti e vengono regolati dal *D.Lgs 11 maggio 1999, n. 152 art. 40*. Sistemi alternativi alla pulizia classica sono le piazze di deposito. Questi operano come una sorta di sghiaiatori trattenendo i materiali trasportati verso valle e risultano molto efficaci a patto che si provveda alla rimozione del depositato con una certa cadenza. Caratteristica principale dei manufatti è la disposizione dei detriti lungo l'asse longitudinale. Questo favorisce la creazione di un nuovo alveo tra il deposito e le opere di contenimento laterale che potrebbe causare qualche problema di erosione di quest'ultime. Per favorire la sedimentazione su tutta la larghezza della piazza sono state proposte nel corso degli anni diverse soluzioni. Le più utilizzate sono quella di *Venetz* e quella di *Gras*. La prima, che prende il nome di *camera di Venetz*, implica la costruzione di briglie o argini trasversali al corso d'acqua. Queste, disposte ad intervalli regolari nella parte centrale della sezione, tendono a far accumulare le particelle in modo più omogeneo nella piazza di deposito. La seconda, conosciuta con il nome di *labirinto di Gras*, prevede la costruzione di una serie di pilastri con funzione analoga agli argini della *camera d*i *Venetz*. I manufatti più impegnativi delle piazze di deposito restano comunque l'opera di imbocco a monte e quella di uscita a valle. L'opera di imbocco deve essere progettata in modo tale da non essere ostruita dai depositi; una buona soluzione risulta essere la costruzione di una briglia in modo da creare un salto di fondo. L'opera di valle invece consiste in una briglia selettiva che filtra il materiale discendente in uscita. Vengono riportati in seguito gli schemi planimetrici della *camera di Venetz* e del *labirinto di Gras*. Oltre agli aspetti di difesa dal trasporto solido sopra elencati, è da sottolineare il fatto di come le piazze di deposito possano costituire ambienti per lo sviluppo floro-faunistico. Tale aspetto infatti tende a riqualificare in minima parte l'uso dell'opera dal punto di vista ambientale.

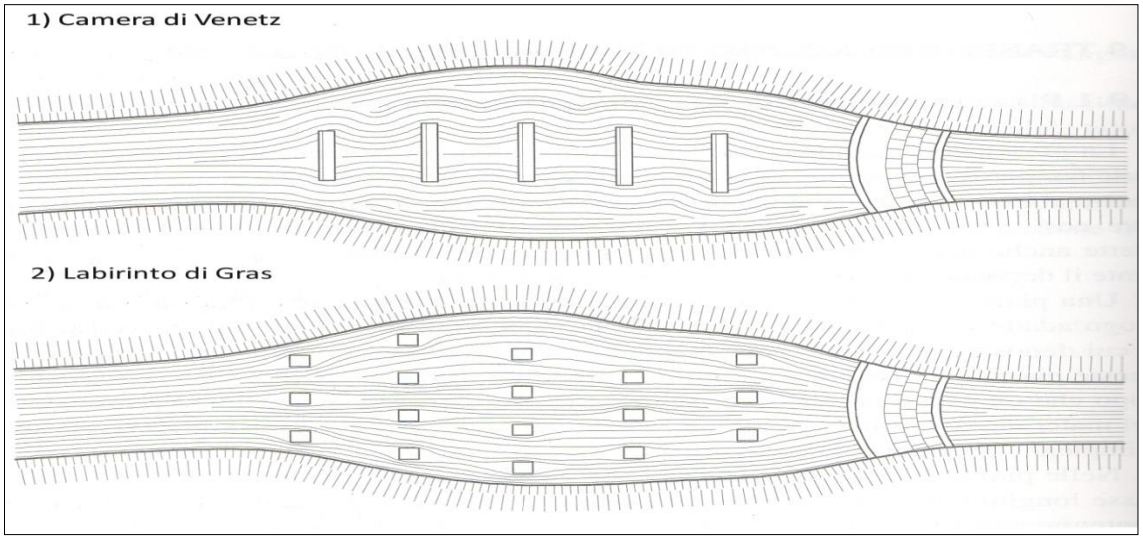


***Fig. 53**: Piazze di deposito (Da Deppo, Datei, Salandin 2004).*

Come precedentemente accennato nel *paragrafo 4.5*, un'ulteriore soluzione al controllo del trasporto solido può essere rappresentato dall' installazione di piccole briglie selettive nei fossi e torrenti affluenti al Gretano. Tale sistemazione, che causa un rallentamento della corrente, permette al materiale più fino di sedimentarsi a monte della costruzione. Quest'ultimo può quindi essere impiegato nel campo delle costruzioni o interventi fluviali.

