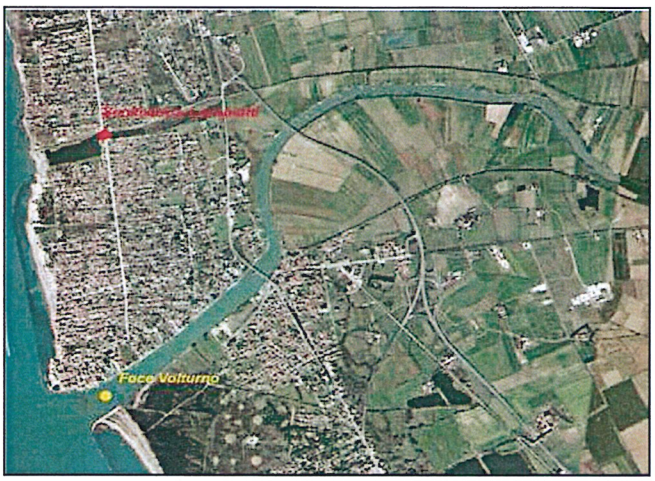
Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale

ex Autorità di Bacino Nazionale dei Fiumi Liri Garigliano e Volturno



RIFUNZIONALIZZAZIONE SCOLMATORE LAVAPIATTI NEL COMUNE DI CASTEL VOLTURNO (CE)

Intervento n.17 della Delibera n.8/2012 CIPE del 20/01/2012 cod. Istat 3 dell'Allegato 1 all'Accordo di Programma tra MATTM e Regione Campania

Autorità di Bacino dei Fiumi Liri Garigliano e Volturno - CASERTA

PROGETTO DEFINITIVO

A.02	RELAZIONE IDRAULICA
Scala	
Data: Marzo 2017	

Il SEGRETARIO GENERALE
dott.ssa. geol. Vera Corbelli

Il RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE *dott. ing. Raffaele Velardo*	***Il RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO*** *dott. geol. Gennaro Capasso*
SUPPORTO TECNICO-SCIENTIFICO	*Aspetti di ingegneria idraulica*: *prof. ing. Michele Di Natale*

Gruppo di progettazione	*dott.ssa geol. Gabriella Chiarolanza*	*geom .Gerardo D'Arbitrio*
	dott. geol. Arturo Gargiulo	*geom. Giuseppe Russo*
	dott. arch. Fausto Marra	*dott. Lorenzo Ferri*
	dott. ing. Massimo Morea	*dott. Marco Paolino*
	dott.ssa geol. Orsola Coppeta	*sig.ra Corinna Bruzzano*
	dott. ing. Diego Conte	

Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale

ex Autorità di Bacino del Fiumi Liri-Garigliano e Volturno

Rifunzionalizzazione dello scolmatore Canale Lavapiatti ubicato in destra foce Volturno

Relazione Idraulica

Indice

Premessa

1. Opere idrauliche
   1.1 Aspetti idrologici
   1.2 Interventi di difesa idraulica già realizzati
   1.3 Schema idraulico di riferimento
   1.4 Calcolo della capacità idrovettrice dello scolmatore Lavapiatti
   1.5 Profilo di corrente nello scolmatore
   1.6 Condizioni idrauliche del deflusso nella varice
   1.7 Manufatto dissipatore
   1.8 Portata centennale nel Volturno a valle dello Scolmatore
   1.9 Impianti di sollevamento

2. Circolazione idrica nello specchio d'acqua della varice

Premessa

Nel presente studio vengono riportati i calcoli eseguiti per la verifica del funzionamento idraulico della soluzione progettuale ipotizzata per la "Rifunzionalizzazione dello scolmatore Lavapiatti nel Comune di Castel Volturno (CE)". In particolare dopo aver costruito in maniera sintetica lo schema idrologico ed idraulico di riferimento, si illustra il calcolo eseguito per la stima della portata massima che il canale è in grado di smaltire in presenza di un evento di piena centennale e si riportano altresì le caratteristiche del profilo di corrente che si sviluppa nel manufatto in presenza di tale evento.

Si riporta poi una stima dell'efficacia del sistema previsto per la circolazione idrica all'interno dello specchio d'acqua della varice. A tal proposito si ricorda che nel processo di rifunzionalizzazione previsto dal progetto si è ripresa la soluzione progettuale e le opere già realizzate nel precedente intervento eseguito dal Provveditorato Interregionale alle OO.PP. della Campania e del Molise.

