



UNIVERSITÀ DI PARMA

INGEGNERIA CIVILE E AMBIENTALE
CORSO MAGISTRALE IN INGEGNERIA IDRAULICA

DIGHE E TRAVERSE QUADERNO ESERCITAZIONI

di:
Gabriele Simonetta
Matr. 288832

Anno accademico 2017 – 2018

Indice

1	Studio di regolazione mediante lago artificiale a usi multipli	1
1.1	Dati iniziali ed elaborazioni comuni	1
1.2	Richiesta portata costante	5
1.2.1	Determinazione del volume nel bacino	5
1.2.2	Calcolo delle perdite	7
1.3	Svolgimento servizi multipli	10
1.3.1	Determinazione volumi richiesti	11
1.3.2	Determinazione del volume nel bacino	13
1.3.3	Calcolo delle perdite	15
1.4	Conclusioni	17
2	Verifica statica della diga di Vagli (Lu) in calcestruzzo a gravità ordinaria	19
2.1	Obiettivo analisi	19
2.2	Dati tecnici	19
2.2.1	Materiale da costruzione	19
2.2.2	Geometria della diga	21
2.3	Calcolo delle spinte	22
2.3.1	Peso proprio	22
2.3.2	Spinta idraulica	23
2.3.3	Sottospinta	23
2.3.4	Spinta del ghiaccio	23
2.3.5	Azioni inerziali	24
2.3.6	Verifica a scorrimento	25
2.3.7	Verifica resistenza	26
2.3.8	Centri di pressione	26
2.4	Bacino di dissipazione	27
2.4.1	Bacino in rilevato	28
2.4.2	Bacino in depressione	28
2.5	Conclusioni	29

3 Studio idrologico di una derivazione senza regolazione dei deflussi	31
3.1 Obiettivo	31
3.2 Rielaborazione dati	32
3.2.1 Calcolo portate richieste	32
3.2.2 Curva di durata delle portate	32
3.2.3 Curva di frequenza	33
3.2.4 Coefficiente di dispersione e deviazione standard	35
3.2.5 Curve di utilizzazione	36
3.2.6 Volumi derivati	36
3.3 Conclusioni	38
Bibliografia	41

Elenco delle figure

1.1	Curve aree volumi	3
1.2	Istogramma mensile dei volumi naturali	4
1.3	Volumi cumulati	6
1.4	Volume effettivo nel bacino	7
1.5	Volumi sottesi per varie quote	8
1.6	Volume effettivo nel bacino [m^3]	10
1.7	Istogramma mensile dei volumi	12
1.8	Volumi effettivi nel bacino	14
1.9	Volume effettivo nel bacino [m^3]	16
1.10	Volume effettivo nel bacino [m^3]	17
1.11	Volume effettivo nel bacino [m^3]	18
2.1	Geometria base della diga	20
2.2	Geometria sezione in studio	21
2.3	Forze in gioco	22
2.4	Centro di pressione	26
3.1	Curva di durate delle portate	33
3.2	Istogramma delle frequenze	34
3.3	Curva delle frequenze	34
3.4	Rappresentazione grafica funzione <i>trapz</i>	35
3.5	Curva di utilizzazione del corso d'acqua	37
3.6	Curva di utilizzazione dell'impianto	37
3.7	Confronto fra le varie curve	38

Elenco delle tabelle

1.1	Regime fluviale e termometrico	2
1.2	Caratteristiche dell'invaso	3
1.3	Volume cumulato in ingresso	4
1.4	Volumi in uscita e differenza fra i volumi cumulati	5
1.5	Volume nel bacino	6
1.6	Volume nel bacino considerando l'evaporazione	8
1.7	Volume infiltrato	9
1.8	Volume effettivo	9
1.9	Coefficienti mensili (adimensionali)	11
1.10	Volumi giornalieri richiesti	11
1.11	Volumi effettivi captati	12
1.12	Volume totale del bacino	13
1.13	Volume effettivo nel bacino	14
1.14	Volume nel bacino considerando l'evaporazione	15
1.15	Volume infiltrato	15
1.16	Volume effettivo	16
2.1	Caratteristiche della diga	20
2.2	Aree e bracci delle figure elementari	21
2.3	Pesi delle figure elementari	23
2.4	Spinta idraulica	23
2.5	Sottospinta	23
2.6	Spinta del ghiaccio	24
2.7	Azione sismica	24
2.8	Inerzia Acqua	25
2.9	Verifiche di resistenza	27
2.10	Dati per la realizzazione del bacino di dissipazione	28
2.11	Dati bacino in rilevato	28
2.12	Dati bacino in depressione	29

Studio di regolazione mediante lago artificiale a usi multipli

Il committente Università di Parma, ha richiesto lo studio della regolazione di un fiume tramite futura realizzazione di un lago artificiale per soddisfare due differenti circostanze:

- nella prima è richiesta una portata costante durante tutto l'anno, da determinare, considerando la presenza di perdite dovute a evaporazione e infiltrazione, è inoltre richiesto un volume morto di $800 \times 10^3 m^3$;
- nella seconda l'utenza chiede di poter sfruttare il bacino per diverse esigenze fra le quali: approvvigionamento per un nucleo abitativo, con connessa diluizione delle acque reflue, irrigazione di 23400 ettari e rilascio di parte del volume per: precedenti diritti di captazione e deflusso minimo vitale. É inoltre richiesto la costituzione di un volume morto per l'ovvio depositarsi di sedimenti dovuti all'ostruzione del bacino naturale

1.1 Dati iniziali ed elaborazioni comuni

Viene fornita dal committente la colonna delle portate medie naturali e dell'andamento della temperatura mensile riportate in tabella 1.1 (2^a e 4^a colonna rispettivamente).

1. Studio di regolazione mediante lago artificiale a usi multipli

Tabella 1.1: *Regime fluviale e termometrico*

Mese	Portata media naturale [m ³ /s]	Volume medio naturale [m ³] $\times 10^7$	Temperatura media [°C]	Perdita per evaporazione [mm]
G	11.6	3.11	2.2	7.34
F	18.8	4.59	3.2	12.88
M	26.4	7.07	7.2	43.47
A	29.2	7.57	10.2	73.30
M	26.4	7.07	14.6	125.52
G	15.2	3.94	19.4	192.26
L	7.2	1.93	22.8	244.95
A	3.8	1.02	21.8	229.02
S	16.4	4.25	18.4	177.59
O	27	7.23	12.6	100.63
N	36.2	9.38	8.2	52.83
D	20.4	5.46	4.2	19.37

Si suppone che la portata media sia già una rielaborazione di dati di almeno un quarto di secolo così da poter considerarli costanti anche per il futuro. Il volume medio naturale determinato dall'equazione: $V_{medio}[m^3] = Q_{media} \cdot 86400 \cdot n_{giorni}$ è stato riportato in tabella 1.1 (3^a colonna). Le perdite per evaporazione sono state calcolate partendo dalla temperatura media mensile, non avendo misurazioni dirette, si è quindi sfruttando la formula suggerita dal Visentini (Evangelisti, 1964): $h_e = a\theta^{1.5}[mm]$ Ove:

- a è stato considerato pari a 2;
- θ si definisce: temperatura media mensile

È inoltre fornito l'andamento delle quote e delle superfici sottese del bacino al quale è collegato il quantitativo di perdita di infiltrazione al crescere della quota riportato in tabella 1.2.

La colonna dei volumi (5^a colonna) è ricavata per interpolazione della superficie sottesa per l'altezza dello strato interessato, considerando la variazione fra una superficie e l'altra lineare. In formule: $V_i = V_{i-1} + \Delta V_{i-1,i}$ Ove:

- V_{i-1} volume del precedente strato, (V_0 ha ovviamente soluzione banale);
- $V_{i-1,i} = \frac{\sqrt{S_i^2 + S_{i-1}^2 + S_i + S_{i-1}}}{3} (Z_i - Z_{i-1})$ incremento di volume dato dalla differenza di quota e dall'incremento di superficie.

I dati di tabella 1.2 si possono riportare graficamente nelle curve aree-volumi riportata in figura 1.1.

Tabella 1.2: *Caratteristiche dell'invaso*

Quota [ms.l.m]	Z [m]	Superficie [m ²] $\times 10^6$	Volume [m ³] $\times 10^5$	Perdita per infiltrazione [m ³ /s]
800	0	0	0	0
810	10	0.2	6.67	0
820	20	0.5	27.5	0.01
830	30	1.1	74.7	0.02
840	40	2.3	175	0.08
850	50	3.6	347	0.21
855	55	4.5	464	0.29
860	60	6.9	630	0.41
865	65	7.4	836	0.54
870	70	8.6	1.07×10^3	0.59
875	75	9.7	1.33×10^3	0.66
880	80	11	1.63×10^3	0.74
890	90	13.8	2.35×10^3	0.88
900	100	17.4	3.25×10^3	1.06

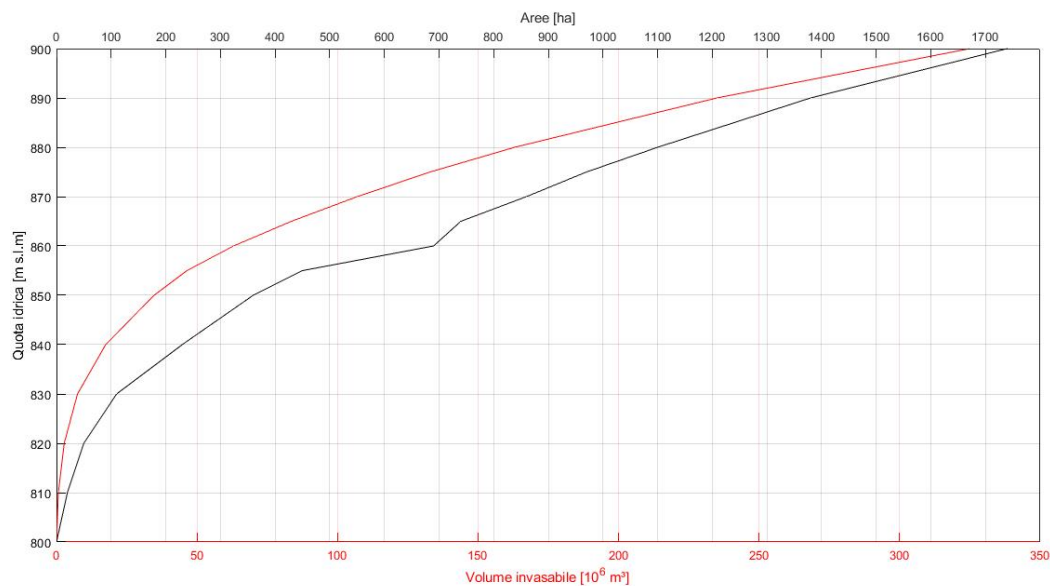


Figura 1.1: *Curve aree volumi*

1. Studio di regolazione mediante lago artificiale a usi multipli

Tabella 1.3: *Volume cumulado in ingresso*

Mese	Volume medio naturale [m ³]x10 ⁷	Volume cumulati in ingresso [m ³]x10 ⁸
G	3.11	0.31
F	4.59	0.77
M	7.07	1.48
A	7.58	2.23
M	7.07	2.94
G	3.94	3.33
L	1.99	3.53
A	1.02	3.63
S	4.25	4.05
O	7.23	4.78
N	9.38	5.72
D	5.46	6.26

Ultimo fattore comune ai due casi è il volume cumulado di ingresso tabella 1.3 necessario per la determinazione di future variabili. Esso consiste nella semplice somma progressiva dei volumi mensili.

I valori dei volumi in ingresso possono essere visualizzati come istogrammi così da poter determinare che si tratti di un regime pluviale riportato nel grafico 1.2.

