



UNIVERSITÀ DI NAPOLI
FEDERICO II
DIPARTIMENTO DI IDRAULICA
GESTIONE DELLE RISORSE IDRICHE
ED INGEGNERIA AMBIENTALE

V. Biggiero - P. Claps - M. Fiorentino

**MODELLO MATEMATICO DI PROPAGAZIONE
DELLE PIENE IN PRESENZA DI
SCOLMATORI LATERALI**



UNIVERSITÀ DI NAPOLI
FEDERICO II
DIPARTIMENTO DI IDRAULICA
GESTIONE DELLE RISORSE IDRICHE
ED INGEGNERIA AMBIENTALE

V. Biggiero - P. Claps - M. Fiorentino

**MODELLO MATEMATICO DI PROPAGAZIONE
DELLE PIENE IN PRESENZA DI
SCOLMATORI LATERALI**

(Estratto dagli "Scritti in onore di Girolamo Ippolito")

MODELLO MATEMATICO DI PROPAGAZIONE DELLE PIENE IN PRESENZA DI SCOLMATORI LATERALI

V. Biggiero*, P. Claps**, M. Fiorentino**

© CUEN 1992

(Cooperativa Universitaria Editrice Napoletana)
80125 Napoli - Piazzale Tecchio 80
tel. 081\610426 - 7682337 - fax 081\5936667

Finito di stampare nel mese di maggio 1992
dalla Litografia N.Libero (NA), per conto della CUEN

Sommario

Il controllo delle piene ottenuto a mezzo di vasche scolmatrici, sempre mostratosi molto utile ed affidabile, richiede la predisposizione di grosse capacità. Una spinta laminazione con accumuli di minore entità si ottiene realizzando, in siti opportuni, argini di ridotta dimensione che delimitino il corso d'acqua impedendo alle piene più frequenti di invadere i piani golenali e lasciando che solo in corrispondenza delle piene di maggiore importanza gli argini stessi siano tracimati in modo da invasare sui piani golenali i relativi volumi di picco.

Nel presente lavoro si è affrontata la realizzazione di un modello matematico che interpreti il complesso fenomeno di deflusso delle correnti di piena, con tracimazione dei volumi di picco su lunghi argini delimitanti vasche scolmatrici per le quali occorre definire anche la scansione di intervento.

Disponendo di precisi rilievi del Fiume Volturno, dalla confluenza con il Calore sino allo sbocco a mare, e di un consistente numero di dati idrologici ed idraulici, atti a dar luogo ad una accurata taratura, il modello è stato applicato all'asta terminale di questo fiume.

1. Introduzione

In questa nota vengono esaminati i problemi relativi alla modellazione matematica della propagazione delle piene nei corsi d'acqua naturali, principalmente con riferimen-

* Dipartimento di Idraulica, Gestione delle Risorse Idriche ed Ingegneria Ambientale - Università di Napoli "Federico II"

** Dipartimento di Ingegneria e Fisica dell'Ambiente - Università della Basilicata

to al progetto dei sistemi di difesa di tipo misto, costituiti da argini e vasche scolmatrici. In particolare viene proposto un modello matematico utile per il dimensionamento e la verifica del "Sistema Po" (Jansen et al, 1975). Questo consiste nella realizzazione di lunghi e generalmente bassi argini tracimabili, posti in frodo all'alveo, che da un lato riducono la frequenza degli allagamenti dei piani golenali e dall'altro, per portate di piena di maggiore entità, fanno sì che l'effetto di laminazione causato dalle capacità di invaso dei piani golenali cominci a farsi risentire per portate sensibilmente maggiori di quella di piene sponde (fig. 1). Ciò consente, grazie alla durata relativamente breve delle portate elevate, di apportare forti riduzioni alla portata al colmo.

La realizzazione di un modello matematico per la simulazione di siffatto sistema comporta la corretta definizione del suo funzionamento idraulico ed in particolare delle modalità di sfioro delle portate sugli argini, dall'alveo verso le golene e viceversa. Poiché l'entità di queste portate sfioranti è principalmente dettata dai livelli idrici che vanno a realizzarsi nei successivi istanti di tempo, una valutazione corretta richiede che sia sviluppato un modello matematico capace di simulare, in moto vario, i legami portate-tiranti idrici, in alveo, e, in golena, i legami tiranti idrici-volumi invasati.

Il modello matematico, dovendo operare su di una situazione progettuale e quindi di fatto ancora non reale, in cui fenomeni idraulici diversi interagiscono in maniera complessa, deve possedere i seguenti requisiti: a) assoluta identificabilità fisica dei parametri che in esso compaiono; b) capacità di descrivere l'intero processo di propagazione lungo tutte le sezioni dei tronchi fluviali di interesse e non solo alle estremità di monte e di valle dei tronchi stessi; c) capacità di utilizzare al meglio l'informazione geometrica disponibile sia sulle sezioni fluviali sia sui piani golenali e capacità di descrivere affidabilmente le variazioni imposte dal progetto al sistema fisico; d) capacità di impattare positivamente con la eventuale carenza di onde di piena registrate e con l'incertezza legata alla definizione dei parametri idraulici di resistenza al moto; e) facilità di implementazione e semplicità nella struttura degli algoritmi per poter essere usato efficacemente in un'ottica di progettazione interattiva, volta a definire la migliore configurazione dei cigli arginali al fine di una buona laminazione delle piene più gravose.

2. Criteri di scelta del modello

I modelli matematici di propagazione delle piene che sono stati ad oggi proposti in letteratura possono essere raggruppati in tre categorie principali: a) modelli idraulicamente basati; b) modelli idrologici; c) modelli basati sull'analogia diffusivo-convettiva.