Capitolo 6: Conclusioni.

Obiettivo Principale del lavoro era quello di offrire una soluzione ai ricorrenti fenomeni di esondazione che caratterizzano il torrente Gretano. E' stato quindi progettato un invaso posto nella zona settentrionale del bacino caratterizzato da un volume massimo di regolazione pari a 1.933.772,13m^3, un'altezza complessiva dello sbarramento di 26 metri (263m sl.m.) e una quota dell'opera di presa pari a 17m (253m s.l.m.). Inoltre si è compiuto, ai fini del regolamento dell'invaso, il dimensionamento di massima dello sfioratore laterale, posto ad un'altezza relativa al piano di fondazione di 23m e di forma trapezoidale di base 10m e altezza 2,5m. Inoltre la verifica del corso fluviale, effettuata tramite il programma HEC-RAS, ha permesso di determinare la portata massima per la quale il torrente è verificato. Tale valore, di 15m^3/s, non solo permette di definire la massima portata da poter sfiorare a valle dell'invaso in caso di svuotamento per manutenzione o rischio idraulico, ma permette inoltre di poter analizzare una proposta di valorizzazione della risorsa idrica. Tenendo presente lo scopo principale dell'invaso, ossia quello laminativo, si è ritenuto interessante studiare, tra le possibili ipotesi di sfruttamento (agricola, civile, industriale), l' installazione di un impianto mini-idroelettrico. L'analisi delle caratteristiche "offerte" dall'invaso, ha orientato la scelta della turbina verso una macchina motrice tipo *Kaplan*, che grazie alla possibilità di regolazione delle pale e un funzionamento per una grande variazione del salto, offre la migliore soluzione. Sono state quindi formulate 5 ipotesi di funzionamento dalle quali, tramite analisi di scelta multi criterio, si è giunti alla decisione di porre l'opera di presa ad un'altezza di 17m (costante durante tutto il periodo di osservazione), e di sfruttare una portata variabile, ma fruibile durante tutto l'anno. Tale soluzione, pur non avendo il pregio di offrire un contributo potenziale alto (potenza media mensile di 76,15 kW), valorizza una risorsa idrica che andrebbe "persa" con un contenuto impatto ambientale. Inoltre offrirebbe un metodo di ammortizzamento delle spese totali di costruzione, anche se a lungo periodo. Di contro, la ridotta disponibilità dei dati e la conseguente impossibilità di effettuare dei confronti, oltre ai limiti presentati dal metodo cinematico, lasciano un minimo di incertezza a livello di qualità dei risultati. Ritengo quindi necessario, al momento in cui tale proposta progettuale divenisse esecutiva, l'impiego di un modello di valutazione delle piene più preciso, ma soprattutto un'analisi e una raccolta dei dati riguardanti il corso d'acqua più vasta. C'è comunque da considerare sempre il fatto che nessun modello può rappresentare la realtà in modo perfetto, ma soltanto una sua approssimazione condizionata dalle scelte del progettista.

Appendice.

A.1. Precipitazioni medie mensili.

Mese	GENNAIO h(mm)	FEBBRAIO h(mm)	MARZO h(mm)	APRILE h(mm)	MAGGIO h(mm)	GIUGNO h(mm)	LUGLIO h(mm)	AGOSTO h(mm)	SETTEMBRE h(mm)	OTTOMBRE h(mm)	NOVEMBRE h(mm)	DICEMBRE h(mm)	ANNO
	111,8	152,1	99,6	61	103,2	7	68,8	68,8	140,6	33,2	115,6	78,8	1951
	85	49,4	11,6	11,8	37	10,8	49,6	23,2	174	88,8	93,4	119,2	1952
	84,8	47,4	0	66	58,6	110,4	8,4	31	23,4	230,1	12,4	98,4	1953
	56,2	86	66,6	61	112,6	46,2	52,4	46,2	7,6	20,2	65,2	27,4	1954
	57,6	140,4	46,2	4,4	15,2	21	0,8	14,4	86,6	52,8	105,4	125,6	1955
	165,8	31,6	58,6	123,6	45,6	68,8	11,4	1,2	53	74	110,8	32,8	1956
	39	91,4	22,6	105,6	107	20,8	70,8	15,2	4,4	25,6	89,6	80,8	1957
	45,8	27,2	126,2	126,4	77,4	26,2	11,2	2,6	3,8	88	130,2	104,4	1958
	48	15	116,4	61,4	76,6	27,6	11,4	125,4	115,4	75,2	67,2	229	1959
	80,8	133	152,8	64	18,4	70,4	45,2	16,2	127,2	127,2	51	166	1960
	113	13,6	7	149,4	59,4	73,4	22,6	51,6	67,4	144	101,6	63,4	1961
	55	32	107,8	44,6	32,2	27,4	0,6	4,6	40,6	138,6	195,1	48,4	1962
	113,6	76,8	33,2	72,8	72,8	119,2	36,8	66	78,2	74,4	71,8	52	1963
	24,6	75	112,2	34,2	64,2	80,8	2,8	41,6	28	188,8	43,4	177,2	1964
	108,8	16,2	50,6	37	74,4	34,6	0,8	42,2	136,2	1,2	239,2	59,2	1965
	74	114,8	20,4	71,8	56	10	63	15,8	52,2	211,4	365,2	44,3	1966
	60,2	42,6	81,4	25,6	67,8	106,2	0	44	51,6	22,6	115,2	101,8	1967
	32	139	31	80	115,6	55,8	27,6	29,6	35	120	110,8	81,2	1968
	133,6	130	121,4	36,6	81,8	118,6	70	123,4	64,8	24,8	92	82,4	1969
	111,2	46,6	101,6	48,4	85,4	44,6	22,2	101,8	0,6	34,8	58,2	158,6	1970
	108,4	53,8	34	78	105	74,2	11,4	35,8	23,4	20,4	177,2	18,2	1971
	101,6	90,8	52,8	124,4	57,4	18,8	37,8	45,2	118,4	81,2	70,6	61,6	1972