1. Opere idrauliche

1.1 Aspetti idrologici

La stima delle portate al colmo di piena del tratto vallivo del fiume Volturno è stata oggetto di numerosi studi che prendono a riferimento due eventi idrologici storici di eccezionale intensità. Si tratta della piena del 1949 (per la quale venne stimata alla stazione idrometrica di Ponte Annibale una portata al colmo di 3200-4000 m^3/s) e la piena del 1968 (per la quale, sempre alla stazione idrometrica di Ponte Annibale fu registrato un idrogramma con un picco di 3060 m^3/s).

La portata al colmo di piena a valle di ponte di Annibale è stata stimata pari a 3400 m^3/s, valore a cui corrisponde una frequenza media di apparizione di 80 anni.

In uno studio recente, eseguito dal Consorzio Cugri per la redazione del Piano Stralcio Difesa Alluvioni (2002), la portata centennale a valle di Ponte Annibale è stata stimata pari a 3600 m^3/s .

Nelle calcolazioni idrauliche effettuate si fa sempre riferimento ad un idrogramma di piena di forma simile a quello registrato nella piena del 1968, adeguandone il valore al colmo misusato con quelli calcolati; detto idrogramma, caratterizzato da due picchi di cui il massimo si verifica temporalmente dopo un altro di minore intensità, viene spesso fittiziamente ribaltato invertendo la posizione dei picchi in modo da massimizzare gli effetti dell'onda di piena .

Relativamente ai problemi di propagazione dell'onda di piena, si fa riferimento nel seguito al più recente studio di approfondimento eseguito dall'Autorità di Bacino nella variante al PSDA del 2004. In detto studio, che tiene conto degli interventi strutturali già realizzati negli anni passati lungo l'asta fluviale e di cui si parlerà nel seguito, la valutazione degli effetti di propagazione dell'onda di piena è stata effettuata mediante il codice di calcolo HEC-RAS sulla base delle seguenti ipotesi:

- idrogramma di piena di forma simile a quello registrato nel 1968 a Ponte Annibale ma ribaltato e con portata al colmo pari a 3600 m^3/s invece di 3060 m^3/s;
- scabrezza di Gauckler-Strickler pari 37$m^{1/3}/s$ per la savanella e 25 $m^{1/3}/s$ per l'area golenale.

La geometria dell'alveo è stata ricostruita sulla base di 180 sezioni trasversali del corso d'acqua (comprendenti savanella e golene) ottenute da rilievi topografici eseguiti nel periodo 2004-2007.

Il modello di calcolo ha evidenziato che gli effetti della laminazione nel tratto d'alveo esaminato (P. Annibale – foce) sono molto modesti (circa il 5-6%), pertanto, in assenza di opere di

difesa idraulica, nelle sezioni idriche prossime alla foce del Volturno la portata di 3600 m^3/s si ridurrebbe solo a circa 3400 m^3/s. Tale valore è completamente insufficiente rispetto alla capacità idrovettrice dell'alveo del Volturno nel tratto finale prossimo alla foce; qui, infatti, utilizzando i rilievi topografici della citata campagna del periodo 2004-2007, il modello HEC-RAS restituisce un valore massimo di portata contenuta in alveo non superiore **a 2000 m^3/s.**

1.2. Interventi di difesa idraulica già realizzati

Con riferimento alle opere di difesa idrauliche realizzate e da realizzare nel bacino del Basso Volturno, si ricorda che allo stato attuale si fa riferimento a quanto riportato nella revisione del progetto generale "Opere di difesa dalle massime piene fluviali della piana del Basso Volturno" redatta nel 1998 a cura del Provveditorato Interregionale alle OO.PP. per la Campania e il Molise, integralmente recepita nel Piano Stralcio Difesa Alluvioni (PSDA), redatto dalla AdB dei fiumi Liri-Garigliano Volturno, e adottato con delibera del 07.09.99.