Quelli relativi alla voce a) comportano la risoluzione numerica delle equazioni di

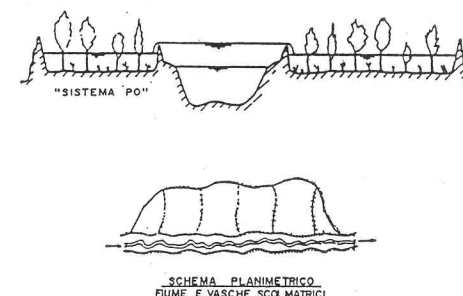


Fig. 1 - (da Jansen et al., 1975) "Sistema Po": Schema planimetrico e sezione tipo.

De Saint-Venant [e.g. Cunge et al., 1980] che si possono esprimere, con i simboli riportati in appendice, nella forma:

$$\frac{\delta A}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x} = q \quad (1)$$

$$\frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{\delta(Q^2/A)}{\delta x} = g \cdot A \cdot \left(i_f - \frac{\delta h}{\delta x} - j \right) + q \cdot v \quad (2)$$

La soluzione numerica richiede, di norma, un notevole onere nella fase di implementazione e di messa a punto degli algoritmi di calcolo. Il ricorso a detti modelli richiede inoltre un elevato grado di dettaglio nella descrizione geometrica del sistema fluviale (sezioni molto ravvicinate in alveo e sui piani golenali) ed è giustificata solo se vi sono gli elementi per ritenere che sia le portate in ingresso sia i parametri di resistenza al moto idraulico siano stati affidabilmente valutati. L'impiego di questi modelli nel contesto di una progettazione interattiva di un intervento di sistemazione fluviale si presenta quindi piuttosto impegnativo.

I modelli del gruppo b) sono fondati sui soli concetti di "invaso" e di "ritardo" e di norma non portano in conto esplicitamente l'effetto delle resistenze idrauliche opposte alla corrente durante il deflusso.

A partire dalla rassegna di Dooge [1986] si possono citare numerosissimi contributi in questo campo, principalmente tendenti ad estendere il modello Muskingum [McCarthy, 1938] al caso non lineare [ad es. Singh & Scarlatos, 1987; Lamberti & Pilati, 1988;

Strupczewski et al., 1989]. Un filone altrettanto fertile è quello dei modelli a base concettuale, che muovono dalla rappresentazione del tronco di corso d'acqua come un insieme più o meno complesso di invasi e canali lineari.

Notevoli esempi di impiego di questo approccio sono: Keefer & McQuivey [1974], Todini & Bossi [1986], Becker & Kundzewicz [1987], Franchini & Todini [1988].

I modelli idrologici, pur risultando molto utili ogni volta che si richieda uno strumento snello per la simulazione mirata di particolari effetti del complesso fenomeno di propagazione, non sono i più adatti al caso in esame. In particolare, quelli di prima generazione non rispondono a gran parte dei requisiti specificati in introduzione mentre quelli più recenti non offrono sufficienti garanzie per quanto riguarda il primo punto.

Alcuni dei termini nell'equazione (2) sono generalmente tanto piccoli rispetto agli altri da poter essere trascurati, col risultato di ottenere equazioni più semplici, più facilmente gestibili da un punto di vista numerico. Ad esempio, trascurando i termini inerziali presenti nella (2) - cosa che di norma è possibile per i fenomeni di piena, che sono relativamente lenti - le equazioni di De Saint-Venant si riducono alla sola equazione

$$\frac{\delta Q}{\delta t} + c \cdot \frac{\delta Q}{\delta x} = D \cdot \frac{\delta^2 Q}{\delta x^2} \quad (3)$$

dove c è un coefficiente di celerità mentre D è un coefficiente diffusivo, o di attenuazione. Per alvei a sezione costante si pone di norma:

$$c = (dQ/dh)/B_c \quad (4)$$

$$D = Q/(2 \cdot B_c \cdot i) \quad (5)$$

I modelli matematici basati sull'uso dell'equazione (3) e sopra richiamati al punto c), vengono detti "dell'analogia convettivo-diffusiva" in quanto la (3) non è altro che un'equazione di convezione-diffusione.

Ponce et al. [1978] chiarirono che la (3) fornisce risultati sufficientemente accurati in confronto ai modelli dinamici completi se si ha $P > 30 \cdot (h/g)^{1/4}/i$ dove P è il periodo di una perturbazione sinusoidale che può sovrapporsi al moto uniforme di una corrente di altezza h_0 . Assumendo, ad esempio, $h_0 = 6$ m ed $i = 0.0006$ si ha che la (3) fornisce una buona approssimazione al sistema completo di De Saint-Venant se l'onda di piena in ingresso ha un periodo P maggiore di 39103 sec. ≈ 11 ore, mentre portando h_0 a 3 m e lasciando inalterato il valore della pendenza si ha $P > 7.7$ ore.

I modelli matematici di tipo diffusivo prevedono di norma la costanza dei parametri che in essa compaiono, semplificazione che spesso risulta troppo drastica particolarmente nel caso di corsi d'acqua con estesi piani golenali.

Un modello nel quale è rimossa tale ipotesi semplificativa è stato proposto dal National Environment Research Council britannico [NERC, 1975]. In esso i parametri c e D che compaiono nell'equazione (3) vengono fatti variare con la portata Q con modalità simili a quelle riscontrate in un gran numero di casi reali esaminati. Questo modello, noto con il nome di *modello diffusivo a parametri variabili*, nel seguito VPD (Variable Parameter Diffusion), è basato sulla soluzione numerica dell'equazione unidimensionale

$$\frac{\delta Q}{\delta t} + c \cdot \frac{\delta Q}{\delta x} = \frac{\alpha}{L} \cdot Q \cdot \frac{\delta^2 Q}{\delta x^2} + c \cdot q \quad (6)$$

che è derivata dalla (3) con la sostituzione del parametro D con un termine, $\alpha \cdot Q/L$, di maggiore significato fisico, perché porta esplicitamente in conto il ruolo giocato dalla portata Q e dalla lunghezza L del tronco in esame. Nella (6) viene anche esplicitato il termine relativo alle portate distribuite immesse lateralmente.