Mese	GENNAIO h(mm)	FEBBRAIO h(mm)	MARZO h(mm)	APRILE h(mm)	MAGGIO h(mm)	GIUGNO h(mm)	LUGLIO h(mm)	AGOSTO h(mm)	SETTEMBRE h(mm)	OTTOMBRE h(mm)	NOVEMBRE h(mm)	DICEMBRE h(mm)	ANNO
	85,6	59	2,4	42,6	8,1	12,9	11,7	38,9	116,7	40,2	36,4	45,8	1973
	67,4	98	77,4	116,8	56,8	33,6	2,2	17,2	72,6	67	63,6	6,6	1974
	2	54	136	74	76,2	40,6	20,2	77,4	25,2	116	98	69,4	1975
	39,2	75	51,8	81	25	43	109,8	39,8	46,2	242,6	101,6	143,6	1976
	107,4	88,8	52	34,6	98,2	12,2	24,8	28,6	65	59,6	64,8	81,2	1977
	143	123,4	62,8	117,2	69,2	36,6	3,6	28	20,8	62,4	46	124	1978
	162	103,4	79,8	170,6	0	55,2	64,6	73	81,6	154	109,6	114	1979
	103	47,8	122,2	42	92,8	48,2	2,4	63,8	1,6	188	192,8	53	1980
	63	12,2	96,4	63,2	70,2	30	20,8	6,6	172,4	180,6	3	185,6	1981
	45,2	76,6	88,8	49,8	70,6	23,8	13,8	35,6	41,2	194,4	182	92	1982
	5,2	111,8	116,8	28	33	28,2	2,6	184	41	24,2	26,4	102,6	1983
	52,6	110	60,6	78,6	124,6	53,4	0	52,6	272,4	166,6	104,4	45,4	1984
	89,4	21,6	135	3,6	74,8	19,4	0,2	26,4	4	49,6	81,2	105,4	1985
	99	92,2	77,6	99,4	9	91,4	69,2	2,2	34,8	13,2	128,2	68	1986
	142,8	79,6	20,2	8,4	42,4	14	21,8	33,2	34	294,4	168,6	70,4	1987
	60,4	53,2	60,6	127,8	165,6	49,4	9,8	54	18,8	54,6	50	32,4	1988
	1,2	36,4	17,4	103,4	43,4	59,2	61,2	56,4	156,8	29,2	114	40,4	1989
	13	20	24,4	122	29,8	11,6	12,2	23,8	80,8	157,4	93,2	96,8	1990
	13,8	70,2	72,6	61,8	120	51,8	1	18,4	100	202	169,6	11,8	1991
	38	8,2	96,8	57,8	47,6	89,8	66	24,8	75,4	216,8	84	96,2	1992
	2	3,2	40	80,8	28,2	4,6	2,2	25	121,6	155,8	89,4	35	1993
MED. (mm)	73,16	68,59	68,50	70,96	65,33	46,09	26,64	43,15	70,12	105,72	104,37	84,43	/
Giorni Piovosi	10,91	10,44	10,75	11,63	10,18	7,88	4,09	5,95	7,70	10,46	12,19	11,84	/

***Tab.10**: Precipitazioni medie mensili.*

A.2. Bilancio medio mensile del bacino.