In via sintetica le opere realizzate sono le seguenti:

- Adeguamento delle luci del ponte Garibaldi e del ponte della RFI a Cancello Arnone
- Risagomatura dell'alveo in un breve tronco compreso tra il ponte Garibaldi e il ponte della RFI;
- Costruzione del drizzagno del Caricchiano;
- Sovralzi arginali da Cancello Arnone a Capua *(Cancello Arnone a Brezza);*
- Scolmatore Fiumarella

  Detta opera è stata progettata per lasciar defluire una portata massima di 300 m^3/s ed è stata realizzata a cura del Consorzio di Bonifica del Basso Volturno. Attualmente l'opera non è funzionante perché occorre, completare il manufatto di sbocco nei Regi Lagni, demolire l'argine del Volturno in corrispondenza dell'imbocco, pulire l'alveo dalla vegetazione infestante.
- Scolmatore Lavapiatti

  Il progetto di questa opera, la cui rifunzionalizzazione rappresenta l'oggetto del presente studio, è stato predisposto nel 1998 a cura del Provveditorato Interregionale alle OO.PP. per la Campania e il Molise. La proposta progettuale prevedeva una soluzione che può essere così sintetizzata:
- un opera di imbocco in corrispondenza del ponte delle Bagnane con raccordo del fondo da quota 1.20msm a quota 0.30msm;

- un canale scolmatore della lunghezza di circa 850m costituito da un primo tratto non rivestito di lunghezza pari a circa 550m e larghezza variabile da 120m a 65m ed un secondo tratto con fondo rivestito in cls della lunghezza di circa 300m e larghezza di 60m;
- la sistemazione dello stagno naturale (varice) di forma rettangolare (lunghezza 600m e larghezza 120m) con l'approfondimento del fondale fino alla quota - 2.50msm mediante escavo; questo intervento era finalizzato all'utilizzo dello specchio d'acqua come porto turistico;
- la costruzione di un dissipatore di energia a valle del canale artificiale per evitare che in caso di piena la corrente entrasse nella varice con velocità troppo elevate che provocherebbero escavazioni del fondo;
- la realizzazione nel cordone dunale presente alla foce della varice di un varco a sezione trapezia con base minore larga 40 e lati inclinati di 1 su 2; tale opera, estesa fino alla quota -2.50msm, era realizzata rivestendo il fondo marino con massi naturali di peso 1,5-2.5t e proteggendo il lati con due pennelli sempre in massi naturali;
- la realizzazione di un impianto per la circolazione idrica forzata nello specchio d'acqua della varice ottenuta mediante pompe aspiranti con smaltimento delle portate a mare mediante una condotta in vetroresina della lunghezza di 800m;
- previsione di un sistema sorbonatura periodica mediante pompe disposte su zattere per garantire l'officiosità della foce riutilizzando le sabbie prelevate per il ripascimento degli arenili adiacenti.

Allo stato attuale le opere previste nel progetto prima citato non appaiono essere state completate e lo stato generale del manufatto, lontano dal possedere le caratteristiche funzionali previste, è quello di completo abbandono e totale inefficienza idraulica.

Da l'analisi dei rilievi di dettaglio eseguiti e a seguito di un sopralluogo effettuato si è potuto riscontrare che:

- il canale artificiale subito a valle del viadotto delle Bagnane si è riempito di vegetazione e rifiuti di varia origine che rendono necessario uno di studio di caratterizzazione del sito per riconoscere la presenza di eventuali sostanze contaminanti ;
- la zona della varice terminale che doveva essere uno specchio d'acqua a profondità-2.50 protetto alla foce da due pennelli e da uno letto di massi sul fondo, è stato completamente riempito dai fenomeni di insabbiamento in atto che hanno ridotto l'area in una sorta di palude malsana con tiranti idrici di qualche decina di centimetri; in corrispondenza dello

sbocco al mare il cordone dunale con quota anche di 1.50-2,00 m.s.m. ha completamente occluso la foce ed è impedita ogni forma di ricambio idrico con l'acqua stagnante più interna;

- le opere (centrale di sollevamento e tubazione di scarico) previste per il ricambio forzato nel bacino idrico interno sono state realizzate solo parzialmente e le parti esistenti non appaiono essere più utilizzabili o recuperabili.

1.3. Schema idraulico di riferimento

Alla luce di quanto prima illustrato, lo schema idraulico di riferimento del fiume Volturno, in occasione di una piena centennale, è quello rappresentato nella fig.1.