I parametri α , di attenuazione e c , di celerità, sono assunti variabili con la portata con modalità descritte dal NERC [1975] ed osservabili sulle figure 3a e 3b ricavate per il caso di cui si discuterà in seguito.

Per quanto riguarda la celerità, si può notare che questa tende inizialmente ad aumentare con la portata, seguendo una legge di potenza riconducibile alla schematizzazione cinematica, decresce poi a causa del gioco di invasi creato dalla irregolarità della larghezza dell'alveo ed infine crolla per effetto dello spagliamento delle portate sui piani golenali. Wong & Laurenson [1984] si sono soffermati ampiamente sulle ragioni per cui la celerità segue, in molti casi reali, l'andamento appena descritto.

Riguardo all'attenuazione, l'andamento risulta generalmente molto più regolare, con valore sostanzialmente indipendente dalla portata per valori inferiori a quello di piene sponde e con drastica riduzione per portate superiori.

La soluzione numerica dell'equazione (6) si ottiene con metodo alle differenze finite di tipo implicito [Richtmyer & Morton, 1967] e con condizione al contorno "libera" all'estremo di valle [NERC, 1975].

Il modello matematico che qui si propone trae origine dal modello VPD appena esposto. Questo infatti, è sufficientemente snello per poter essere usato interattivamente e, come si vedrà meglio in seguito, consente di stimare i parametri a prescindere dalla disponibilità di onde di piena registrate. In tal modo gli eventi disponibili possono essere usati per la verifica piuttosto che per la taratura del modello. Infine è da considerare che esso attribuisce una grossa importanza alla portata di piene sponde, Q_0 , al disopra della quale, per effetto dello spagliamento sulle golene, le portate si propagano molto più lentamente verso valle. Ciò diviene estremamente utile per il caso che si vuole esaminare di "laminazione con argini tracimabili" che induce variazioni anche consistenti nel valore medio della portata a piene sponde.

3. Il modello proposto

Allo scopo di limitare le discrezionalità insite nell'applicazione del metodo VPD, viene qui suggerita una modifica che pone le basi per la simulazione della propagazione della piena lungo un corso d'acqua che presenta argini tracimabili, da cui discende il modello che si propone appunto per il caso del sistema di controllo delle piene mediante vasche scolmatrici laterali (sistema Po).

Suddividendo il tronco in un numero di sottotronchi tali che all'interno di ciascuno di essi la larghezza dei piani golenali possa essere considerata pressappoco uniforme, il coefficiente di attenuazione α può essere valutato a mezzo della relazione [NERC, 1975]

$$\alpha = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{L_m} \cdot \sum_{m=1}^M \frac{P_m}{i_m^{1/2}} \right)^{-3} \cdot \sum_{m=1}^M \left(\frac{P_m^2}{L_m i_m^2} \right) \quad (7)$$

per portate che invadono i piani golenali e dell'espressione:

$$\alpha = \frac{1}{2 \cdot B_c} \left(\frac{1}{L_m} \cdot \sum_{m=1}^M \frac{L_m}{i_m^{1/2}} \right)^{-3} \cdot \sum_{m=1}^M \left(\frac{L_m}{i_m^2} \right) \quad (8)$$

per correnti interamente contenute in alveo.

La curva $\alpha(Q)$ può essere tracciata, secondo le indicazioni del NERC [1975] in base a due soli valori, uno relativo a portate contenute in alveo ed uno relativo alla massima piena storica, avendo cura di portare in conto la pendenza dei piani golenali e rendendo più o meno brusca la caduta di $\alpha(Q)$ a ridosso di Q_b .

Per la definizione della legge di variazione $c(Q)$ della celerità di propagazione delle portate di piena, quando non si disponga di un numero adeguato di osservazioni di idrogrammi entranti ed uscenti relativi al tronco in esame occorre procedere analiticamente portando in conto le caratteristiche idrauliche e geometriche del corso d'acqua e delle golene.

Nel caso di piani golenali poco pendenti ed alveo sufficientemente largo, si pone:

$$c = \frac{c_b}{\sigma} [z^{3/2} + F(z-1)^{3/2}] \quad (9)$$

dove

$$c_b = (5/3) i^{1/2} y_b^{3/2} K_a \quad (10)$$

$$\sigma = 1 + \tau B_g/B_a ; z = y/y_b ; \quad (11)$$

$$F = \tau^{3/2} B_g K_g / B_a K_a \quad (12)$$

Per correnti di piena contenute all'interno dell'alveo, la (9) si riduce a:

$$c = c_b \cdot z^{3/2} \quad (13)$$

Nella fase discendente dell'idrogramma di piena, per effetto del rientro in alveo dalle golene, le portate non si propagano nè si attenuano in maniera indisturbata. Ciò comporta, in pratica, una stabilizzazione sia di c che di α sui valori corrispondenti alla portata per cui ha inizio il detto rientro. Questa portata risulta essere maggiore di Q_b e viene definita portata di "cut-off", nel seguito indicata con Q_{cf} . Il NERC [1975], in base ad un gran numero di esperienze condotte su corsi d'acqua britannici, suggerisce di porre Q_{cf} pari ad $1.2-1.5 Q_b$.

Esaminando la sensitività del modello alle variazioni dei parametri, gli scriventi hanno riscontrato che due soli valori per ciascun parametro possono in generale essere ritenuti sufficienti per riprodurre adeguatamente le condizioni di propagazione della piena. Tali valori corrispondono pressappoco alle condizioni medie di moto che si verificano con portata contenuta nelle sponde e con portata che invade i piani di gola. Essi pertanto possono essere posti pari alle medie di $c(Q)$ e $\alpha(Q)$ calcolate per $Q < Q_{cf}$ e $Q > Q_{cf}$. L'andamento di $c(Q)$ ed $\alpha(Q)$ che così si ottiene è osservabile in figura 4.

Questa modifica assume un significato di maggior rilievo in presenza di argini tracimabili, per i quali è lecito porre, come vedremo, $Q_b = Q_{cf}$.