Mese	E.T. Pot (mm/mese)	Fp (adm)	Rh (mm/mese)	Wì (mm)	QI (mm/mese)	J (mm/mese)	Rd (mm/mese)	E.T. Reale (mm/mese)	Vì (mm/mese)	Qb (mm/mese)
Gennaio	18,10	0,09	0,000	36,66	38,14	18,40	0,000	18,10	20,76	24,27
Febbraio	28,94	0,09	0,000	21,96	36,67	17,69	0,000	28,94	19,53	18,92
Marzo	35,07	0,09	0,000	22,84	21,96	10,59	0,000	35,07	12,33	17,79
Aprile	38,85	0,10	0,000	21,10	22,84	11,01	0,000	38,85	12,11	11,23
Maggio	55,87	0,08	0,000	0,000	21,10	10,18	0,000	55,15	11,25	11,03
Giugno	74,52	0,07	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	46,09	1,00	10,25
Luglio	100,82	0,03	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	26,64	0,090	0,91
Agosto	93,49	0,05	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	43,15	0,01	0,08
Settembre	52,38	0,06	0,000	17,75	0,000	0,000	0,000	52,38	1E-03	7E-03
Ottobre	27,89	0,09	0,000	69,26	17,75	8,56	0,000	27,90	8,56	1E-03
Novembre	22,03	0,10	0,000	48,93	69,26	33,41	0,000	22,03	34,17	7,80
Dicembre	22,69	0,10	0,000	38,14	48,93	23,60	0,000	22,69	26,63	31,13
Tot. Anno	570,66	/	0,000	276,64	276,64	133,44	/	416,99	146,44	133,44

***Tab.23**: Bilancio medio mensile del bacino.*

A.3. Bilancio medio mensile del sottobacino.

Mese	E pot (mm/mese)	Fp (Adm)	Rh (mm/mese)	Wì (mm)	QI (mm/mese)	J (mm/mese)	Rd (mm/mese)	E reale (mm/mese)	Vì (mm/mese)	Qb (mm/mese)
Gennaio	18.10	0.09	0.00	40.83	42.11	14.24	0.00	18.10	14.29	19.64
Febbraio	28.94	0.09	0.00	25.84	40.83	13.80	0.00	28.94	13.84	14.25
Marzo	35.07	0.09	0.00	24.69	25.84	8.74	0.00	35.07	8.78	13.80
Aprile	38.85	0.10	0.00	23.77	24.69	8.35	0.00	38.85	8.37	8.75
Maggio	55.87	0.08	0.00	1.42	23.77	8.03	0.00	55.87	8.06	8.35
Giugno	74.52	0.07	0.00	0.00	1.42	0.48	0.00	45.61	0.50	8.04
Luglio	100.82	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.64	0.00	0.50
Agosto	93.49	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	43.15	0.00	0.00
Settembre	52.38	0.06	0.00	17.75	0.00	0.00	0.00	52.38	0.00	0.00
Ottobre	27.90	0.09	0.00	71.82	17.75	6.00	0.00	27.90	6.00	0.00
Novembre	22.03	0.10	0.00	58.06	71.82	24.28	0.00	22.03	24.30	5.98
Dicembre	22.69	0.10	0.00	42.11	58.06	19.63	0.00	22.69	19.70	24.22

***Tab.31**: Bilancio medio mensile del sottobacino.*

A.4. Bilancio medio mensile invaso.