Come precedentemente anticipato, l'istogramma mostra un andamento tipico

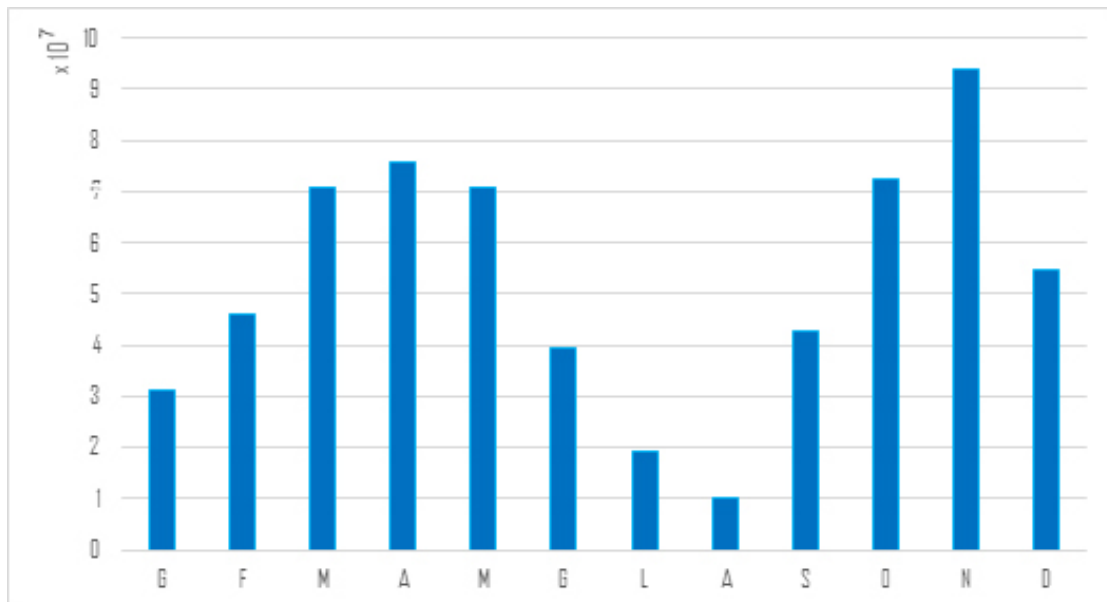


Figura 1.2: *Istogramma mensile dei volumi naturali*

dei regimi pluviali, con picchi in primavera e autunno e magre in inverno e in estate.

Tabella 1.4: Volumi in uscita e differenza fra i volumi cumulati

Mese	Volume Out [m ³]x10 ⁷	Volume cumulati Out [m ³]x10 ⁸	ΔV [m ³]x10 ⁷
G	5.31	0.531	-2.21
F	4.84	1.02	-2.46
M	5.31	1.55	-0.707
A	5.14	2.06	1.72
M	5.31	2.59	3.47
G	5.14	3.11	2.27
L	5.31	3.64	-1.12
A	5.31	4.17	-5.41
S	5.14	4.68	-6.31
O	5.31	5.22	-4.39
N	5.14	5.73	-0.149
D	5.31	6.26	0.00

1.2 Richiesta portata costante

Il primo scenario in studio è quello di un'utenza che richieda costantemente per tutto l'anno una portata costante.

È compito quindi del progettista determinare la massima portata che risulti per-rò presente per tutti i 365,25 giorni.

Per poter giungere a soluzione si è proceduto con un primo calcolo in assenza di perdite per poi applicarle una volta determinata la portata massima e il volume del bacino, di primo tentativo.

La portata media in uscita Q_{out} si può ricavare dall'ultimo valore dei volumi cumulati cioè il massimo valore: $Q_{out} = \frac{V_{cum.ING,max}}{86400 \cdot 365.2} = 19.844 [m^3/s]$.

Sono stati quindi calcolati i volumi in uscita: $V_{OUT}(i) = Q_{out} \cdot 86400 \cdot n_{gg}(i)$ e i relativi cumulati (Volumi cumulati out), che, messi a confronto con i Volumi cumulati ing, restituiscono ΔV pari appunto alla differenza dei volumi cumulati. Tutto ciò è stato tabulato nella tabella 1.4. La presenza di un valore nullo conferma la buona scelta della portata media in uscita. La dimensione in prima approssimazione del bacino si ricava dalla formula $V_{bacino} = \Delta V_{max} - \Delta V_{min} = 9.78 \times 10^7 [m^3]$. La presenza di perdite comporta la necessità di determinare l'effettivo volume presente nel bacino, così da calcolre:

- Le superfici in gioco mese per mese e con esse l'evaporazione;
- L'altezza dal fondo dell'alveo e quindi le perdite per infiltrazioni.

1.2.1 Determinazione del volume nel bacino

La traslazione verso l'alto dei volumi cumulati in uscita di una quantità pari a ΔV_{max} (2^a colonna della tabella 1.5) permette di determinare l'effettivo volume

1. Studio di regolazione mediante lago artificiale a usi multipli

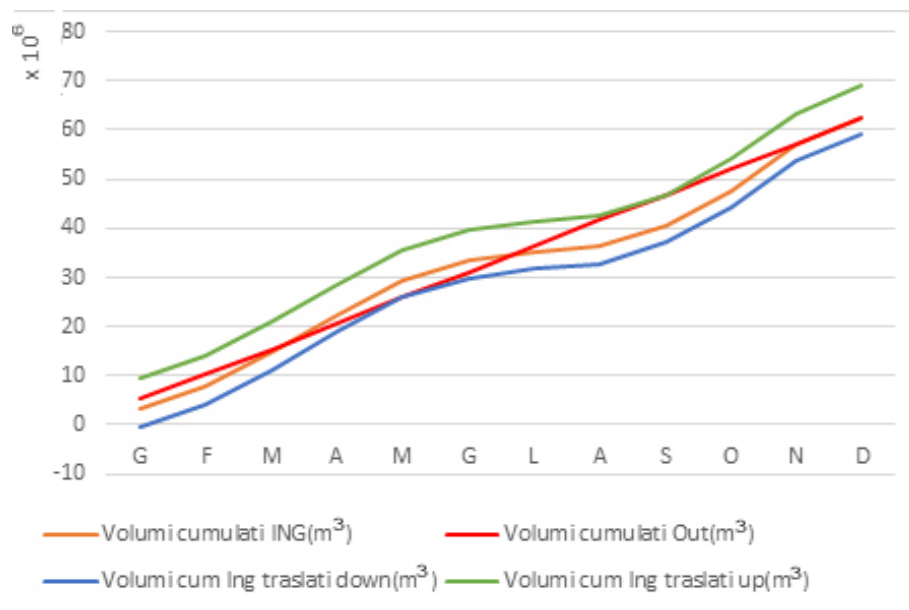


Figura 1.3: Volumi cumulati

all'interno del bacino.

La distanza verticale intercetta fra il diagramma così spostato e quello dei volumi derivati, rappresenta il volume d'acqua contenuto nel lago in funzione del tempo (Evan-
gelisti, 1964).

In formule: $V_{nelbacino}(i) = V_{cum-trasl-OUT}(i) - V_{cumING}(i)$ riportato in tabella 1.5 4^a colonna.

Tabella 1.5: Volume nel bacino

Mese	Volume cum. ING [m ³]x10 ⁸	Volume cum. Out traslati [m ³]x10 ⁸	V nel bacino [m ³]x10 ⁷
G	0.31	0.88	5.68
F	0.77	1.36	5.94
M	1.48	1.89	4.18
A	2.23	2.41	1.76
M	2.94	2.94	0.00
G	3.33	3.45	1.20
L	3.53	3.99	4.59
A	3.63	4.52	8.89
S	4.05	5.03	9.78
O	4.78	5.56	7.86
N	5.72	6.08	3.62
D	6.26	6.61	3.47

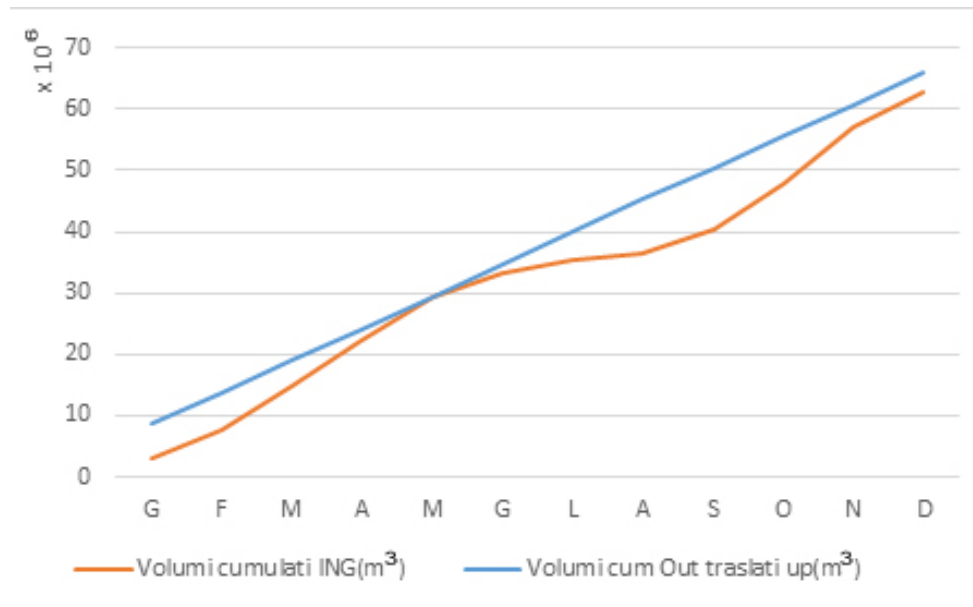


Figura 1.4: Volume effettivo nel bacino

1.2.2 Calcolo delle perdite

Le perdite principali in un bacino artificiale sono di due tipi: per evaporazione e per infiltrazione.

È quindi necessario determinare il volume perso per questi due fattori.

Perdite per evaporazione

I volumi persi per evaporazione sono stati predeterminati in tabella 1.1. In figura 1.5 se ne riporta l'andamento confrontandolo coi volumi sottesi. L'applicazione della formula ricavata dalla linea di tendenza di figura 1.5 ($y = 477.55x^3 - 15811x^2 + 294693x - 421944$) per il calcolo diretto dei volumi evaporati partendo dalle altezze sarebbe sbagliata, il rapporto non è lineare e questo quindi comporterebbe una sottostima delle perdite per altezze così basse.

Per giungere a corretta soluzione il primo passaggio è quello di determinare l'altezza del pelo libero mese per mese; ciò è possibile plottando le quote in funzione dei volumi sempre da 1.2 (figura 1.1). La via più rapida, però, è quella di sfruttare la ricerca obiettivo del programma Excel imponendo a una colonna l'equazione: $0 = y - 477.55x^3 - 15811x^2 + 294693x - 421944$ cercando quindi la quota che soddisfa tale funzione.