Nell'allestire un adeguato modello matematico che interpreti il più fedelmente possibile il fenomeno di laminazione con le vasche scolmatrici del "Sistema Po", occorre superare tutta una serie di complessità, sia concettuali sia numeriche.

Vanno introdotti, infatti, moduli di calcolo per la determinazione delle quote di pelo libero corrispondenti alle varie portate, per la valutazione delle portate sfiorate al disopra degli argini e restituite in alveo attraverso gli scarichi di ogni vasca, e per la determinazione delle quote idriche all'interno degli invasi.

La schematizzazione geometrica dell'intero sistema risulta inoltre resa più complessa dalla necessità di definire, per ognuno dei numerosi nodi di calcolo necessari, la quota del ciglio arginale, la lunghezza dello sfioro e la vasca a cui esso affiora.

È da dire che si è in presenza di moto non stazionario e di efflusso su soglia indefinita, che può avvenire anche in condizioni rigurgitate. Pertanto la rappresentazione rigorosa di questo fenomeno richiederebbe un dettaglio sulle informazioni di tipo geometrico ed idrodinamico generalmente non disponibile. Si può però accettare il ricorso a schematizzazioni matematiche semplici, anche in vista della necessità di evidenziare innanzitutto gli aspetti peculiari dell'effetto di laminazione esercitato dalle vasche scolmatrici.

In base a queste considerazioni ed alle esigenze di snellezza dello schema matematico, si può ritenere accettabile una relazione biunivoca tra portate e livelli idrici quale quella determinata dalla scala delle portate di moto permanente.

Nei nodi di calcolo del modello, queste quote vengono determinate interpolando linearmente le quote ottenute, in corrispondenza della stessa portata, nelle sezioni effettivamente disponibili. A seguito della determinazione del tirante idrico in ogni nodo è possibile affrontare il fenomeno dello sfioro delle portate sulle soglie rappresentate dai cigli arginali.

Il fenomeno di efflusso su sfioro laterale molto lungo è stato sino ad oggi poco indagato. Questa insita difficoltà è stata però superata in base alle poche, chiare, nozioni che si potevano dedurre dalla letteratura tecnica, adattate alla particolare configurazione geometrica che si sta qui esaminando.

Nel nostro caso, infatti, si è di fronte a sfioro lunghi molti chilometri (nel caso che verrà più avanti esposto si superano in totale i 20 Km). Per ogni tratto più o meno lungo di questi sfioro si può avere un efflusso che comunque è, in ordine di portata fluente, non superiore a qualche unità percentuale, con corrente defluente in alveo decisamente lenta.

In condizioni ben più gravi, Nimmo [1928] prima, Ehrenberger [citato in De Marchi, 1934] poi, e quindi Ishikawa [1984], hanno sempre segnalato che il profilo della corrente defluente presentava ben ridotta pendenza longitudinale e, con velocità di flusso non molto elevate, valori del coefficiente di efflusso molto prossimi a quello di soglia larga.

In linea teorica generale, cioè, appare che sul fenomeno di sfioro, diffuso su soglie di tale lunghezza, abbia la più grande importanza la modalità di propagazione della piena. In linea realizzativa, ovviamente, una volta determinati con modello fisico l'effettivo valore di μ , prossimo a quello di efflusso su soglia larga, si può modificare la quota di soglia di sfioro in modo da conservare inalterati i valori della portata effluente e della portata lungo l'asta fluviale dedotti dal modello matematico.

In linea operativa, agli effetti del modello che gli scriventi hanno realizzato, si è, per quanto sopra esposto, fissato il valore di $\mu = 0.38$.

Il carico medio sulla soglia è stato determinato attraverso una legge (di potenza) portata-quota, che raccorda la condizione di moto della corrente contenuta nella sezione arginata con quella che si determina per le portate più alte, quando le vasche possono considerarsi allagate. Tale ultima condizione si può infatti ritenere equivalente a quella del deflusso delle portate che si realizza, in una situazione pre-intervento, quando le golene siano completamente impegnate.

Questa assunzione è tanto più lecita quanto più è piccola, come nel caso in esame, la differenza tra la quota arginale e quella di massima piena rispetto al campo di portate che tra queste due quote può realizzarsi.

I due fenomeni di propagazione e di efflusso laterale inducono entrambi variazioni spazio-temporali di portata. Questi possono essere simulati, ad ogni passo temporale, in

modo disaccoppiato, calcolando le portate propagate in base all'espressione (6), nella quale il termine q di portata distribuita è calcolato al passo temporale precedente. Per limitare l'errore commesso in tal modo è sufficiente adottare passi temporali piuttosto piccoli.

Al calcolo di q contribuiscono anche i rientri di portata in alveo, i quali avvengono sia dagli scarichi di fondo di ogni vasca, sia per eventuale sormonto del ciglio arginale nella zona di valle della vasca. Il rientro attraverso gli scarichi di fondo può essere descritto con relazione di efflusso a battente finché la luce risulta sommersa, non avendo interesse considerare il caso in cui tale assunto cade in difetto.

Le relazioni tra volume invasato e quote idriche nelle vasche di scolo sono assunte, come avviene usualmente, nella forma:

$$Y = Y_0 + \beta V^m \quad (19)$$

ottenibile per ogni vasca tramite regressione sulle coppie di punti quota-volume.

In fase di esaurimento dell'onda, il rientro in alveo delle portate ha inizio nel momento in cui il livello idrico in alveo scende al disotto della quota del livello idrico in vasca ed in generale al disotto della quota del ciglio arginale. Essendo tale condizione alla base del concetto della portata di cut-off precedentemente richiamata, essa risulta così pari al valor medio di portata per la quale si ha l'inizio dello sfioro in corrispondenza delle varie vasche.

Nel modello proposto per il sistema Po, con argini tracimabili posti in frodo all'alveo, il livello di piene sponde viene a coincidere con quello del ciglio arginale e pertanto si ha $Q_b = Q_{cf}$.