Mese	Ev (mm/m^2)	Ev (m^3)	Q (m^3)	Dn (m^3)	V inizo-mese (m^3)	V'rn (m^3)	H' (m)	S' (m^2)	Ev' (m^3)	V"rn (m^3)	h" (m)	S" (m^2)	Ev" (m^3)	V'''rn (m^3)	h''' (m)	S''' (m^2)	Ev''' (m^3)	Vrn''' (m^3)
Gennaio	4.96E+01	7.93E+03	7.63E+05	7.56E+05	1.92E+06	1.93E+06	2.28E+01	1.96E+05	9.70E+03	1.92E+06	2.28E+01	1.96E+05	9.70E+03	1.92E+06	2.28E+01	1.96E+05	9.70E+03	1.92E+06
Febbraio	5.97E+01	9.56E+03	6.81E+05	6.71E+05	1.92E+06	1.93E+06	2.28E+01	1.96E+05	1.17E+04	1.92E+06	2.28E+01	1.96E+05	1.17E+04	1.92E+06	2.28E+01	1.96E+05	1.17E+04	1.92E+06
Marzo	8.37E+01	1.34E+04	4.90E+05	4.77E+05	1.92E+06	1.93E+06	2.28E+01	1.96E+05	1.64E+04	1.92E+06	2.28E+01	1.96E+05	1.64E+04	1.92E+06	2.28E+01	1.96E+05	1.64E+04	1.92E+06
Aprile	9.93E+01	1.59E+04	4.13E+05	3.98E+05	1.92E+06	1.93E+06	2.28E+01	1.96E+05	1.94E+04	1.91E+06	2.28E+01	1.96E+05	1.94E+04	1.91E+06	2.28E+01	1.96E+05	1.94E+04	1.91E+06
Maggio	1.39E+02	2.22E+04	3.97E+05	3.75E+05	1.91E+06	1.93E+06	2.28E+01	1.96E+05	2.71E+04	1.91E+06	2.28E+01	1.96E+05	2.71E+04	1.91E+06	2.28E+01	1.96E+05	2.71E+04	1.91E+06
Giugno	1.65E+02	2.63E+04	1.17E+05	9.06E+04	1.91E+06	1.93E+06	2.28E+01	1.96E+05	3.22E+04	1.90E+06	2.28E+01	1.96E+05	3.22E+04	1.90E+06	2.28E+01	1.96E+05	3.22E+04	1.90E+06
Luglio	1.88E+02	3.00E+04	6.22E+03	0.00E+00	1.90E+06	1.90E+06	2.28E+01	1.94E+05	3.64E+04	1.87E+06	2.27E+01	1.96E+05	3.67E+04	1.86E+06	2.27E+01	1.96E+05	3.67E+04	1.86E+06
Agosto	1.86E+02	2.97E+04	1.85E+01	0.00E+00	1.86E+06	1.86E+06	2.27E+01	1.91E+05	3.56E+04	1.83E+06	2.26E+01	1.96E+05	3.63E+04	1.83E+06	2.26E+01	1.96E+05	3.63E+04	1.83E+06
Settembre	1.47E+02	2.35E+04	5.54E-02	0.00E+00	1.83E+06	1.83E+06	2.26E+01	1.88E+05	2.76E+04	1.80E+06	2.24E+01	1.96E+05	2.87E+04	1.80E+06	2.24E+01	1.96E+05	2.87E+04	1.80E+06
Ottobre	1.16E+02	1.86E+04	2.19E+05	2.01E+05	1.80E+06	1.93E+06	2.28E+01	1.96E+05	2.28E+04	1.91E+06	2.28E+01	1.96E+05	2.28E+04	1.91E+06	2.28E+01	1.96E+05	2.28E+04	1.91E+06
Novembre	7.95E+01	1.27E+04	9.62E+05	9.49E+05	1.91E+06	1.93E+06	2.28E+01	1.96E+05	1.55E+04	1.92E+06	2.28E+01	1.96E+05	1.55E+04	1.92E+06	2.28E+01	1.96E+05	1.55E+04	1.92E+06
Dicembre	5.95E+01	9.53E+03	1.02E+06	1.01E+06	1.92E+06	1.93E+06	2.28E+01	1.96E+05	1.16E+04	1.92E+06	2.28E+01	1.96E+05	1.16E+04	1.92E+06	2.28E+01	1.96E+05	1.16E+04	1.92E+06

***Tab.34**: Bilancio medio mensile volume invasato e relativa altezza e superficie.*

A.5. Proposte di sfruttamento della risorsa idrica.

Mese	VQ (m^3)	V inizio mese (m^3)	Delta (m^3)	Q (m^3/s)	V (m^3/mese)	V invaso (m^3)	Volume max (m^3)	h (m)
Gennaio	763462,36	1923043,91	752734,13	0,29	752734,13	1933772,13	0,00	22,82
Febbraio	680950,21	1924077,12	671255,20	0,26	671255,20	1933772,13	0,00	22,82
Marzo	490166,77	1922092,43	478487,06	0,18	478487,06	1933772,13	0,00	22,82
Aprile	413491,24	1917398,54	397117,64	0,15	397117,64	1933772,13	0,00	22,82
Maggio	397089,38	1914357,26	377674,51	0,15	377674,51	1933772,13	0,00	22,82
Giugno	116913,38	1906656,42	89797,67	0,03	89797,67	1933772,13	0,00	22,82
Luglio	6215,51	1901610,62	0,00	0,00	0,00	1907826,14	0,00	22,78
Agosto	18,55	1864951,01	0,00	0,00	0,00	1864969,56	0,00	22,68
Settembre	0,06	1828614,00	0,00	0,00	0,00	1828614,05	0,00	22,56
Ottobre	219420,77	1799948,15	85596,78	0,03	85596,78	1933772,13	0,00	22,82
Novembre	961939,19	1911012,38	939179,44	0,36	939179,44	1933772,13	0,00	22,82
Dicembre	1017280,68	1918234,17	1001742,71	0,39	1001742,71	1933772,13	0,00	22,82