1. Studio di regolazione mediante lago artificiale a usi multipli

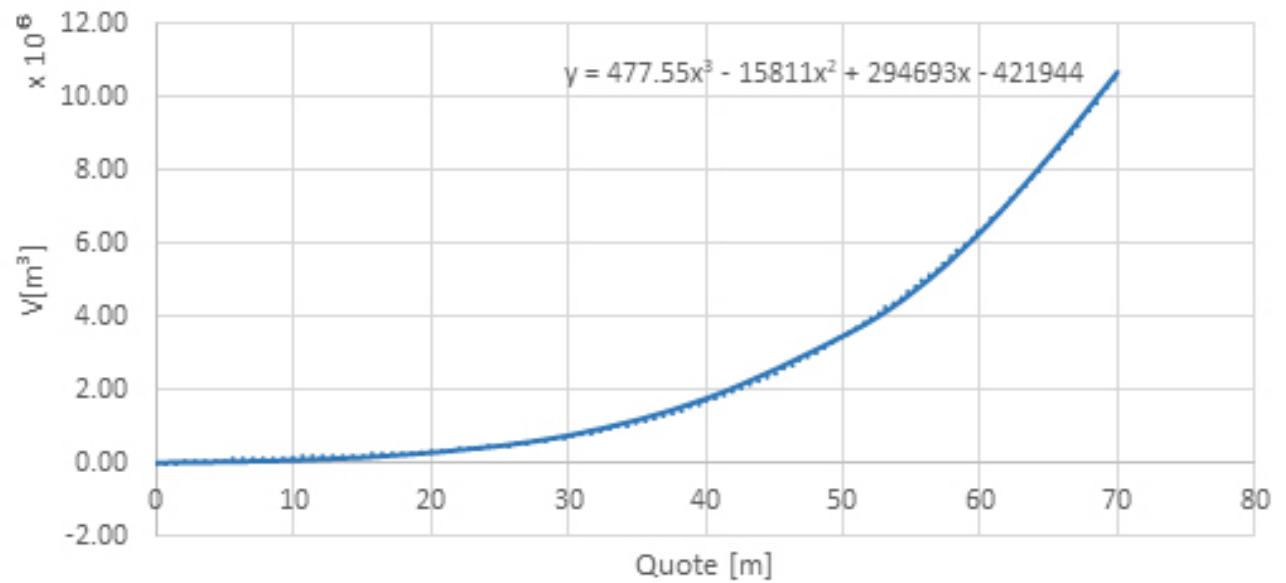


Figura 1.5: Volumi sottesi per varie quote

Tabella 1.6: Volume nel bacino considerando l'evaporazione

Mese	V nel bacino [m³]x10 ⁷	Quota th [m]	Ricerca obbiettivo	Quota per evapo [m]	V corretto da evaporazione [m³]x10 ⁷
G	5.68	58.051	0.000	58.044	5.68
F	5.94	58.814	0.000	58.801	5.93
M	4.18	52.974	0.000	52.931	4.17
A	1.76	40.688	0.000	40.615	1.75
M	0.00	1.556	0.000	0.000	0.00
G	1.20	36.059	0.000	35.867	1.18
L	4.59	54.472	0.000	54.227	4.52
A	8.89	66.318	0.000	66.089	8.78
S	9.78	68.237	0.000	68.059	9.69
O	7.86	63.944	0.001	63.843	7.82
N	3.62	50.751	0.000	50.699	3.61
D	3.47	50.116	0.000	50.096	3.47

Tabella 1.7: Volume infiltrato

Mese	P1	P2	Perdita per infiltrazione [m ³ /s]	V infiltrato perso [m ³] $\times 10^3$
G	9.59E-08	-1.63E-07	0.365	979
F	7.72E-08	-2.76E-07	0.384	937
M	1.40E-07	-4.71E-08	0.230	616
A	1.00E-07	-1.75E+07	0.080	207
M	0.00E+00	0.00E+00	0.000	0
G	2.29E-07	-1.77E-07	0.043	112
L	9.48E-08	-8.61E-07	0.282	755
A	2.35E-07	-1.07E+08	0.590	1580
S	7.49E-08	-1.02E-07	0.569	1474
O	6.55E-08	-1.86E-07	0.506	1356
N	6.90E-07	-9.74E-08	0.220	570
D	2.45E-05	-8.57E-08	0.210	563

Tabella 1.8: Volume effettivo

Mese	V corretto da evaporazione [m ³] $\times 10^7$	V. infiltrato [m ³] $\times 10^3$	V. netto [m ³] $\times 10^3$
G	5.68	979	5.58
F	5.93	936	5.84
M	4.17	616	4.11
A	1.75	207	1.73
M	0.00	0	0.00
G	1.18	112	1.17
L	4.52	755	4.45
A	8.78	1580	8.63
S	9.69	1474	9.55
O	7.82	1356	7.69
N	3.61	570	3.55
D	3.47	563	3.41

Perdite per infiltrazione

Le perdite per infiltrazione si determinano come interpolazione lineare fra i dati noti di tabella 1.1: $Q(i) = \frac{Q_1 \cdot P_1 + Q_2 \cdot P_2}{P_1 + P_2}$ perdita per infiltrazione dell'i-esimo mese. Ove: Q_1 e P_1 sono rispettivamente la portata infiltrata per il volume precedente tabulato e il valore di scostamento fra il volume in esame e il volume tabulato. Q_2 e P_2 sono i corrispettivi superiori di Q_1 e P_1 sempre tabulati in tabella 1.1. Da tali considerazioni ne scaturisce la tabella 1.7

Il volume effettivo risulta quindi di mese in mese pari ai valori riportati in tabella 1.8, riportato anche in forma grafica in figura 1.6. È quindi possibile determinare l'andamento temporale del volume presente nel bacino. Il volume totale del bacino, considerando le perdite, è presto determinato come il valore massimo del volume netto $9.55 \times 10^7 m^3$. Ad esso andrà aggiunto il volume morto di $8 \times 10^5 [m^3]$ ottenendo un volume complessivo di $9.63 \times 10^7 [m^3]$. Un ulteriore iterazione delle perdite porta alla determinazione di un volume

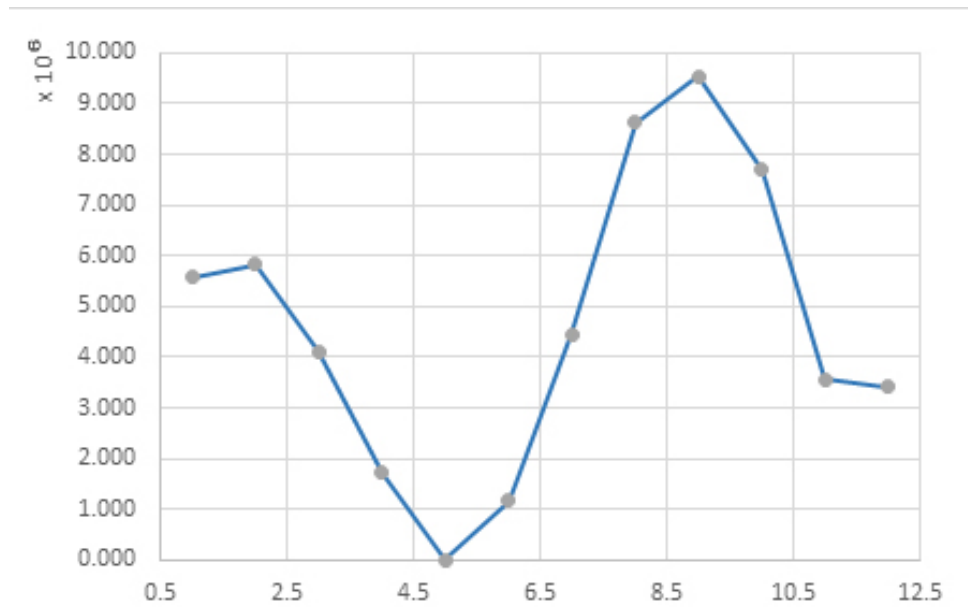


Figura 1.6: Volume effettivo nel bacino [m^3]

pari a $9.32 \times 10^7 [m^3]$. Considerando il volume morto si otterrebbe un volume di $9.40 \times 10^7 [m^3]$; avendo stesso ordine di grandezza del primo calcolo e considerando anche gli errori intrinseci delle varie misurazioni il volume può essere considerato pari a $9.63 \times 10^7 [m^3]$ con un'altezza della diga minima sempre pari a 67 [m].

1.3 Svolgimento servizi multipli

Il secondo scenario di utilizzazione dello stesso fiume consiste nell'erogare una portata variabile che asseconi le seguenti esigenze:

1. Approvvigionamento idrico di una regione avente 328000 abitanti, assumendo una dotazione idropotabile $dp = 300$ [litri/ab/giorno] e i coefficienti di consumo mensili riportati in tabella 1.9 (2^a colonna);
2. Irrigazione per aspersione di un territorio di 23400 [ha], da Maggio a Settembre inclusi, assumendo la dotazione irrigua massima di $= 0.60$ [litri/s/ha] e i coefficienti mensili di consumo irriguo di tabella 1.9 (3^a colonna);
3. Protezione del corso d'acqua a valle dall'inquinamento, mediante diluizione dei reflui di depurazione dei liquami prodotti dai suddetti abitanti, con una portata in alveo almeno tripla, assumendo i coefficienti di recupero di tabella 1.9 (4^a colonna);

4. Rilascio a valle della diga di una portata continua $Q_{DD} = 0.15 \text{ m}^3/\text{s}$ per preesistenti diritti di derivazione;
5. Rilascio a valle della diga di una portata continua $Q_{DMV} = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}$ per garantire il Deflusso Minimo Vitale;
6. Presenza di un volume morto $V_M = 8 \times 10^5 [\text{m}^3]$.

Tabella 1.9: Coefficienti mensili (adimensionali)

Mese	Consumo idropotabile	Consumo irriguo	Recupero idropotabile
G	0.8	0	0.9
F	0.82	0	0.88
M	0.87	0	0.85
A	0.95	0	0.82
M	1.05	0.3	0.8
G	1.17	0.75	0.77
L	1.23	1	0.75
A	1.26	0.85	0.74
S	1.15	0.35	0.78
O	0.97	0	0.83
N	0.91	0	0.86
D	0.85	0	0.88

1.3.1 Determinazione volumi richiesti

Per determinare il volumi richiesti dall'utenza bisogna specificare i volumi giornalieri richiesti per ogni precedente punto tabella 1.10.

È quindi possibile determinare i consumi effettivi moltiplicando ogni voce per il numero di giorni nel mese e per i coefficienti mensili di tabella 1.9.

Tabella 1.10: Volumi giornalieri richiesti

Voce	Coefficienti di consumo	Tot [m^3/gg]
nab [dp l/ab/g]		
328000	300	98400
ha irrigati di [l/s/ha]		
23400	0.6	1213056
Diritti di derivazione [m^3/s]		
0.15	1	12960
Dmv [m^3/s]		
0.4	1	34560

1. Studio di regolazione mediante lago artificiale a usi multipli

Tabella 1.11: Volumi effettivi captati

Mese	Giorni	Consumo idropotabile [m ³]x10 ⁶	Consumo irriguo [m ³]x10 ⁷	DMV [m ³]x10 ⁶	Diritti di derivazione [m ³]x10 ⁵	Recupero idropotabile [m ³]x10 ⁶	Volume out [m ³]x10 ⁷
G	31	2.44	0.00	1.07	4.02	6.59	1.05
F	28.25	2.28	0.00	0.976	3.66	6.02	0.964
M	31	2.65	0.00	1.07	4.02	6.77	1.09
A	30	2.80	0.00	1.04	3.89	6.90	1.11
M	31	3.20	1.13	1.07	4.02	7.69	2.36
G	30	3.45	2.73	1.04	3.89	7.98	4.02
L	31	3.75	3.76	1.07	4.02	8.44	5.13
A	31	3.84	3.20	1.07	4.02	8.53	4.58
S	30	3.39	1.27	1.04	3.89	7.94	2.55
O	31	2.96	0.00	1.07	4.02	7.37	1.18
N	30	2.69	0.00	1.04	3.89	6.93	1.10
D	31	2.59	0.00	1.07	4.02	6.85	1.09