La portata massima, denominata Q_L, che può defluire nel canale Lavapiatti, e di conseguenza la portata Q_V che defluisce nel Volturno, formano l'oggetto delle calcolazioni idrauliche riportate nel seguito.

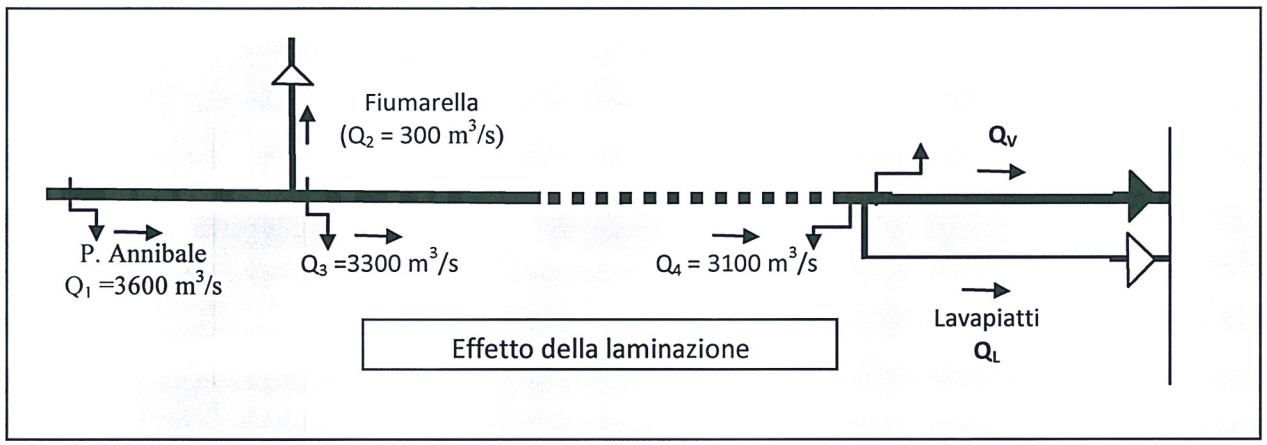


fig.1- schema idraulico basso Volturno

1.4. Calcolo della capacità idrovettrice dello scolmatore Lavapiatti (portata Q_L)

Con riferimento allo schema di fig. 2, sono state fatte le seguenti ipotesi:

- condizioni di moto permanente;
- carico idraulico nella sezione di monte (sez. a- a), H=2.50m (valore desunto dalle elaborazioni effettuate dalla AdB);

- pendenza del canale a sezione costante (da sez.c-c a sez-b-b), i = 0.00063;
- scabrezza di Gauckler-Strickler delle pareti del canale, K = 55
- pendenza del canale a sezione variabile (da sez.b-b-c a sez. a-a), i = 0.00156;
- scabrezza di Gauckler-Strickler delle pareti del canale, K = 40

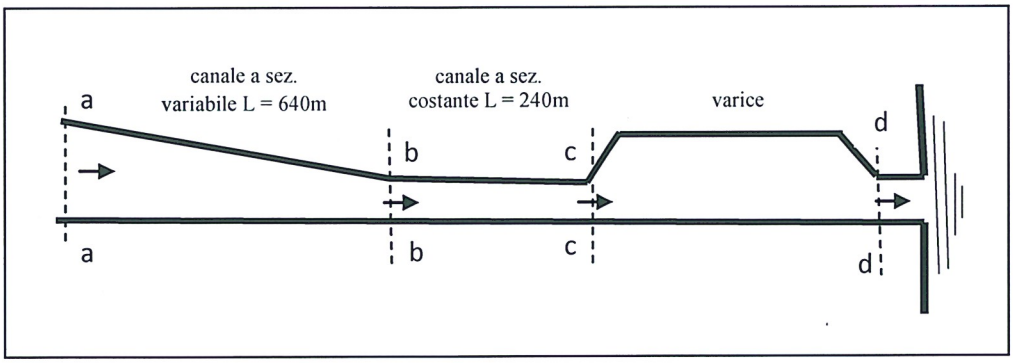


fig.2 schema di calcolo del profilo idraulico

Il calcolo della portata Q_L è stato effettuato per successive iterazioni. In particolare, fissato un valore delle portata Q_{Li}, si è ricavato il profilo di corrente nel tratto di canale dalla sez. c-c di sbocco alla sez.b-b (canale in cls a sezione costante) e da quest'ultima alla sez a-a di imbocco (canale a larghezza variabile in terra). Ricavato il valore del tirante idrico h_{ai}, noto il valore della portata Q_L e fissata la geometria della sez. a-a si è calcolato il valore del carico idraulico H_{ai} in detta sezione.