***Tab.35**:Regolazione invaso proposta 1.*

Mese	VQ (m^3)	V inizio mese (m^3)	Delta (m^3)	Q (m^3/s)	V (m^3/mese)	V invaso (m^3)	Volume max (m^3)	h (m)
Gennaio	763462,36	1923043,91	752734,13	0,60	1555200,00	1131306,27	1565408,28	17,72
Febbraio	680950,21	1924077,12	671255,20	0,60	1555200,00	1049827,33	1483929,35	17,15
Marzo	490166,77	1922092,43	478487,06	0,60	1555200,00	857059,19	1291161,21	15,82
Aprile	413491,24	1917398,54	397117,64	0,60	1555200,00	775689,78	1209791,79	15,24
Maggio	397089,38	1914357,26	377674,51	0,60	1555200,00	756246,64	1190348,66	15,10
Giugno	116913,38	1906656,42	89797,67	0,60	1555200,00	468369,80	902471,82	12,41
Luglio	6215,51	1901610,62	0,00	0,60	1555200,00	352626,14	786728,15	10,81
Agosto	18,55	1864951,01	0,00	0,60	1555200,00	309769,56	743871,58	10,09
Settembre	0,06	1828614,00	0,00	0,60	1555200,00	273414,05	707516,07	9,43
Ottobre	219420,77	1799948,15	85596,78	0,60	1555200,00	464168,92	898270,93	12,36
Novembre	961939,19	1911012,38	939179,44	0,60	1555200,00	1317751,57	1751853,59	19,11
Dicembre	1017280,68	1918234,17	1001742,71	0,60	1555200,00	1380314,85	1814416,86	19,59

***Tab.37**:Regolazione invaso proposta 2.*

Mese	VQ (m^3)	V inizio mese (m^3)	Delta (m^3)	Q (m^3/s)	V (m^3/mese)	V invaso (m^3)	Volume max (m^3)	h (m)
Gennaio	763462,36	1926726,66	756416,89	0,65	1689413,72	1000775,30	1434877,32	17
Febbraio	680950,21	2680094,12	1427272,20	0,91	2360269,03	1000775,30	1434877,32	17
Marzo	490166,77	1931169,15	487563,78	0,55	1420560,61	1000775,30	1434877,32	17
Aprile	413491,24	1930123,05	409842,15	0,52	1342838,98	1000775,30	1434877,32	17
Maggio	397089,38	1929445,26	392762,50	0,51	1325759,33	1000775,30	1434877,32	17
Giugno	116913,38	1927729,02	110870,26	0,40	1043867,09	1000775,30	1434877,32	17
Luglio	6215,51	1926604,49	0,00	0,36	932044,70	1000775,30	1434877,32	17
Agosto	18,55	1918434,39	0,00	0,35	917677,63	1000775,30	1434877,32	17
Settembre	0,06	1910336,17	0,00	0,35	909560,93	1000775,30	1434877,32	17
Ottobre	219420,77	1903947,59	189596,23	0,43	1122593,06	1000775,30	1434877,32	17
Novembre	961939,19	1928699,80	956866,86	0,73	1889863,69	1000775,30	1434877,32	17
Dicembre	1017280,68	1930309,28	1013817,83	0,75	1946814,66	1000775,30	1434877,32	17

***Tab.39**:Regolazione invaso proposta 3.*

Mese	VQ (m^3)	V iniziale (m^3)	Delta (m^3)	Q (m^3/s)	V (m^3/mese)	V invaso (m^3)	Volume max (m^3)	h (m)
Gennaio	763462,36	1926726,66	756416,89	0,90	2332800,00	357389,02	791491,04	10,88
Febbraio	680950,21	2680094,12	1427272,20	0,90	2332800,00	1028244,34	1462346,35	17,00
Marzo	490166,77	1931169,15	487563,78	0,90	2332800,00	88535,91	522637,93	5,00
Aprile	413491,24	1930123,05	409842,15	0,40	1036800,00	1306814,29	1740916,30	19,02
Maggio	397089,38	1929445,26	392762,50	0,40	1036800,00	1289734,64	1723836,65	18,89
Giugno	116913,38	1927729,02	110870,26	0,40	1036800,00	1007842,40	1441944,41	16,86
Luglio	6215,51	1926604,49	0,00	0,40	1036800,00	896020,01	1330122,02	16,09
Agosto	18,55	1918434,39	0,00	0,40	1036800,00	881652,94	1315754,95	15,99
Settembre	0,06	1910336,17	0,00	0,40	1036800,00	873536,23	1307638,25	15,94
Ottobre	219420,77	1903947,59	189596,23	0,6	2073600,00	49768,36	483870,38	13,50
Novembre	961939,19	1928699,80	956866,86	0,90	2332800,00	557839,00	991941,01	13,40
Dicembre	1017280,68	1930309,28	1013817,83	0,90	2332800,00	614789,96	1048891,98	13,94