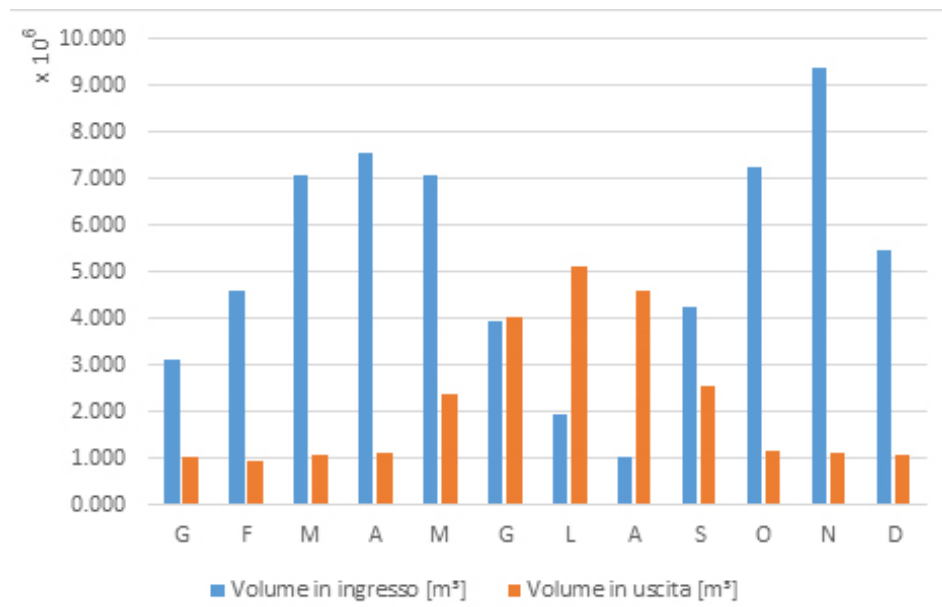


Figura 1.7: Istogramma mensile dei volumi

Tabella 1.12: Volume totale del bacino

Mese	Volume medio naturale [m ³] $\times 10^7$	Volume out [m ³] $\times 10^6$	V [m ³] $\times 10^5$	Valori negativi	Volume bacino [m ³] $\times 10^7$
G	3.11	1.05	205.67	0	6.84
F	4.59	0.964	362.47	0	
M	7.07	1.09	598.15	0	
A	7.58	1.11	645.57	0	
M	7.07	2.36	470.65	0	
G	3.94	4.02	-7.53	753	
L	19.93	5.13	-319.87	31987	
A	1.02	4.58	-356.35	35635	
S	4.25	2.55	170.07	0	
O	7.23	1.18	605.17	0	
N	9.38	1.10	827.87	0	
D	5.46	1.09	437.28	0	

1.3.2 Determinazione del volume nel bacino

A differenza del precedente utilizzo, in questo scenario la determinazione del volume del bacino segue una più semplice via di confronto fra i volumi in uscita e quelli in ingresso e la determinazione dei mesi in cui la domanda supera l'offerta. Sarà quindi necessario costituire un bacino che per quel periodo di deficit compensi le richieste, accumulando acqua dai mesi precedenti.

È palese che nei periodi in cui si raggiungerà il colmo e si avrà un trabocco, si determinerà del volume "perso" cioè un volume che non si è in grado di trattenere¹.

Tale volume è possibile determinarlo tramite semplice confronto fra la differenza di volume (Δ_V) e il volume nel bacino, fintanto che il Δ_V cumulato è minore del volume nel bacino ovviamente non si avrà trabocco, appena sarà invece maggiore si avrà lo sfioro del volume che non è possibile accumulare. Tale logica è stata concretizzata in Excel tramite funzione "se", e nella tabella 1.13 (2^a colonna) è riportato il risultato numerico di tale funzione indicando in rosso e in valore negativo il volume perso.

È facilmente determinabile a questo punto il volume presente nel bacino essendo pari al valore della 2^a colonna di tabella 1.13, in tutti i casi di valore positivo; ove negativo, il bacino sarà colmo e quindi il suo volume sarà il volume massimo del bacino. In figura 1.8 si riporta l'andamento di tabella 1.13.

¹Sarà opportuno determinare tutte le opere atte a mitigare lo straripamento, quali un adeguato stramazzone e un buon bacino di dissipazione (al paragrafo 2.4 si è provveduto al dimensionamento di quest'ultimo per un altro scenario).

1. Studio di regolazione mediante lago artificiale a usi multipli

Tabella 1.13: Volume effettivo nel bacino

Mese	Trabocco [m ³] $\times 10^7$	Volume Perso [m ³] $\times 10^7$	Tot Volume Perso [m ³] $\times 10^8$	Volume bacino [m ³] $\times 10^7$
G	2.06	0	2.18	2.06
F	5.68	0		5.68
M	-4.83	-4.83		6.84
A	-6.46	-6.46		6.84
M	-4.71	-4.71		6.84
G	6.76	0		6.76
L	3.56	0		3.56
A	0.00	0		0.00
S	1.70	0		1.70
O	-0.915	-0.915		6.84
N	-5.26	-5.26		6.84
D	-4.37	-4.37		6.84

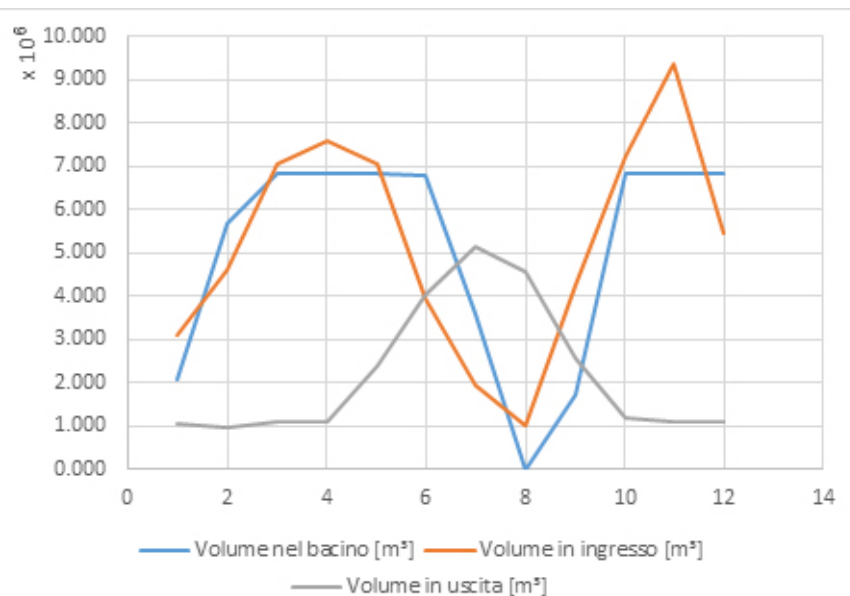


Figura 1.8: Volumi effettivi nel bacino

1.3. Svolgimento servizi multipli

Tabella 1.14: Volume nel bacino considerando l'evaporazione

Mese	V nel bacino [m ³] $\times 10^7$	Quota th [m]	Ricerca obbiettivo	Quota per evapo [m]	V corretto da evaporazione [m ³] $\times 10^7$
G	2.06	42	0.000	42	2.06
F	5.68	58	0.000	58	5.68
M	6.84	61	0.000	61	6.82
A	6.84	61	0.000	61	6.81
M	6.84	61	0.000	61	6.79
G	6.76	61	-0.001	60	6.69
L	3.56	50	0.000	50	3.51
A	0.00	0	0.000	0	0.00
S	1.70	40	0.000	40	1.68
O	6.84	61	0.000	61	6.80
N	6.84	61	0.000	61	6.82
D	6.84	61	0.000	61	6.83

Tabella 1.15: Volume infiltrato

Mese	P1	P2	Perdita per infiltrazione [m ³ /s]	V infiltrato perso [m ³] $\times 10^3$
G	3.25E-07	-7.10E-08	0.103	277
F	9.58E-08	-1.63E-07	0.366	892
M	1.84E-07	-6.57E-08	0.444	1189
A	1.84E-07	-6.57E-08	0.444	1151
M	1.84E-07	-6.57E-08	0.444	1189
G	2.14E-07	-6.26E-08	0.439	1139
L	1.03E-06	-9.31E-08	0.217	580
A	0.00E+00	0.00E+00	0.000	0
S	1.05E-07	-2.07E-06	0.077	199
O	1.84E-07	-6.57E-08	0.444	1189
N	1.84E-07	-6.57E-08	0.444	1151
D	1.84E-07	-6.57E-08	0.444	1190

1.3.3 Calcolo delle perdite

La determinazione delle perdite è stata effettuata con la stessa logica del paragrafo 1.2.2, si riportano quindi i soli risultati numerici riferiti a questo particolare scenario.

Il volume evaporato è stato calcolato tramite regressione dal grafico 1.5 e in tabella 1.13 sono riportati i valori numerici. Il volume infiltrato si basa su una media pesata dei valori di tabella 1.2 e i dati sono riportati in tabella 1.15.

Infine, come sopra, il volume netto è la differenza fra i due volumi (tabella 1.16).

Infine il volume morto, da aggiungere al volume del bacino, è dato pari a $800 \times 10^3 [m^3]$ esso è determinato da rilevamenti geologici e dal quantitativo di detriti che si andranno a creare con la costituzione dell'invaso e di quelli portati dal fiume, è quindi possibile, noti questi valori, sapere ogni quanto dover dragare il fondo diga.

1. Studio di regolazione mediante lago artificiale a usi multipli

Tabella 1.16: *Volume effettivo*

Mese	V corretto da evaporazione [m ³] $\times 10^7$	V. infiltrato [m ³] $\times 10^3$	V. netto [m ³] $\times 10^7$
G	2.06	276	2.03
F	5.68	892	5.59
M	6.82	1189	6.70
A	6.81	1151	6.70
M	6.79	1189	6.67
G	6.69	1138	6.58
L	3.51	580	3.45
A	0.00	0	0.00
S	1.68	199	1.66
O	6.80	1189	6.68
N	6.82	1151	6.70
D	6.83	1189	6.71

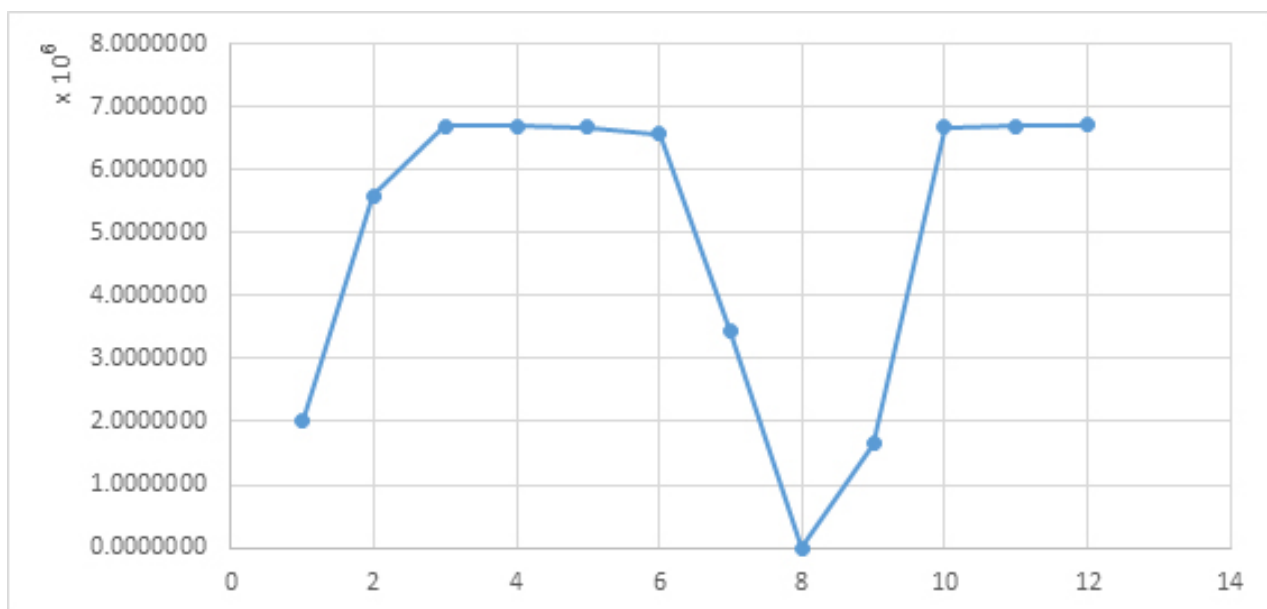


Figura 1.9: *Volume effettivo nel bacino [m³]*

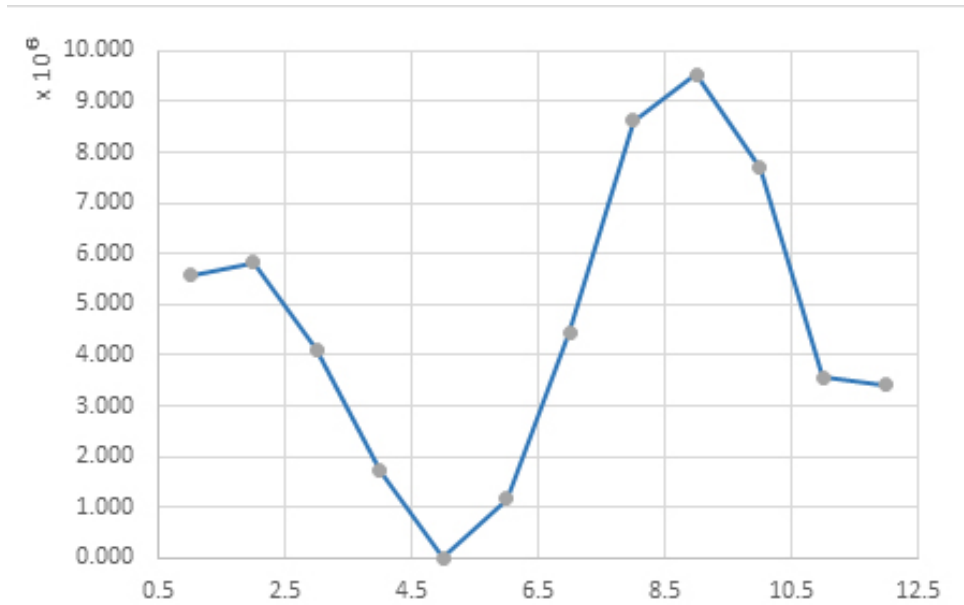


Figura 1.10: Volume effettivo nel bacino [m^3]

Il volume complessivo risulta quindi pari a $6.79 \times 10^7 [m^3]$ con altezza della diga netta pari 61 m, a questa sarà necessario aggiungere un franco di circa 2 m e una eventuale altezza di sicurezza per onde di piena e vento.