Questo valore del carico è stato confrontato con quello massimo disponibile sempre nella sez.a-a di imbocco e derivante dalle condizioni di deflusso della piena nella savanella in destra Volturno (H=2.50m). Il calcolo è stato ripetuto iterativamente fino a quando è risultato $H_{ai} = H=2.50$ m.

In tale situazione è risultato:

- *canale a sezione costante (da sez.c-c a sez. b-b)*

  $Q_L \approx 500$ m^3/s

  $h_c = h_{crit} = 1.96$m;

  $V_c = 4.40$ m/s

  $h_b = 2.93$m

  $V_b = 2.93$ m/s

  $h_u = 3.10$m (altezza di moto uniforme)

  $V_u = 2.76$ m/s (velocità di moto uniforme)

- *canale a sezione variabile (da sez. b-b a sez. a-a)*

  $Q_L \approx 500$ m^3/s

  $h_a = 2.18$ m;

  $V_a = 1.70$ m/s

Giova osservare che le calcolazioni effettuate evidenziano un valore della portata Q_L inferiore a quello stimato nel progetto del 1998, dove risultava Q_L=700 m^3/s . Ciò discende dall' avere assunto l'altezza del carico idraulico (in corrispondenza dell'imbocco del canale Lavapiatti) pari a quella ricavata dalle ultime applicazioni del modello di HEC RAS, altezza che risulta essere più bassa di quella utilizzata nella precedente valutazione. Inoltre, anche per la stima delle resistenze al moto, si è fatto riferimento ad un valore più basso del coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler precedentemente assunto, perché ritenuto più verosimile alla situazione reale (K=55 al posto di K=80 nel tratto di canale rivestito in cls).

1.5. Profilo di corrente nello scolmatore

Per il tracciamento del profilo di corrente nello scolmatore, avendo verificato che in tutti i casi esaminati la corrente è sempre lenta, si è potuto assumere, tenendo conto delle condizioni al contorno, che nella sezione di valle sez. c-c si stabilisce una altezza di stato critico e che, a partire da tale valore, si risale verso monte con un profilo di tipo lento accelerato.

Nelle tabb.I e II si riportano i dati del profilo idraulico calcolato con riferimento alla portata finale di 500 m^3/s.

Le calcolazioni fanno ovviamente riferimento alla nota equazione dei profili in moto permanente:

$$dH/ds = i - J \qquad (1)$$

in cui:

H = è il carico idraulico ($H = h + V^2/2g$);

V = velocità della corrente;

i = pendenza di fondo del canale (i= 0.00063 nel tratto compreso tra le sezz. b-b e c-c; i= 0.00156 nel tratto compreso tra le sezz. a-a e b-b);

J = perdite di carico unitaria (stimata con la nota formula di Gauckler-Strickler);

s = ascissa del canale.

La relazione di Gauckler-Strikler si esprime nel modo seguente:

$$J = \frac{Q^2}{k^2 \sigma^2 R^{4/3}} \tag{2}$$

in cui, oltre ai termini già indicati:

Q = portata idrica;

k = coefficiente di scabrezza (k = 55 lungo il canale con sponde e fondo in cls - tratto compreso tra le sezz. b-b e c-c; k = 40 lungo il canale in terra a pianta trapezoidale - tratto compreso tra le sezz. a-a e b-b)

σ = sezione idrica;

R = raggio idraulico.