Per quanto appena detto, i due valori che i parametri c ed α possono assumere in presenza di argini tracimabili, dipendono dalla condizione di inizio dello sfioro ($Q = Q_{cf}$). In fase di simulazione non è quindi necessario ridefinire di volta in volta i valori di detti parametri a seguito di variazioni dello schema progettuale. La selezione tra i due valori è fatta avvenire separatamente in ogni nodo, per cui nel modello proposto non si opera in condizioni di celerità ed attenuazione uniformi lungo l'asta fluviale. Rispetto alla situazione pre-intervento, i valori delle coppie di parametri c ed α vengono mantenuti invariati, non essendoci elementi significativi a favore di una eventuale correzione.

Per quanto riguarda l'algoritmo di soluzione numerica, è da aggiungere che in corrispondenza delle sezioni di estremità delle vasche è stato introdotto un fattore di 'viscosità matematica', ottenuto mediando su tre termini le portate, onde evitare brusche variazioni della grandezza rispetto ai nodi di calcolo successivi.

rilievi aereofotogrammetrici con restituzione 1:10000 e da rilievi di dettaglio delle sezioni in alveo distanti circa 500 m l'una dall'altra.

La fase di taratura ha condotto alla determinazione dei valori dei coefficienti di scabrezza di Strickler [Biggiero & Fiorentino, in stampa], rispetto ai quali possono farsi le seguenti considerazioni: i coefficienti di Strickler relativi all'alveo sono praticamente sempre pari a 33, mentre quelli relativi alle golene valgono circa 16. È però da rilevare che le golene per lunghi tratti si presentano come grosse sacche nelle quali il moto longitudinale della corrente è praticamente nullo.

Facendo seguito alle indicazioni espresse nel paragrafo 3, per la stima del coefficiente di attenuazione si sono adoperate le informazioni geometriche disponibili per il corso d'acqua e i dati storici sugli allagamenti determinatisi durante la piena del 1968, allo scopo di definire i valori di larghezza della corrente per il caso di deflusso contenuto entro le sponde e per moto che investe completamente i piani golenali. Ciò ha richiesto la determinazione delle quote di pelo libero, in corrispondenza di diverse portate, nell'intero tronco fluviale attraverso il calcolo del profilo di corrente in moto permanente.

Per il coefficiente α si è quindi definita una curva a partire dal valore ottenuto per la portata a piene sponde, assegnando un andamento di decrescita di tipo esponenziale secondo quanto suggerito dal NERC [1975] (fig. 3a).

Riguardo al coefficiente di celerità (fig. 3b), tenuto conto della maggiore influenza che esso esercita sulle caratteristiche di propagazione, si è provveduto a determinarne il valore in un numero maggiore di situazioni utilizzando le espressioni da 9 a 12 nelle quali entrano in gioco soprattutto fattori geometrici ed idraulici.

La portata Q_{cf} , di 'cut-off', è stata fissata, per taratura, a $1600 \text{ m}^3/\text{s}$, pari a $1.45 Q_b$.

L'idrogramma di piena alla sezione di confluenza è stato ottenuto come somma di quelli registrati ad Amorosi sul Volturno e Solopaca sul Calore.

In fig. 5a è mostrato il confronto tra l'onda di piena del 1968 propagata con il modello VPD e quella misurata alla stazione di P.te Annibale.

In ordine all'applicazione del modello VPD modificato al Fiume Volturno in assenza di argini tracimabili si sono calcolati, seguendo le procedure espresse al paragrafo precedente ed in base alle curve di fig. 3a e 3b, i valori di c ed α (fig. 4a e 4b):

$$c = 1.50 \text{ m/s}, \quad Q < Q_{cf}; \quad c = 0.45 \text{ m/s}, \quad Q > Q_{cf} \quad (14)$$

$$\alpha = 300000, \quad Q < Q_{cf}; \quad \alpha = 6000, \quad Q > Q_{cf} \quad (15)$$

Confrontando la figura 5b, riferita ancora all'evento di piena del 1968, con la fig. 5a, si può osservare come la procedura adottata non comporti variazioni sostanziali nella riproduzione del fenomeno di propagazione, anzi consenta di semplificare utilmente l'applicazione del modello VPD anche nei casi per i quali è stato appositamente predisposto.

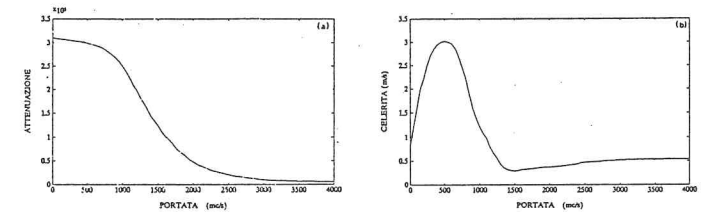


Fig. 3 - Applicazione del modello VPD al Fiume Volturno: a) Curva $\alpha(Q)$, b) Curva $c(Q)$, ottenute per il tratto terminale.

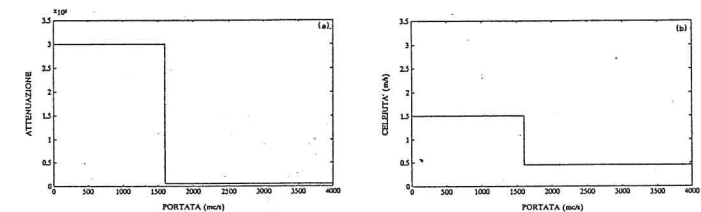


Fig. 4 - Applicazione del modello VPD modificato al Fiume Volturno: a) Legge $\alpha(Q)$, b) Legge $c(Q)$.