1.4 Conclusioni

Nello scenario di portata costante, considerando i dati forniti, la portata erogabile risulta pari a quella media cioè $19.844 [m^3/s]$.

Essa comporta un invaso di $9.63 \times 10^3 [m^3]$ considerando anche un volume morto di $800 \times 10^3 [m^3]$ ottenibile, essendo noto l'orografia della valle, con una diga di altezza pari a 70 [m], considerando un franco di sicurezza.

È stato determinato anche l'effettiva fluttuazione dei volumi nel lago considerando le perdite di evaporazione e infiltrazione e sono stati riportati in figura 1.10.

Nello scenario di portata variabile, essa risulta per buona parte dell'anno minore della portata naturale, è quindi necessario la costituzione di una diga tracimabile per il deflusso dei volumi eccedenti a quello invaso. Il volume da invasare è, a seguito delle richieste dell'utenza, pari $6.79 \times 10^7 [m^3]$, per tale volume sarà necessaria una diga di altezza pari a 65 [m], considerando un franco di sicurezza. Considerando le relative perdite, il volume invaso fluttuerà seguendo l'andamento del grafico 1.11.

1. Studio di regolazione mediante lago artificiale a usi multipli

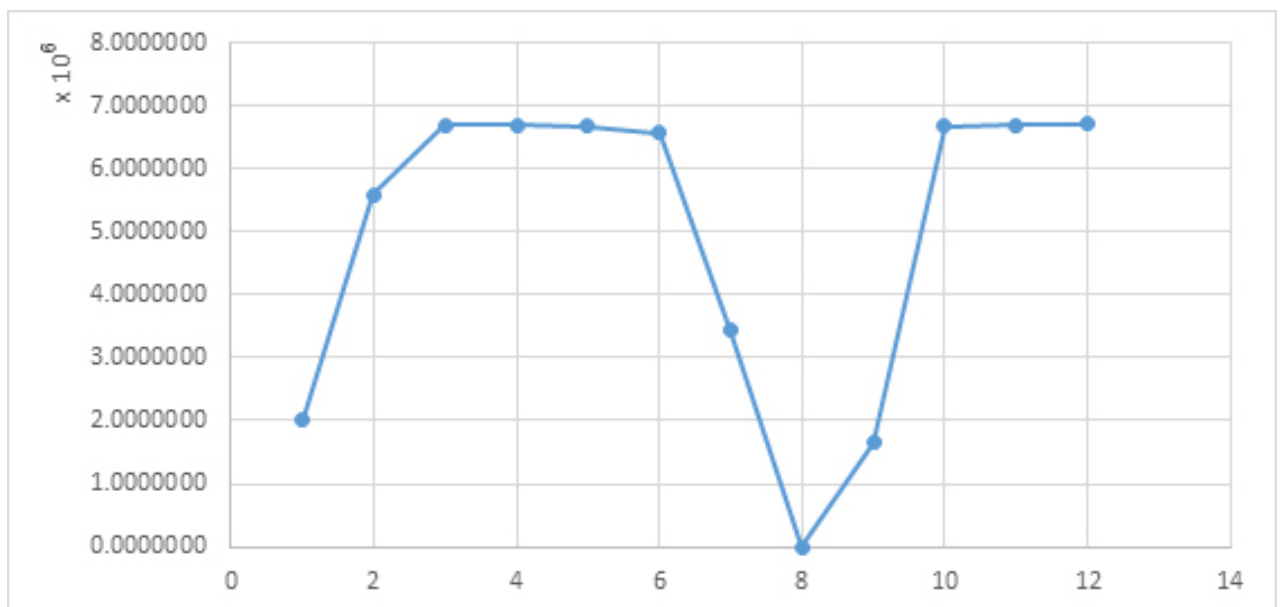


Figura 1.11: Volume effettivo nel bacino [m^3]

2

Verifica statica della diga di Vagli (Lu) in calcestruzzo a gravità ordinaria

2.1 Obiettivo analisi

Considerando la diga a gravità di Vagli si richiede la verifica secondo il regolamento dighe del 5 marzo 1982 della sezione orizzontale posta a una profondità $y_S = 37[m]$ sotto il piano di coronamento. Fra le spinte presenti ordinariamente è fatta, inoltre, richiesta di considerare la spinta del ghiaccio dello spessore di $0.38[m]$. È richiesta la verifica nell'ipotesi in cui la diga sia posta in zona sismica di seconda categoria. Infine, è richiesta la progettazione di un bacino di dissipazione al piede della diga per una portata di progetto pari a $78[m^3/s]$, tenendo conto che l'alveo fluviale ha forma rettangolare di larghezza 16.6 metri, una pendenza di fondo di $11.6[m/km]$ e una scabrezza, secondo Gauckler-Strickler, di $22[m^{1/3}/s]$.

2.2 Dati tecnici

2.2.1 Materiale da costruzione

La struttura è stata realizzata con calcestruzzo di cemento dosato a $3000[kg/m^3]$ per la zona del paramento di monte, a $2500[kg/m^3]$ per le fondazioni e a $2000-$

2. Verifica statica della diga di Vagli (Lu) in calcestruzzo a gravità ordinaria

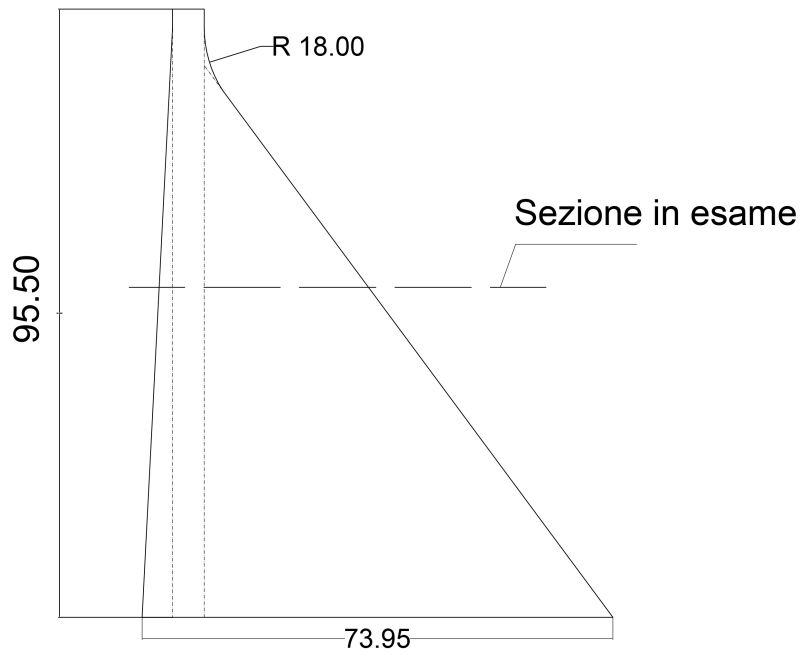


Figura 2.1: Geometria base della diga

Tabella 2.1: Caratteristiche della diga

Hmax [m]	92.5	
Profondità studiata Y_s [m]	40	
Coronamento [m]	5	
Franco [m]	3	
	i [-]	rad
inclinazione monte θ_i	0.05	0.05
inclinazione valle θ_e	0.80	0.68

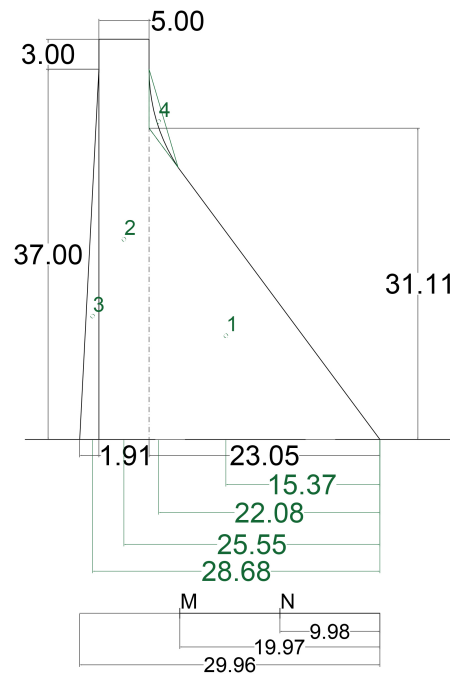


Figura 2.2: Geometria sezione in studio

Tabella 2.2: Aree e bracci delle figure elementari

Sezione	Area [m^2]	braccio x[m]	braccio y [m]
1	358.64	15.37	10.37
2	200.00	25.55	20
3	35.00	28.68	12.33
4	8.57	22.08	31.76

1800 [kg/m^3] per il corpo diga. Per semplificare lo studio, è stato ipotizzato che il calcestruzzo fosse omogeneo in tutta la diga e con peso specifico pari a 2400 [kg/m^3], cioè 23534.40 [N/m^3]. Per quanto riguarda le verifiche, si è ipotizzato che il calcestruzzo utilizzato rientrasse nella categoria C25/30 e che dunque fosse caratterizzato da una resistenza caratteristica a compressione di 25 [N/mm^2].

2.2.2 Geometria della diga

Ai fini di una semplificazione dei calcoli, oltre a considerare la profondità¹ come unitaria, la struttura è stata divisa in quattro figure geometriche elementari di cui si sono calcolate le aree e i bracci rispetto l'unghia di valle tramite il programma AutoCad, figura 2.2. Sono inoltre stati individuati i due terzi medi M e N rappresentativi del nocciolo centrale d'inerzia.

¹Nel senso perpendicolare de foglio.