h (m)	B (m)	σ (m^2)	P (m)	R (m)	K	V (m/s)	J	H (m)	ΔH (m)	i	Δs (m)	s (m)
1,960	60,00	117,60	63,92	1,84	55,00	4,38	0,003446	2,937				
2,196	60,00	131,79	64,39	2,05	55,00	3,91	0,002467	2,975	-0,037	0,0006	20,00	20,00
2,479	60,00	148,73	64,96	2,29	55,00	3,46	0,001731	3,090	-0,023	0,0006	20,00	40,00
2,561	60,00	153,64	65,12	2,36	55,00	3,35	0,001574	3,133	-0,019	0,0006	20,00	60,00
2,626	60,00	157,58	65,25	2,41	55,00	3,27	0,001462	3,171	-0,017	0,0006	20,00	80,00
2,682	60,00	160,91	65,36	2,46	55,00	3,20	0,001376	3,204	-0,016	0,0006	20,00	100,00
2,730	60,00	163,80	65,46	2,50	55,00	3,14	0,001306	3,234	-0,014	0,0006	20,00	120,00
2,773	60,00	166,36	65,55	2,54	55,00	3,10	0,001248	3,261	-0,013	0,0006	20,00	140,00
2,811	60,00	168,66	65,62	2,57	55,00	3,05	0,001199	3,286	-0,012	0,0006	20,00	160,00
2,846	60,00	170,75	65,69	2,60	55,00	3,02	0,001157	3,309	-0,011	0,0006	20,00	180,00
2,878	60,00	172,66	65,76	2,63	55,00	2,98	0,001120	3,331	-0,010	0,0006	20,00	200,00
2,907	60,00	174,42	65,81	2,65	55,00	2,95	0,001088	3,351	-0,010	0,0006	20,00	220,00
2,934	60,00	176,05	65,87	2,67	55,00	2,93	0,001058	3,370	-0,009	0,0006	20,00	240,00

Tab. I Profilo di corrente nel tratto di canale a sezione costante(da sez.c-c a sez.b-b)

h = tirante idrico
B= larghezza della sezione
σ=area sezione idrica
P = perimetro bagnato
R = raggio idraulico
K =coeff. di scabrezza
V = velocità
J = perdite di carico unitarie
H = carico idraulico totale
i = pendenza di fondo del canale
s = ascissa del canale

h (m)	B (m)	σ (m^2)	P (m)	R (m)	K	V (m/s)	J	H (m)	ΔH (m)	i	Δs (m)	s (m)
2,93	60,00	176,04	65,87	2,67	40,00	2,93	0,00200	3,37				
2,95	60,00	176,75	65,89	2,68	40,00	2,91	0,00198	3,38	-0,008	0,00156	20,00	20,0
2,96	62,58	185,47	68,51	2,71	40,00	2,78	0,00178	3,36	-0,004	0,00156	20,00	40,0
2,97	65,16	193,62	71,10	2,72	40,00	2,66	0,00162	3,33	-0,001	0,00156	20,00	60,0
2,97	67,74	201,29	73,68	2,73	40,00	2,56	0,00150	3,31	0,001	0,00156	20,00	80,0
2,97	70,32	208,55	76,25	2,73	40,00	2,47	0,00139	3,28	0,003	0,00156	20,00	100,0
2,96	72,90	215,43	78,81	2,73	40,00	2,39	0,00131	3,25	0,005	0,00156	20,00	120,0
2,94	75,48	221,97	81,36	2,73	40,00	2,32	0,00123	3,22	0,007	0,00156	20,00	140,0
2,92	78,06	228,20	83,91	2,72	40,00	2,26	0,00117	3,18	0,008	0,00156	20,00	160,0
2,90	80,64	234,11	86,45	2,71	40,00	2,20	0,00112	3,15	0,009	0,00156	20,00	180,0
2,88	83,22	239,74	88,98	2,69	40,00	2,15	0,00107	3,12	0,010	0,00156	20,00	200,0
2,86	85,80	245,10	91,51	2,68	40,00	2,10	0,00103	3,08	0,011	0,00156	20,00	220,0
2,83	88,38	250,18	94,04	2,66	40,00	2,06	0,00100	3,05	0,011	0,00156	20,00	240,0
2,80	90,96	255,00	96,57	2,64	40,00	2,02	0,00097	3,01	0,012	0,00156	20,00	260,0
2,78	93,54	259,58	99,09	2,62	40,00	1,98	0,00094	2,98	0,012	0,00156	20,00	280,0
2,75	96,12	263,90	101,61	2,60	40,00	1,95	0,00092	2,94	0,013	0,00156	20,00	300,0
2,72	98,70	267,99	104,13	2,57	40,00	1,92	0,00090	2,90	0,013	0,00156	20,00	320,0
2,68	101,28	271,85	106,65	2,55	40,00	1,89	0,00088	2,87	0,014	0,00156	20,00	340,0
2,65	103,86	275,48	109,16	2,52	40,00	1,87	0,00087	2,83	0,014	0,00156	20,00	360,0
2,62	106,44	278,88	111,68	2,50	40,00	1,85	0,00085	2,79	0,014	0,00156	20,00	380,0
2,59	109,02	282,07	114,19	2,47	40,00	1,83	0,00084	2,76	0,014	0,00156	20,00	400,0
2,55	111,60	285,05	116,71	2,44	40,00	1,81	0,00084	2,72	0,014	0,00156	20,00	420,0
2,52	114,18	287,83	119,22	2,41	40,00	1,79	0,00083	2,68	0,015	0,00156	20,00	440,0
2,49	116,76	290,40	121,73	2,39	40,00	1,77	0,00082	2,65	0,015	0,00156	20,00	460,0
2,45	119,34	292,78	124,25	2,36	40,00	1,76	0,00082	2,61	0,015	0,00156	20,00	480,0
2,42	121,92	294,98	126,76	2,33	40,00	1,75	0,00082	2,57	0,015	0,00156	20,00	500,0
2,39	124,50	296,99	129,27	2,30	40,00	1,73	0,00082	2,54	0,015	0,00156	20,00	520,0
2,35	127,08	298,82	131,78	2,27	40,00	1,72	0,00082	2,50	0,015	0,00156	20,00	540,0
2,32	129,66	300,49	134,30	2,24	40,00	1,71	0,00082	2,47	0,015	0,00156	20,00	560,0
2,28	132,24	301,99	136,81	2,21	40,00	1,71	0,00082	2,43	0,015	0,00156	20,00	580,0
2,25	134,82	303,33	139,32	2,18	40,00	1,70	0,00083	2,40	0,015	0,00156	20,00	600,0
2,22	137,40	304,53	141,83	2,15	40,00	1,69	0,00083	2,36	0,015	0,00156	20,00	620,0
2,18	139,98	305,58	144,35	2,12	40,00	1,69	0,00084	2,33	0,014	0,00156	20,00	640,0