***Tab.41**:Regolazione invaso proposta 4.*

Mese	VQ (m^3)	V inizio mese (m^3)	Delta (m^3)	Q (m^3/s)	V (m^3/mese)	V invaso (m^3)	Volume max (m^3)	h (m)
Gennaio	763462,36	1926726,66	756416,89	0,65	1689413,72	1000775,30	1434877,32	17
Febbraio	680950,21	2680094,12	1427272,20	0,91	2360269,03	1000775,30	1434877,32	17
Marzo	490166,77	1931169,15	487563,78	0,76	1982615,19	438720,72	872822,74	12
Aprile	413491,24	1930123,05	409842,15	0,73	1904893,56	438720,72	872822,74	12
Maggio	397089,38	1929445,26	392762,50	0,73	1887813,91	438720,72	872822,74	12
Giugno	116913,38	1927729,02	110870,26	0,00	0,00	2044642,40	0,00	22,71
Luglio	6215,51	1926604,49	0,00	0,00	0,00	1932820,01	0,00	22,81
Agosto	18,55	1918434,39	0,00	0,00	0,00	1918452,94	0,00	22,80
Settembre	0,06	1910336,17	0,00	0,00	0,00	1910336,23	0,00	22,79
Ottobre	219420,77	1903947,59	189596,23	0,65	1684647,64	438720,72	872822,74	12
Novembre	961939,19	1928699,80	956866,86	0,73	1889863,69	1000775,30	1434877,32	17
Dicembre	1017280,68	1930309,28	1013817,83	0,75	1946814,66	1000775,30	1434877,32	17

***Tab.43**:Regolazione invaso proposta 5.*

A.5. Grafico per la scelta della turbina.