2. Verifica statica della diga di Vagli (Lu) in calcestruzzo a gravità ordinaria

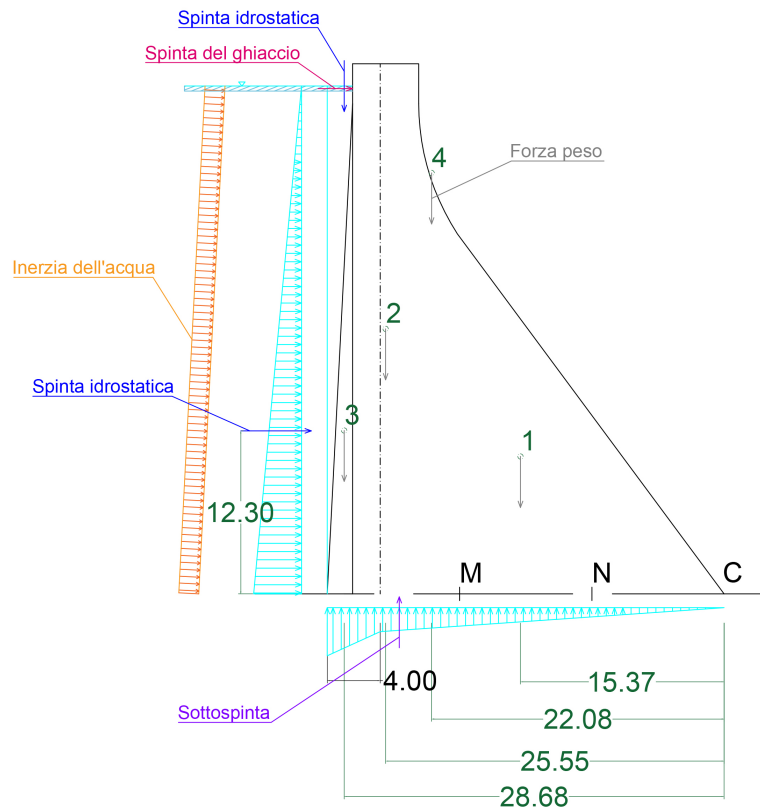


Figura 2.3: Forze in gioco

2.3 Calcolo delle spinte

Le spinte agenti sul manufatto sono:

- peso proprio del manufatto;
- spinta idraulica;
- sottospinta;
- azione del ghiaccio
- azione sismica che alleggerisce e che appesantisce;

In figura 2.3 è riportato uno schema sintetico delle forze in gioco.

2.3.1 Peso proprio

Dalla divisione della diga in geometrie semplificate e dal peso specifico del calcestruzzo, sono stati ricavati i pesi di ogni pezzo della struttura, riportati in tabella 2.3.

Tabella 2.3: *Pesi delle figure elementari*

Sezione	W [kN]	braccio x [m]	$M_W [kN \cdot m]$
1	8440.40	15.37	129729.032
2	4706.88	25.55	120260.78
3	823.75	28.68	23625.31
4	201.78	22.08	4455.28
Tot	14172.82	19.62	278070.42

Tabella 2.4: *Spinta idraulica*

Spinta	[kN]	braccio [m]	$M_{SH} [kN \cdot m]$
SH_x	6703.81	12.33	82680.43
SH_y	335.47	28.68	9621.29

2.3.2 Spinta idraulica

Data l'inclinazione del paramento di monte di 0.05 [rad] la spinta dell'acqua si suddivide in due componenti una verticale ed una orizzontale riportata in tabella 2.4.

2.3.3 Sottospinta

Si ipotizza che la sottospinta nasca da una fessura posta alla profondità in studio, la formula utilizzata è la seguente $S_1 = \frac{1}{2}(n + \alpha)\gamma hb$ riportata da (Evangelisti, 1964, p.60) la cui linea di azione dall'unghia di valle risulta essere distante: $\frac{b}{3} \left(1 + \frac{n(1 - \alpha) + \alpha(2 - \alpha)}{n + \alpha} \right)$. Le due formule sono state calcolate ammettendo che i drenaggi fossero distanti dal paramento di monte 4 metri e che il coefficiente n sia pari a 0.5, i valori sono riportati in tabella 2.5.

2.3.4 Spinta del ghiaccio

La spinta del ghiaccio secondo il decreto ministeriale (NICOLAZZI, 1982, C.4.a) è data dalla pressione di 150 kPa espressa per lo spessore dato di 0.38 [m], la cui risultante e il suo momento sono riportati in tabella 2.6 Non è stata considerata la componente verticale poiché già considerata nella spinta dell'acqua, i valori sono riportati in tabella 2.6.

Tabella 2.5: *Sottospinta*

S_1 [kN]	braccio [m]	$M_{S_1} [kN \cdot m]$
3442.27	20.74	71385.38

2. Verifica statica della diga di Vagli (Lu) in calcestruzzo a gravità ordinaria

Tabella 2.6: Spinta del ghiaccio

Sg [kN]	braccio [m]	$M_{Sg}[kN \cdot m]$
57	36.81	2.09

Tabella 2.7: Azione sismica

Sisma	sezione	Forza [kN]	braccio [m]	$M_{Si}[kN \cdot m]$
Orizzontale F_h	1	590.83	15.37	9081.03
	2	329.48	25.55	8418.25
	3	57.66	28.68	1653.77
	4	14.12	22.08	311.87
	Tot	992.10	19.62	19464.93
Verticale F_v	1	590.83	10.37	6126.89
	2	329.48	20.00	6589.63
	3	57.66	12.33	710.98
	4	14.12	31.76	448.60
	Tot	992.10	13.99	13876.10

2.3.5 Azioni inerziali

Azioni inerziali della massa strutturale

Il decreto ministeriale suggerisce di dividere le azioni inerziali sulla diga in spinte orizzontali e verticali seguendo le formule sotto riportate ne risultano quindi i valori sono riportati in tabella 2.7

a $F_h = CW$ con $C = \frac{S-2}{100}$ S è il grado di similitudine considerato per quest'analisi pari a 9;

b $F_v = mCW$ con m per quest'analisi pari a 1;

Azioni inerziali dell'acqua invasata

Le azioni inerziali dell'acqua sono assimilabili ad una distribuzione continua di pressione normale al paramento di monte:

$$p(t) = C\gamma y_0 \cdot \frac{cm}{2} \cdot \left[t(2-t) + \sqrt{t(2-t)} \right]$$

Ove:

- $t = \frac{y_s}{y_0}$ rapporto fra la profondità in esame e la profondità del punto più depresso di monte $y_0 = 85[m]$;
- $cm = cm(\theta_i) = 0.72$ cm dipende dall'inclinazione del paramento rispetto alla verticale;
- C è il coefficiente di intensità sismica precedentemente calcolato

La risultante di tale pressione si esplicherà in una componente verticale ed una orizzontale, si è ipotizzato per semplicità la distribuzione inclinata per tutta

l'area bagnata, come mostrato in figura 2.3 col tratto arancione, i valori sono riportati in tabella 2.6.

Tabella 2.8: *Inerzia Acqua*

S_d	Forza [kN]	Braccio [m]	$M_{Sd} [kN \cdot m]$
Orizzontale	529.81	19.62	9801.55
Verticale	26.51	28.68	760.38

2.3.6 Verifica a scorrimento

Il DM 1982 richiede che il rapporto tra la risultante delle forze orizzontali e verticali sia minore o uguale a $r = 0.75$. La risultante delle forze orizzontali risulta essere la combinazione:

- Spinta dell'acqua: 6703.8 [kN]
- Spinta del ghiaccio: 57 [kN]
- Inerzia dell'acqua da sisma: 529.81 [kN]
- Spinta del sisma: 992.09 [kN]

La risultante delle forze verticali risulta essere la combinazione:

- Spinta dell'acqua: 335.47 [kN]
- Peso proprio del manufatto: 14172.82 [kN]
- Inerzia dell'acqua da sisma: 26.51 [kN]
- Spinta del sisma: 992.09 [kN]

Lago vuoto

	Forze orizzontali [kN]	Forze verticali [kN]	r
No sisma	0.00	14172.82	0.00
Sisma che appesantisce	992.10	15164.92	0.07
Sisma che alleggerisce	992.10	13180.72	0.08

Lago pieno

In ambo gli scenari la diga è verificata per quanto riguarda lo scorrimento secondo il DM 1982. Si procede quindi alla verifica di resistenza.

2. Verifica statica della diga di Vagli (Lu) in calcestruzzo a gravità ordinaria

	Forze orizzontali [kN]	Forze verticali [kN]	r
No sisma	6760.82	14508.29	0.47
Sisma che appesantisce	8282.73	15526.90	0.53
Sisma che alleggerisce	5238.91	13489.68	0.39

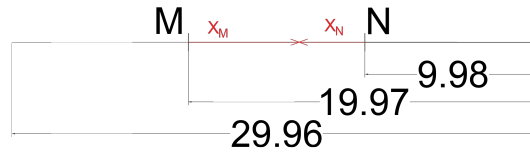


Figura 2.4: Centro di pressione

2.3.7 Verifica resistenza

È bene per determinare quali tipi di verifica effettuare conoscere lo stato tensionale a cui è soggetta la diga, si va quindi ad indagare la posizione dei centri di spinta, se all'interno o all'esterno del nocciolo centrale d'inerzia. Tale ricerca è da effettuarsi in tutti i contesti in cui si troverà la diga.

2.3.8 Centri di pressione

Si definiscono X_M e X_N le distanze che intercorrono dal centro di pressione ai punti definenti il nocciolo centrale d'inerzia. Le formule usate sono le solite per il calcolo dei punti di pressione:

$$\begin{aligned}
 - X_M &= \frac{2B}{3} - \frac{M_v}{F_v} \\
 - X_N &= \frac{M_v}{F_v} - \frac{B}{3} \\
 - e &= \frac{M_h}{F_v}
 \end{aligned}$$

Lago vuoto

	Momento verticale [kN · m]	Momento orizzontale [kN · m]	Forza verticale [kN]	X_M	X_N	e
No sisma	278070.42	/	14172.82	0.35	9.63	
Sisma che appesantisce	291946.52	19464.93	15164.92	0.72	9.26	1.28
Sisma che alleggerisce	264194.32	19464.93	13280.72	0.08	9.90	1.46

Lago pieno

Come si può notare i centri di pressione ricadono tutti nel nocciolo centrale

2.4. Bacino di dissipazione

	Momento verticale [kN · m]	Momento orizzontale [kN · m]	Forza verticale [kN]	X_M	X_N	e
No sisma	216306.33	84778.60	17950.56	7.92	2.06	4.72
Sisma che appesantisce	230942.82	114045.08	18969.17	7.80	2.19	6.01
Sisma che alleggerisce	201669.84	55512.11	16931.95	8.06	1.92	3.28

d'inerzia quindi l'asse neutro ne è esterno, in altre parole tutta la sezione è compressa.

La verifica di resistenza impone che le sollecitazioni unitarie principali debbano risultare non superiori a $3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ per le tensioni di trazione e non maggiori rispetto al carico di sicurezza del materiale per quelle di compressione. Ipotesizzato che il calcestruzzo sia classificabile come C25/30, la resistenza del materiale si assume pari a $25 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ corrispondenti a 25000 [kPa] . Si è quindi proceduto al calcolo degli sforzi principali. Nell'ipotesi che la sezione in esame risulti di forma rettangolare si può utilizzare le formule (12) e (13) riportate da (Evangelisti, 1964, p.74):

$$a) \sigma_A = 6 \frac{F_{tot} X_N}{b^2};$$

$$b) \sigma_B = 6 \frac{F_{tot} X_M}{b^2};$$

$$c) \sigma_1 = \sigma_A(1 + \theta_i^2) - \gamma y \theta_i;$$

$$d) \sigma_2 = \sigma_B(1 + \theta_e^2);$$

Ove:

θ_i	1.52 [-]	cotangenza dell'angolo di inclinazione paramento di monte
θ_e	0.89 [-]	cotangenza dell'angolo di inclinazione paramento di valle
γy	362.82 [kPa]	pressione dell'acqua alla quota in studio
k	2500 [kPa]	resistenza del calcestruzzo

Tabella 2.9: Verifiche di resistenza

Stato del lago	Sisma	σ_A [kPa]	σ_B [kPa]	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	Verifica a compressione
Vuoto	no	912.64	33.47	914.92	55.37	Verificato
	appesantisce	939.17	73.17	941.52	121.03	Verificato
	alleggerisce	879.43	7.12	881.6403	11.7853	Verificato
Pieno	no	247.59	950.7	247.3	1572.41	Verificato
	appesantisce	277.43	988.87	277.22	1635.52	Verificato
	alleggerisce	217.75	912.55	217.39	1509.29	Verificato

In tutti i casi studiati le verifiche sono soddisfatte.