Tab. II profilo di corrente nel tratto di canale a sezione variabile(da sez.b-b a sez.a-a)

1.6. Condizioni idrauliche del deflusso nella varice

Per quanto concerne questa opera esistente non sono state riportate verifiche idrauliche per le quali si rimanda al progetto esecutivo del 1998.

Infine, per quanto riguarda la sez. d-d di foce si può assumere che in essa si verifichino nuovamente condizioni di stato critico con un tirante che, essendo la sezione larga 60m, è pari a circa 1.96 m con velocità di 4.40m/s e carico totale H = 2.94m.

Con tale condizione di chiusura, in occasione della piena centennale, il tirante idrico nella varice raggiunge il valore massimo di 2.90m (corrispondente ad una quota idrica di +1.40 m.s.m.) con velocità di circa 1.30m/s.

1.7. Manufatto dissipatore

Prendendo a riferimento lo schema di fig.3 si verifica poi agevolmente che la corrente non è rigurgitata da valle e la quantità di moto totale nella sezione terminale della vasca di (sez.2) è maggiore di quella nella sezione di monte (sez.1); pertanto, risultando $M_2 > M_1$, il risalto si forma all'interno della vasca stessa.

Quest'ultima ha poi una lunghezza di circa 60m che risulta ampiamente sufficiente a garantire che il risalto sia sempre contenuto al suo interno ($l > 6\ H_{monte}$).