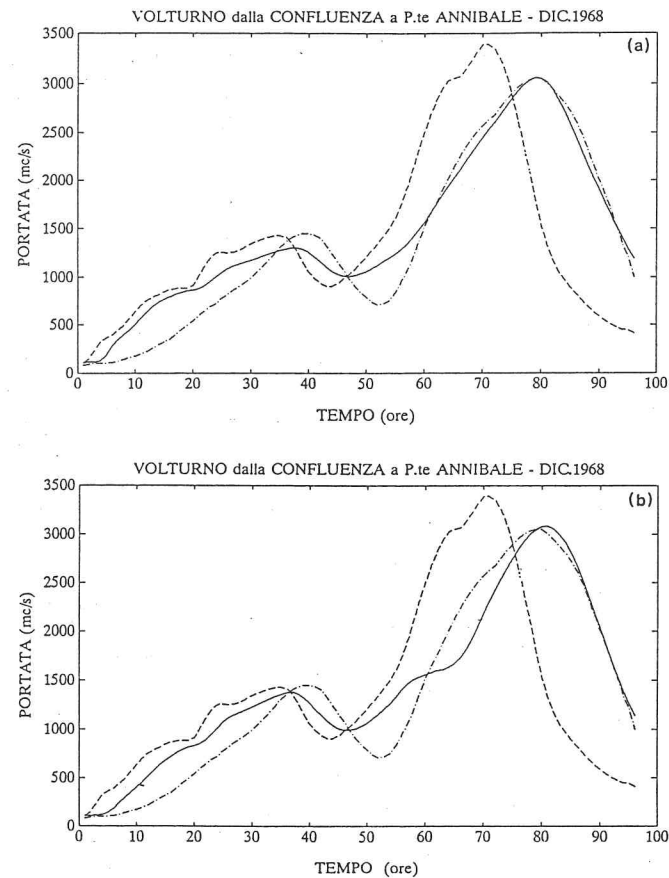


Fig. 5 - Propagazione della piena del 1968 nel tratto terminale del F. Volturno: a) modello VPD originale, b) modello VPD modificato: (---) portata entrante, (—) portata osservata, (-.-) portata simulata.

4.2 Risultati e discussione

Il modello di propagazione in presenza di vasche scolmatrici laterali è stato applicato con riferimento a due diverse configurazioni geometriche le cui caratteristiche sono riportate in tab. 1.

Tab. 1 - Configurazione degli schemi considerati per il controllo delle piene del fiume Volturno

VASCA N.	Y ₀ (m s.m.m.)	β	m	Volume (m ³)	Lungh. (m)	SCHEMA 1		SCHEMA2	
						Quota iniz. (m s.m.m.)	fin. (m s.m.m.)	Quota iniz. (m s.m.m.)	fin. (m s.m.m.)
1	44	0.001032	0.530796	1669000	1450	46	46	46	46
2	43	0.000028	0.821628	810000	300	45.2	45.2	45.2	45.2
3	40.5	0.000606	0.616049	1648670	1500	44.7	44.7	44.7	44.7
4	39	0.001282	0.556580	1592800	1600	42.8	42.8	42.8	42.8
5	38	0.0001325	0.706593	1323553	1750	40.5	40.5	40.5	40.5
6	38	0.000061	0.706593	4364000	900	40.5	40.5	40.	40.5
7-8	40	0.000143	0.695852	1700000	3600	44.0	42	44.0	42
9	35.5	0.001113	0.547552	4670000	3200	40.5	40.5	41.2	41.2
10	36.5	0.000588	0.576605	804000	1350	38.0	38.0	39.2	39.2
11	34	0.000051	0.737907	2262000	2600	36.5	36.5	37.4	37.4
12	32	0.000191	0.692256	2066000	800	36.5	36.5	36.5	35.8
13	34	0.000175	0.640362	1830000	2250	35.8	35.8	35.8	35.8
14	32	0.007980	0.417097	1732000	1900	35.2	35.2	35.7	35.7
15	30	0.000469	0.591820	5334000	4100	34.5	34.5	34	33.5
16	29	0.000254	0.667049	966000	2950	31.5	31.5	31.3	31

Si può notare, anche con riferimento alla figura 2, che sono previste vasche scolmatrici sia a monte che a valle della confluenza Volturno-Calore. Ciò ha richiesto l'applicazione del modello qui proposto in tre distinte fasi, rispettivamente per i tronchi del Calore e del Volturno a monte della confluenza (fig. 6) e del Volturno a valle della confluenza (fig. 7).

Le coppie di valori per i coefficienti c ed α sono state assunte pari a quelle determinate per le situazioni pre-intervento, riportate nelle espressioni (14) e (15). Ciò è valido a rigore per il solo tronco a valle della confluenza, rispetto al quale detti valori sono stati tarati. L'assunzione è comunque lecita anche per gli altri tronchi, in ragione della omogeneità delle caratteristiche geometriche. Inoltre, la brevità dei tronchi a monte della confluenza fa sì che eventuali scostamenti non abbiano grossa influenza sul fenomeno globale.

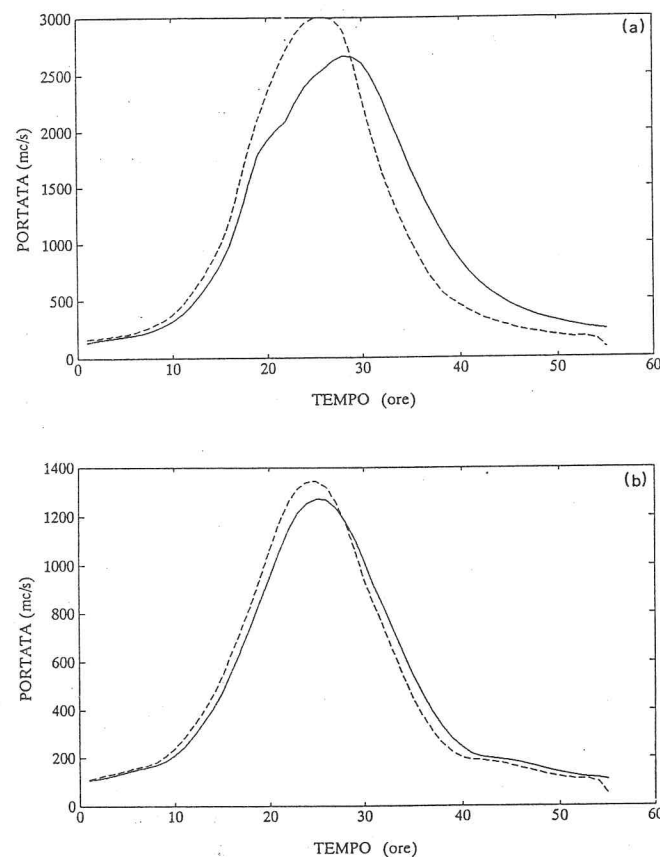


Fig. 6 - Applicazione del modello proposto nei tronchi a monte della confluenza (piena del 1949): a) Calore da Solopaca, b) Volturno da Puglianello.