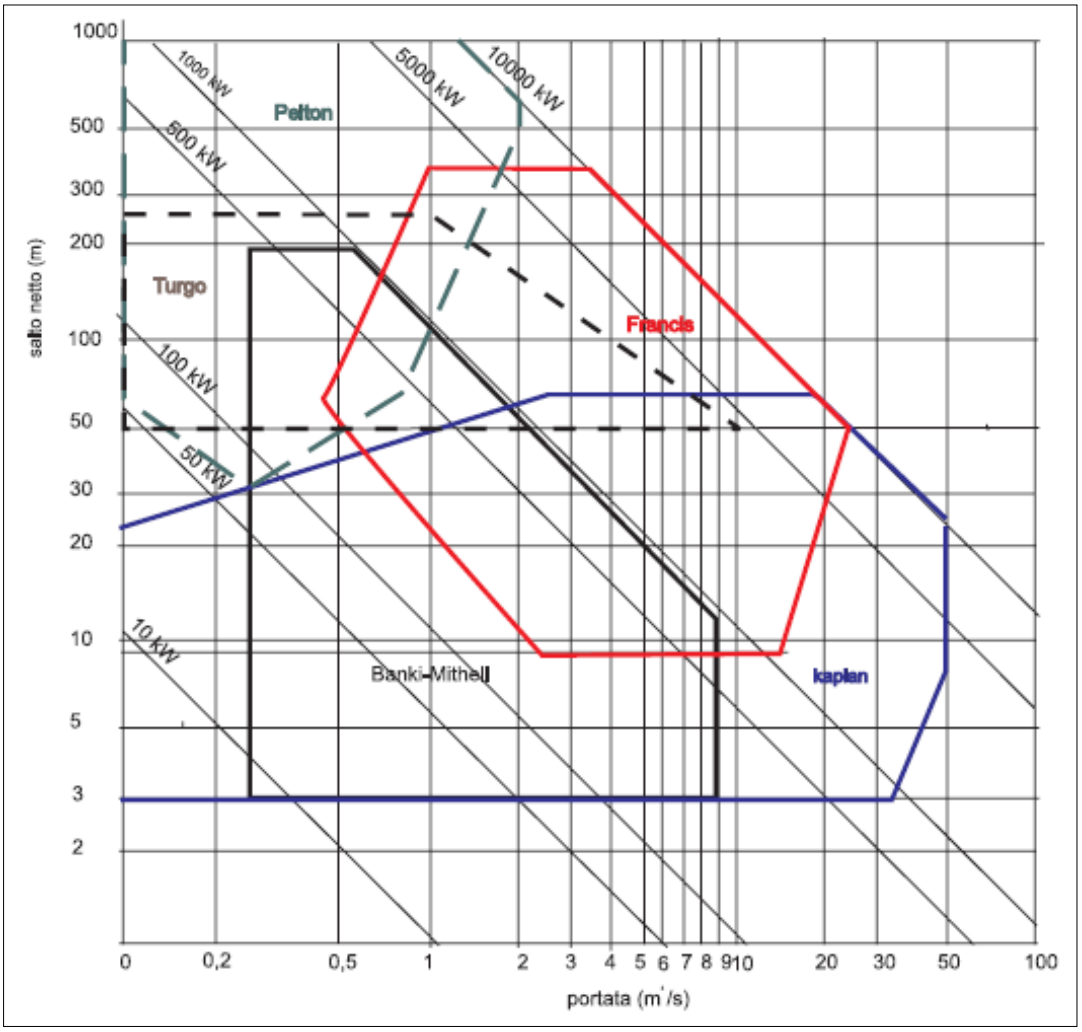


Fig.48: Relazione tra salto e portata per la scelta della turbina (dal manuale MinihydroESH).

Riferimenti bibliografici.

Alexander G.N., Karoly., Susts A.B. (1969), *Equivalent distribution whit application to rainfall as an upper bound to flood distribution,* "Journal of Hydrology", Vol. 9,322-344.

Caporali E.(1998), *I dati idrologici*, REGIONALIZZAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA IN TOSCANA, "*Manuale per l'analisi dei fenomeni alluvionali"*. Ed. Regione Toscana, 1998.

Castelli F.(1998), *Le portate di piena*, REGIONALIZZAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA IN TOSCANA, "*Manuale per l'analisi dei fenomeni alluvionali"*. Ed. Regione Toscana, 1998.

Da Deppo, L. e Datei ,C.:"*Sistemazione dei corsi d'acqua".*Manuale di Ingegneria Civile e Ambientale, Vol. I, Quarta Ed., Cap. IX, Zanichelli ESAC, 2003.

Datei, C.:*"Idraulica".*Terza Ed. Edizioni Libreria Cortina, Padova, 2003.

Da Deppo, L., Datei, C. e Saladin, P.:*"Sistemazione dei corsi d'acqua",*Quinta Ed. Libreria Internazionale Cortina, Padova, *2004.*

Franchini M., Todini E., Ferraresi M. (1988), *Analisi regionale delle portate al colmo: un'applicazione di un modello esponenziale generalizzato nel contesto della metodologia della portata indice,* "Atti del XXI Convegno di idraulica e costruzioni idrauliche", L'Aquila, 167-182.

Gumbel E.J. (1935), *Less valeurs extremes des distribution statistiques,* "Annales de institut Henri Poincaire",4.

Indelicato S. (1988), *Verifica di modelli di valutazione del rischio idraulico geologico ed efficacia degli interventi.*"Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche", Rapporto 1988, Linea 3.

Kirpich Z. P. (1940), *Time of concentration of small agricultural watershed,* "Civil Engineering", 10, (6), 362.

Landwher J. M., Matalas N. C., Wallis J.R., (1980), *Quantile estimation whit more or less floodlike distributions,* “Water Resources Research”, 16,(3), 547-555.

Maione U. (1977), *Le piene fluviali,* Ed. La Goliardica Pavese, P.

Maione, U. (1998), La sistemazione dei corsi d’acqua montani “. Editoriale BIOS, Conoscenza (1998).

Massey F.J.(1950), *The Kolgomorov Smirnov test for goodness of fit,* “Am. Stat. Ass. Journal” , 46.

Merlo C. (1973), *Determinazione mediante il “Metodo Razionale” delle portate massime di piena di data frequenza nei piccoli bacini,*”Annali della Facoltà di Scienze Agrarie”, Tipografia Vincenzo Bona, Torino.

Penta P.,Rasulo G.; Rossi F. (1972), *Curve di probabilità pluviometriche, “*Atti delle Giornate di Studio della I Sezione CIGR”, Firenze, 12-16 settembre. Pubblicazione N. 299 degli Istituti Idraulici della Facoltà di Ingegneria, Università di Napoli.

Preti F.(1998), *Il bacino idrografico e il bilancio idrologico,* REGIONALIZZAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA IN TOSCANA, “*Manuale per l’analisi dei fenomeni alluvionali”*. Ed. Regione Toscana, 1998.

Pugliesi S. (1982), *Modello geometrico del bacino idrografico,* “Quaderni di idronomia montana” 1, 57-68

Riferimenti bibliografici Web.

http://agrometeo.arsia.toscana.it/

http://www.cartinegeografiche.eu/

http://www.idropisa.it/

http://www.regione.toscana.it/

http://www.sinanet.isprambiente.it