2.4 Bacino di dissipazione

Il bacino di dissipazione è quel manufatto che si realizza a valle dello sbarramento tracimabile per la protezione del bacino naturale e della diga stessa.

2. Verifica statica della diga di Vagli (Lu) in calcestruzzo a gravità ordinaria

Data l'alta energia che si accumula nella tracimazione è bene dissiparla in una zona limitata e correttamente rinforzata.

I dati necessari sono riportati in tabella 2.10.

Sussistono due tipologie di bacini di dissipazione: il primo, in rilevato, nel

Tabella 2.10: Dati per la realizzazione del bacino di dissipazione

Q_p	78	$[m^3/s]$	Portata tracimata di progetto
H_p	94.4	$[m]$	Altezza di progetto
L	24	$[m]$	Larghezza alveo di progetto
L_s	23.10	$[m]$	Lunghezza di soglia
i	0.0116	$[-]$	pendenza di fondo
ks	22	$[m^{1/3}/s]$	Scabrezza secondo strickler

caso di corrente veloce nel bacino naturale, risultando necessario la realizzazione di un salto di Bidone si creerà artificialmente una zona a corrente lenta; il secondo, in depressione si realizza quando la corrente nel bacino naturale è già sufficientemente lenta.

Non sapendo in quale contesto si trova la diga di seguito vengono studiate entrambi gli scenari.

2.4.1 Bacino in rilevato

Definita $q_p = \frac{Q_p}{L_s}$ la portata per unità di lunghezza di soglia, nota la velocità della lamina d'acqua ai piedi della diga pari a $V_1 = \sqrt{2gH_p}$ si determina l'altezza d'acqua a valle $h_1 = \frac{q}{\sqrt{2gH_p}}$. (Evangelisti, 1964, p.129)

Dall'equazione globale dell'equilibrio dinamico si determina l'uguaglianza $h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{2q^2}{gh_1} + \frac{h_1^2}{4}}$.

In fine invertendo la nota equazione dello stramazzo a larga soglia si determina: $a = h_2 - \left(\frac{Q_p}{ksL_p\sqrt{2gi}}\right)^{2/3}$, nella quale si considera una lunghezza di platea $L_p = 6(h_2 - h_1)^2$.

Tabella 2.11: Dati bacino in rilevato

h_1	0.0784	$[m]$
h_2	5.4059	$[m]$
a	5.0278	$[m]$

2.4.2 Bacino in depressione

Il valore di h_2 risulta, in questo scenario, come nel caso precedente. Essendo in depressione in $a = h_2 - h_3$ dove h_3 risulta essere l'altezza del pelo libero nel

²Il valore moltiplicativo la parentesi può variare da 4.8 a 6, è stato scelto quest'ultimo a favore di sicurezza

bacino naturale. Il valore di h_3 si ricava per iterazione imponendo l'uguaglianza fra la portata di progetto e quella determinabile dall'equazione di Chezy: $Q_P = AR^{2/3}k_s\sqrt{i}$. Il volume di scavo dovrà essere superiore a $V = a \cdot L_p \cdot L$ per poter ottenere correttamente il salto di Bidone.

Tabella 2.12: *Dati bacino in depressione*

h_2	5.4059	[m]
h_3	1.5725	[m]
a	3.8335	[m]
V	2352.69	[m ³]

2.5 Conclusioni

Analisi statica

La diga in esame alla sezione studiata risulta essere conforme sia alle verifiche di resistenza che alla verifica di scorrimento, essa risulta in ogni scenario in compressione con carichi minori al carico limite di 25 [N/mm²] considerato come limite del calcestruzzo utilizzato. L'analisi statica risulta quindi soddisfacente.

Bacino di dissipazione

A livello progettuale un bacino in depressione porterebbe una caduta maggiore con incremento dell'effetto dissipativo, d'altro canto il sito presenta un fondo roccioso, essendo necessari 2353 [m³] di scavo, potrebbe risultare un'operazione più onerosa della realizzazione di un bacino in rilevato, tali calcoli esulano dalla richiesta del committente, che si potrà avvalere comunque del prezziario regionale per determinare un costo di massima.

3

Studio idrologico di una derivazione senza regolazione dei deflussi

3.1 Obiettivo

È data la serie storica di 37 anni dal 2000 al 1956, non si ha costanza nelle rivelazioni, ricavata dall'idrometro di S. Giovanni alla Vena (Fiume Arno). Tale serie è data in file Excel partendo dal 2000 e retrocedendo fino al 1956, si tratta di 37 matrici 31x12 (giorni x mesi) che dovranno essere rielaborate.

La richiesta del committente è la determinazione di 7 punti, qui riportati:

1. il calcolo della portata media, mediana e modale della serie;
2. il calcolo dello scarto quadratico medio e del coefficiente di dispersione della serie;
3. la determinazione della curva di frequenza della portata;
4. la determinazione della curva di durata della portata;
5. la determinazione della curva di utilizzazione del corso d'acqua;
6. la determinazione della curva di utilizzazione dell'impianto;
7. i volumi annui derivabili se la massima potenzialità dell'opera di presa viene fissata ad una portata pari a:

3. Studio idrologico di una derivazione senza regolazione dei deflussi

- la portata media Q_{med} ;
- la portata $Q_p = Q_{med} \cdot 1.12$;

Per poter rispondere correttamente a tali richieste è stato costituito uno script in MATLAB, così da poter sfruttare appieno le potenzialità di tale strumento ed accelerare il lavoro.

3.2 Rielaborazione dati

Il primo passaggio è stato estrarre i singoli anni dal file Excel e salvarli singolarmente, così da risultare più facili da elaborare in MATLAB. Da qui inizia la vera rielaborazione. Tali valori sono stati importati, e messi in un unico vettore colonna "serie".

3.2.1 Calcolo portate richieste

Il calcolo della portata media, moda, mediana è rapidamente calcolabile tramite funzione diretta di MATLAB.

Matlab script

```
mediana=median(serie);  
media=mean(serie);  
moda= mode(serie);
```

Esse restituiscono rispettivamente i valori di:

- $Q_{media}=80.632 \text{ m}^3/\text{s}$;
- $Q_{mediana}= 39.500 \text{ m}^3/\text{s}$;
- $Q_{moda} = 5.900 \text{ m}^3/\text{s}$;

Per la determinazione del coefficiente di dispersione della serie è stato necessario prima determinare la curva di frequenza delle portate e da essa il coefficiente richiesto.

3.2.2 Curva di durata delle portate

La curva di durata delle portate grafico 3.1 si è definita ordinando il vettore *serie* in modo decrescente. Per quanto riguarda la ascisse, essendo 13515 valori, essi sono stati scalati in un solo anno, dividendo 365 per 13515 ottenendo il passo di incremento delle x (0.027).

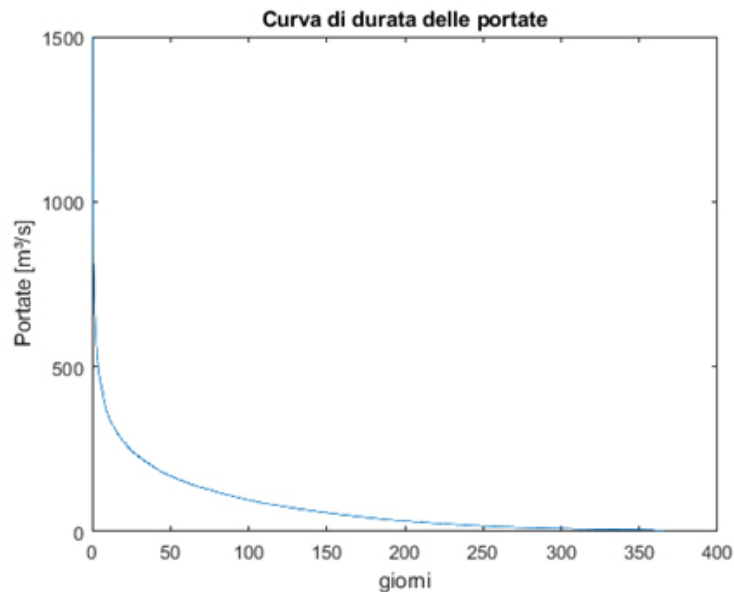


Figura 3.1: *Curva di durate delle portate*

Tutto questo è stato raggruppato nella matrice $B=[x',y]$; così che siano impostate in modo decrescente le portate. B come intuibile risulta essere una matrice $[13151 \times 2]$.

3.2.3 Curva di frequenza

La curva di frequenza non è altro che una rielaborazione, in forma continua, di un istogramma in cui: maggiori sono le frequenze maggiore sarà il numero di volte che si incontra quella determinata portata. Lo script *histogram* permette rapidamente tale calcolo.

Entrando nella funzione *histogram* è possibile estrarre il vettore *h.BinCounts* da cui è stato possibile plottare il grafico 3.2, esso consiste, appunto, in un vettore contenente riga per riga il numero di volte che si ripete una determinata portata. È quindi possibile ottenere un andamento più o meno continuo, con particolari accorgimenti è possibile anche renderlo più "pulito". Nota tale curva si può quindi procedere al calcolo del coefficiente di dispersione.

3. Studio idrologico di una derivazione senza regolazione dei deflussi

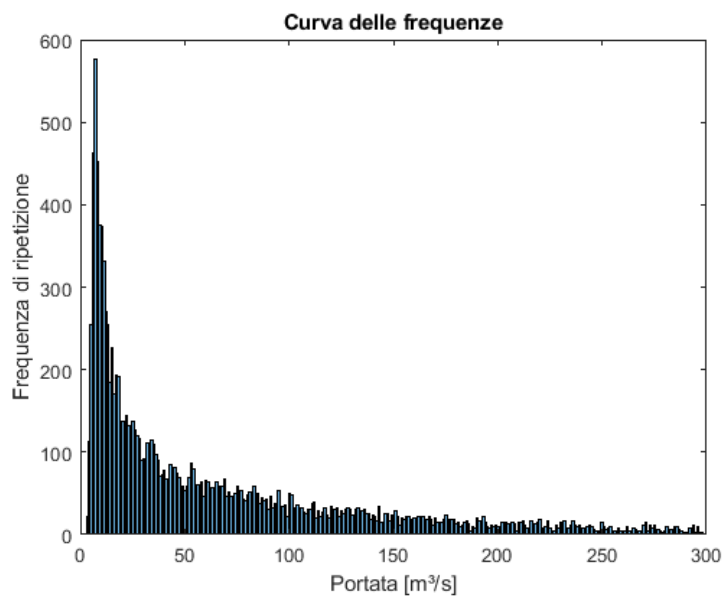


Figura 3.2: *Istogramma delle frequenze*

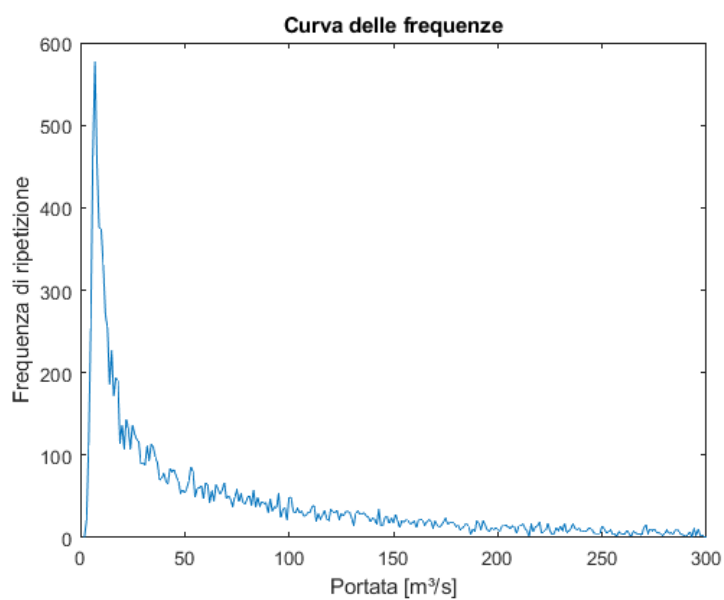


Figura 3.3: *Curva delle frequenze*

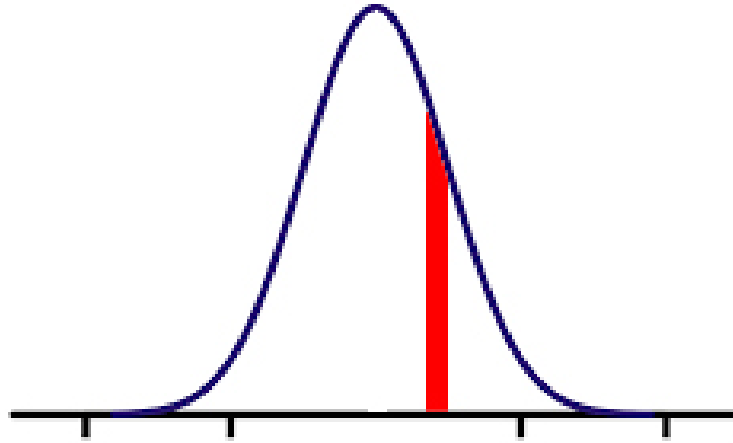


Figura 3.4: Rappresentazione grafica funzione trapz

3.2.4 Coefficiente di dispersione e deviazione standard

Lo scarto quadratico medio (o deviazione standard) definisce la stima della va-

riabilità di una popolazione di dati, esso è definito dalla formula: $\sigma = \sqrt{\frac{\sum_1^N (x_i - \bar{x})^2}{N}}$