L'applicazione, come già richiamato, è stata effettuata con riferimento all'evento di piena del 1949. I risultati della simulazione sono mostrati nelle figg. 7a e 7b.

Si può innanzitutto rilevare l'efficacia del sistema di controllo delle piene indagato. È interessante notare come nelle due configurazioni analizzate si abbia un abbattimento del colmo di piena, nel tronco di valle, non inferiore al 22 %.

Lo schema 2 risulta più efficace dello schema 1. È da ritenere che ciò sia conseguenza del fatto che nel primo l'entrata in funzione degli scolmatori avviene entro un lasso di tempo inferiore a quanto accade nel secondo ed inoltre la quota del ciglio arginale nelle vasche di monte è tale che esse non giungono a riempimento prima del passaggio della portata di picco.

È ancora da rilevare il ruolo via via più decisivo giocato dalle vasche poste più a monte. Esse infatti operano sulla fascia più alta di portata, quella di forma più appuntita, determinando così il maggior abbattimento relativo. Questo comportamento può essere osservato in fig. 8 dove sono riportati gli idrogrammi in corrispondenza del termine del ciglio sfiorante di ognuna delle vasche posizionate nel tronco del Volturno a valle della confluenza, come riferito nella tabella 1.

Nel caso in esame, le vasche di monte interverranno su valori elevati di portata mentre quelle di valle andranno a incidere su portate progressivamente minori. Pertanto, essendo destinate ad intervenire su portate di piena relativamente più basse, le vasche poste più a valle entreranno in funzione più spesso di quelle poste a monte.

In definitiva si può notare che, così come era da attendersi, la laminazione risulta tanto più spinta quanto più il sistema di controllo delle piene è configurato in maniera tale che ciascuno scolmatore agisca in modo che nella propagazione venga sottratta la parte più alta dell'onda di piena.

6. Conclusioni

La mitigazione dei danni causati dalla piene fluviali è un problema centrale nella pianificazione degli interventi a difesa di insediamenti posti lungo i tronchi vallivi dei corsi d'acqua naturali. Per i fiumi più grandi essa richiede molto spesso l'esecuzione di opere di difesa di tipo misto, costituite da arginature e vasche scolmatrici.

Un'accurata progettazione interattiva proprio quando si procede allo studio di opere di controllo delle piene, di tipo misto, in grossi fiumi dotati di larghi piani golenali, può essere eseguita con il modello matematico di propagazione proposto, poiché, come dimostrato, esso fornisce soluzioni estremamente affidabili anche nel caso in cui siano presenti argini tracimabili delimitanti vasche scolmatrici golenali.

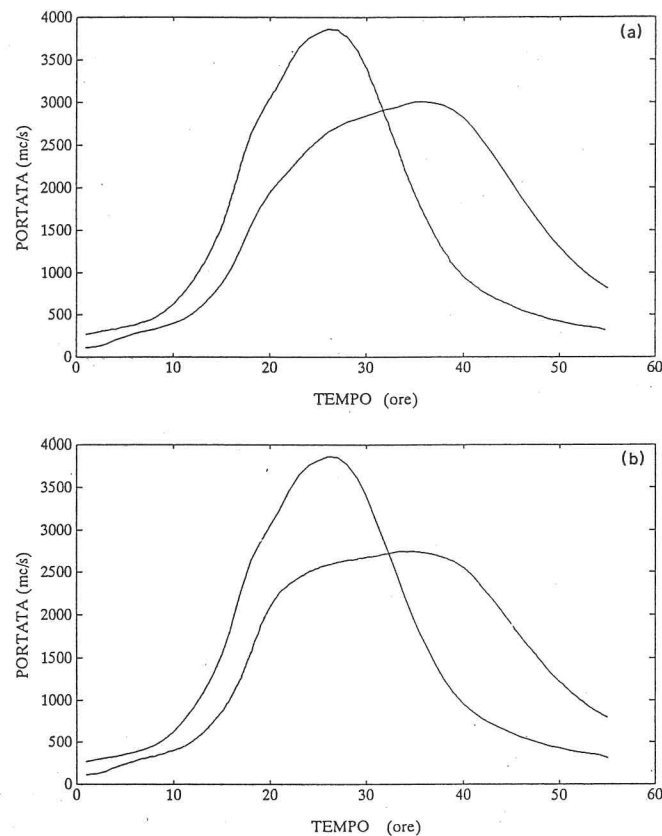


Fig. 7 - Applicazione del modello proposto nel tronco a valle della confluenza, per due diverse configurazioni dei cigli arginali (piena del 1949); a) schema 1, b) schema 2 (v. tab. 1).

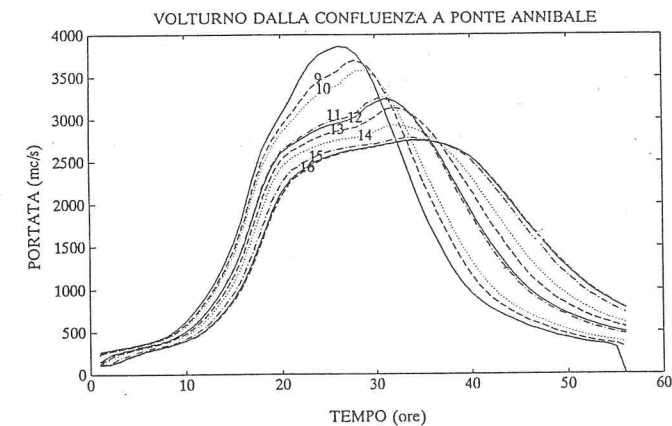


Fig. 8 - Idrogrammi simulati in uscita delle vasche (schema 2 di tab. 1.) per la piena del 1949.