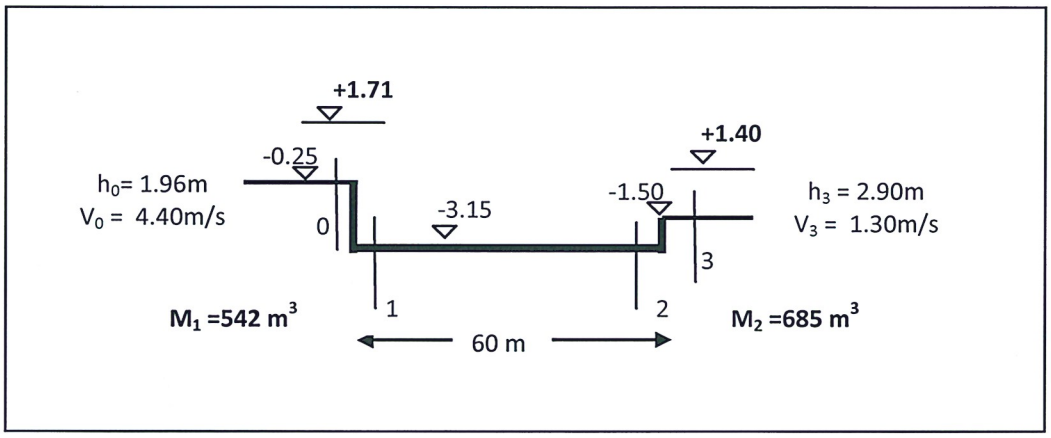


fig. 3 schema di calcolo del dissipatore

1.8. Portata centennale nel Volturno a valle dello Scolmatore (portata Q_v)

Facendo riferimento allo schema di fig. 1 e sulla scorta dalle calcolazioni effettuate, risulta che la portata defluente nel F. Volturno a valle dello scolmatore Lavapiatti è pari a:

$$\mathbf{Q_v = (3100 - 500) = 2600\ m^3/s}$$

Tale valore supera la capacità idrovettrice del Volturno a valle dello scolmatore, capacità a cui corrisponde un valore di 2000 m^3/s (sempre dal modello HEC RAS sviluppato dall'Autorità di Bacino).

Il risultato apre un importante spunto di riflessione sulle problematiche della sicurezza idraulica del Basso Volturno perché evidenzia che lo scolmatore Lavapiatti, rispetto ad un evento di piena

centennale, rappresenta solo un canale di alleggerimento delle piene e non riesce ad evitare l'allagamento dell'area golenale in destra Volturno. Questo aspetto è rilevante se si tiene presente che in detta area golenale è stato realizzato nel tempo un centro abitato (denominato Destra Volturno) che conta circa 30000 abitanti. La soluzione tecnica di questa problematica, che esula dalle finalità del presente progetto, può essere quella di realizzare nel tratto interessato una nuova arginatura in destra Volturno che protegga il centro abitato.

Nella schema grafico di fig.4 della Relazione Illustrativa è riportata una prima indicazione di questa nuova opera.

1.10 Impianti di sollevamento

Per questo aspetto si rimanda a quanto già riportato nei calcoli di dimensionamento allegati al progetto del 1998.

Nello specifico, poiché è necessario rifunzionalizzare tutte le opere elettromeccaniche dei due impianti esistenti (in quanto quelle esistenti che sono praticamente inutilizzabili), si prevede di adeguare gli impianti esistenti incrementando la portata prelevata dallo specchio d'acqua a 400 l/s, in modo da aumentare l'efficacia del sistema di circolazione forzata.

2 Circolazione idrica nello specchio d'acqua della varice

Per tale aspetto si lascia inalterato lo schema previsto nel precedente progetto ipotizzando che a garantire un adeguato ricambio delle acque stagnanti nella varice si possa contare sugli effetti naturali dell'escursione di marea e su un impianto di circolazione forzata.

Con riferimento alla prima forzante, ipotizzando una escursione di marea mediamente pari a 30cm e tenuto conto che la superficie dello specchio d'acqua è di circa 60000m^2, si ottiene che il volume giornaliero di acqua movimentato dall'effetto di marea è circa pari a 18000m^3 per ogni escursione di marea, cioè pari a circa a 36000m^3/giorno.

Il volume di acqua che viene allontanato dalla varice attraverso il sistema di sollevamento previsto è pari a circa 26000m^3/giorno (avendo ipotizzato una portata di aspirazione di 300l/s).

In definitiva si può quindi dedurre che i due sistemi previsti (naturale e meccanico) sono in grado di garantire mediamente un movimentazione giornaliera di circa 62000 m^3 di acqua: Questo

valore confrontato a quello del volume dell'acqua in varice, che risulta essere pari a circa 90000m^3 (tirante idrico di 1.50m), dimostra che la permanenza dell'acqua ristagnante nel bacino avrebbe una durata accettabile stimabile in circa un paio di giorni.