In Matlab esiste la funzione *std* che restituisce la deviazione standard di un qualsiasi vettore. σ risulta quindi pari a $111.240 \text{ m}^3/\text{s}$.

Il coefficiente di dispersione è determinato dalla formula: $C_d = \frac{\sqrt{\mu_2}}{A}$.

Ove:

- A è la media delle portate
- $\mu_2 = \frac{\int_Q^{\min Q} \max (Q-A)^2 F(Q) dQ}{\int_Q^{\min Q} \max F(Q) dQ}$ dove $F(Q)$ è la frequenza di campionamento di una determinata portata

Tali integrali sono facilmente ottenibili tramite funzione *trapz* che permette di determinare l'area sottesa ad un vettore effettuando una sommatoria discreta di trapezi di base pari all'interasse delle ascisse (figura 3.4).

Risulta quindi, partendo dai dati del grafico 3.3:

$$\mu_2 = 510.294$$

$$C_d = 0.956 [-]$$

È stato inoltre calcolato il coefficiente di asimmetria, esso è determinato dalla formula:

$$C_a = \frac{\sqrt{\mu_3}}{A^3 C_d^2}$$

Dove

3. Studio idrologico di una derivazione senza regolazione dei deflussi

$$\mu_3 = \frac{\int_Q^{\min Q_{\max}} (Q-A)^3 F(Q) dQ}{\int_Q^{\min Q_{\max}} F(Q) dQ} = 17012.965.$$

Si ha quindi:

$$C_a = 1.476 [-].$$

3.2.5 Curve di utilizzazione

Le curve di utilizzazione partono dall'elaborazione del grafico 3.1 (Curva di durata delle portate) e si possono determinare grazie a queste 3 variabili:

- V_q il volume sotteso ad una determinata portata nella Curva di durata delle portate;
- V_0 il volume sotteso alla portata media;
- $V_{segn} = q \cdot 365$ volume derivabile se l'assegnata portata q fosse presente sempre

I coefficienti:

- $u_1(q) = \frac{V_q}{V_0}$ misura il rapporto fra volume derivato e volume disponibile nel corso d'acqua, la curva che rappresenta tale funzione è definita "curva di utilizzazione del corso d'acqua";
- $u_2(q) = \frac{V_q}{V}$ fornisce una curva definita "curva di utilizzazione dell'impianto";

Per il calcolo della di u_1 si è proceduto per "trapezi verticali" dato che il rapporto V_q su V_0 risulta uguale per fili orizzontali o verticali (grafico 3.5 Curva di utilizzazione del corso d'acqua).

Per il calcolo di u_2 risulta invece necessario procedere per "trapezi orizzontali", si è quindi proceduto a invertire l'ordine all'interno della matrice B [13151 x 2] prima di procedere all'integrazione $B_{invert} = [y' ; x]'$. Il grafico ottenuto è riportato in figura 3.6

È quindi possibile effettuare un confronto diretto fra le varie curve per poter giungere più rapidamente alle conclusioni richieste (grafico 3.7).

3.2.6 Volumi derivati

È richiesto infine quanti sono i volumi che si potrebbero avere derivando due portate costanti, differenti:

- a. la portata media $Q_{med} = 80.632 [m^3/s]$;

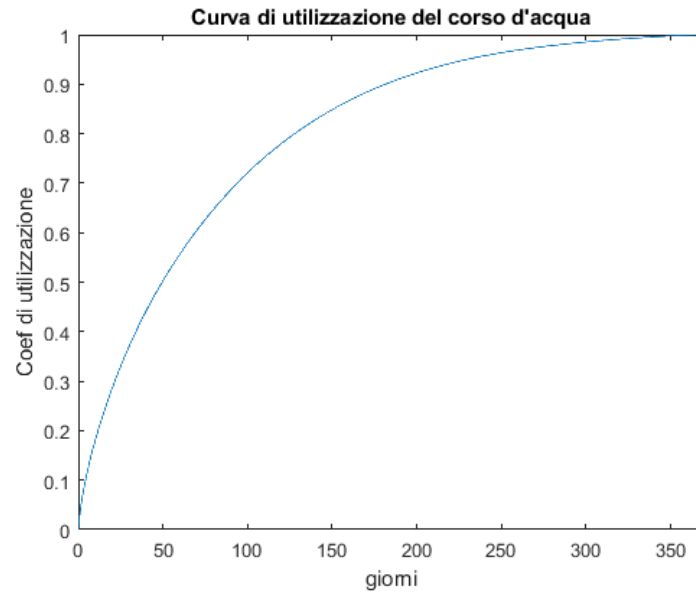


Figura 3.5: *Curva di utilizzazione del corso d'acqua*

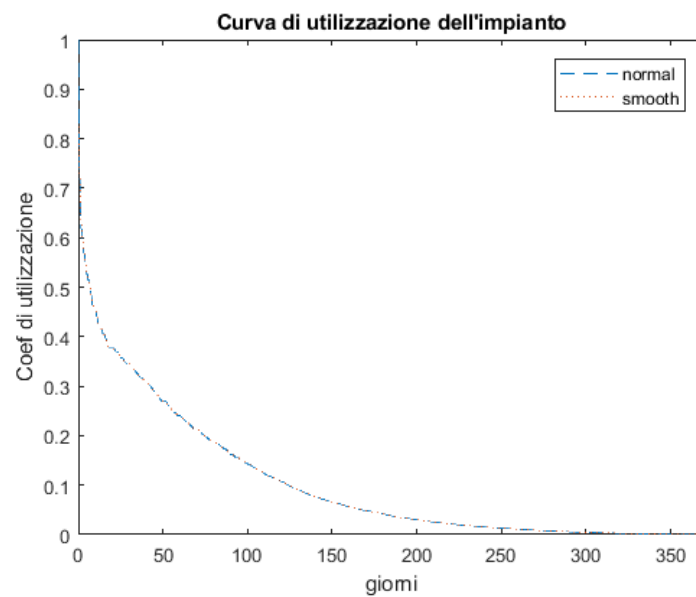


Figura 3.6: *Curva di utilizzazione dell'impianto*

3. Studio idrologico di una derivazione senza regolazione dei deflussi

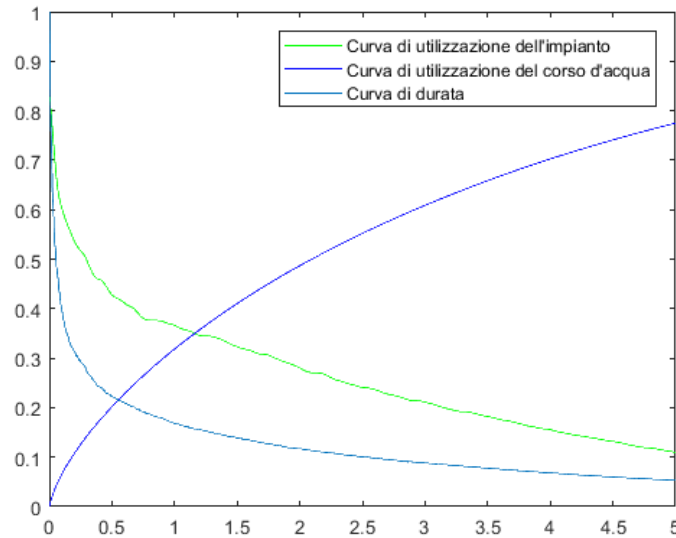


Figura 3.7: Confronto fra le varie curve

b. la portata $Q_p = Q_{med} \cdot (1.12) = 90.307[m^3/s]$;

La tecnica qui utilizzata è stata quella di considerare l'area da calcolare come due spezzoni:

1. fino alla portata richiesta un rettangolo di altezza pari alla portata e base pari all'ascissa coincidente nella matrice B;
2. dopo tale rettangolo, si è calcolato l'area (funzione trapz) della restante parte, dal rettangolo alla fine della matrice B.
 - a. l'area sottesa al rettangolo con portata media risulta pari a $9 \times 10^3[m^3]$; l'area della restante parte è uguale a $6 \times 10^3[m^3]$
 - b. l'area sottesa al rettangolo con portata Q_p risulta pari a $9 \times 10^3[m^3]$ l'area della restante parte è uguale a $7 \times 10^3[m^3]$

I volumi totali risultano quindi:

- $V_{med} = 15 \times 10^3[m^3]$;
- $V_p = 16 \times 10^3[m^3]$;

3.3 Conclusioni

Le portate richieste dal committente da determinare risultano, considerando la curva di frequenza grafico 3.3 pari a:

- $Q_{media}=80.632 \text{ m}^3/\text{s};$
- $Q_{mediana}= 39.500 \text{ m}^3/\text{s};$
- $Q_{moda} = 5.900 \text{ m}^3/\text{s} ;$

La grande differenza fra moda e media permette già di osservare come la distribuzione delle portate non sia regolare, inoltre i coefficienti che ne permettono la determinazione evidenziano come il fiume in questione non è adatto ad uno sfruttamento idroelettrico, o meglio a prima vista l'asimmetria ($Ca = 1.476$) e la bassa pendenza della curva di utilizzazione (grafico 3.7) porterebbero a sconsigliare l'uso dell'Arno in questa sezione per scopi idroelettrici, poiché sarebbero più i giorni in cui l'impianto non sarebbe a regime che quelli di perfetto funzionamento.

Nulla vieta in un utilizzo parziale se le portate in questione e quindi i ricavi sono sufficienti a coprire le spese (questo tipo di verifica esula dalle richieste del committente).

La curve che hanno permesso tale osservazione sono state riassunte nel grafico 3.7 scalate e rese unitarie per permetterne il confronto.

I coefficienti di dispersione e asimmetria risultano pari 0.956 e 1.476 rispettivamente.

I volumi che si possono ricavare considerando le portate:

- a. la portata media $Q_{med} = 80.632[m^3/\text{s}];$
- b. la portata $Q_p = Q_{med} \cdot (1.12) = 90.307[m^3/\text{s}];$

Sono:

- $V_{med} = 15 \times 10^3[m^3];$
- $V_p = 16 \times 10^3[m^3];$

Tali valori, basandosi su una serie storica superiore ai 25 anni è possibile considerarli veritieri anche per gli anni futuri.

Bibliografia

Evangelisti, G. (1964), *Impianti idroelettrici*, Pàtron.

NICOLAZZI, R. . (1982), D.min.l.pp. 24 marzo 1982, *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*.