Bibliografia

- Becker A. & Z.W. Kundzewicz, Nonlinear flood routing with multilinear models, *Water Resour. Res.*, 23 (6) 1043-1048, 1987.
- Biggiero V. e M. Fiorentino, Modello matematico per lo studio del deflusso del fiume Volturno, in stampa.
- Cunge J.A., F.M. Holly & A. Verwey, *Practical aspects of computational river hydraulics*, Pitman, London, 1980.
- De Marchi G., Saggio di teoria del funzionamento degli stramazzi laterali, *L'Energia Elettrica*, 1934.
- Dooge J.C.I., Theory of flood routing, in *River flow modelling and forecasting*, Reidel Publ. Co., Dordrecht, Holland, 1986.
- Fiorentino M., Analisi regionale delle massime portate di piena della Campania, con particolare riferimento al caso del F. Volturno, tesi di laurea non pubblicata, Napoli, 1979.
- Franchini M. & E. Todini, PABL: a Parabolic and Backwater scheme with lateral inflow and outflow. Fifth IAHR Symposium on Stochastic Hydraulics, Univ. of Birmingham, 2-3 August, 1988.

- Ishikawa T., Water surface profile of stream with side overflow, Jour. of the Hydraul. Div., ASCE, 110, 12, 1984.
- Jansen P. Ph., L. van Bendegom, J. van den Berg, M. de Vries & A. Zanen, *Principles of river engineering*, Pitman, London, 1975.
- Keefer T.N. & R.S. McQuivey, Multiple linearization flood routing model, Jour. of the Hydraul. Div., ASCE, 100, HY7, 1974.
- Lamberti P. & S. Pilati, Simplified flood routing model with Variable Parameter Muskingum (VPM), *Meccanica*, 23, 81-87, 1988.
- Lighthill M.J. & G.B. Whitham, *On kinematic waves*. I-Flood movement in long rivers. Proc. Royal Soc. of London, Ser. A, 229, 281-316, 1955.
- McCarthy G.T., The unit hydrograph and flood routing. Unpublished manuscript presented at the conference of the North Atlantic Div., U.S. Army Corps of Eng., 24 June 1938.
- Nimmo W.H.R., Side spillways for regulating diversion canals, *Transactions Am.Soc.Civ.Eng.*, 1928.
- Ministero dei Lavori Pubblici, *Annali Idrologici*, Parte II, Servizio Idrografico Italiano, Roma, 1968.
- NERC, Flood Studies Report, Vol.III-Flood Routing Studies, Natural Environment Research Council, London, 1975.
- Ponce V.M., R.M. Li & D.B. Simons, Applicability of kinematic and diffusion models, Proc. ASCE, Jour. of Hydraul. Div., vol 104, HY3, 1978.
- Richtmyer R.D. & K.W. Morton, *Difference Methods for Initial Value Problems*, 2nd. edn., p.189, Interscience Publishers, New York, 1967.
- Singh V.P. & P.D. Scarlatos, Analysis of nonlinear Muskingum flood routing, Jour. of the Hydraul. Div., ASCE, 113, 61-79, 1987.
- Strupczewski W.G., J.J. Napiorkowski & J.C.I. Dooge, The distributed Muskingum model, Jour. of Hydrology, 111, 235-257, 1989.
- Todini E. & A. Bossi, PAB (Parabolic and Backwater): An unconditionally stable flood routing scheme particularly suited for real time forecasting and control. Jour. of Hydraul. Res., vol 24, n. 5, 1986.
- Viparelli M., Sistemazione dell'asta terminale del Volturno da Capua a mare, Atti del I Convegno degli Ingegneri Idraulici del Corpo del Genio Civile, Parma, 30 Ott. 1963.
- Wong T.H.F. & E.M. Laurenson, A model of flood wave speed-discharge characteristics of rivers, *Water Resour. Res.*, vol. 20, 12, 1883-1890, 1984.

Simbologia

- A: area della sezione bagnata;
 B_s : valore medio della larghezza in superficie delle correnti contenute in alveo, valutata come rapporto dell'area della sezione bagnata sul tirante idrico;
 B_c : larghezza in superficie

- B_g : valore medio della larghezza in superficie delle correnti che investono anche i piani golenali;
 c : celerità di propagazione
 c_b : celerità di propagazione della portata di piene sponde;
 D : coefficiente diffusivo
 g : accelerazione di gravità;
 h : tirante idrico con rispetto al fondo;
 i_f : pendenza di fondo locale;
 i : pendenza media del tronco fluviale, valutata come media pesata sulle lunghezze delle pendenze dei sottotronchi a caratteristiche idrauliche pressoché uniformi;
 i_m : pendenza media di fondo dell'alveo.
 j : perdite di carico per unità di peso della corrente;
 K_s : valore medio del coefficiente di scabrezza di Strickler riferito all'alveo;
 K_g : valore medio del coefficiente di scabrezza di Strickler riferito alle golene;
 L : lunghezza totale del tronco fluviale
 L_m : lunghezza media del tratto m
 P_m : area dei piani golenali inondati dalla portata Q (più l'area dello specchio liquido sovrastante l'alveo) nell' m -esimo sottotronco
 q : portata immessa lateralmente per unità di lunghezza;
 Q : portata liquida;
 Q_b : valore medio sull'intero tronco della portata a piene sponde
 Q_c : Portata cut-off
 t : tempo;
 v : componente di velocità, lungo l'asse della corrente, della portata laterale q .
 V : volume invasato in vasca
 x : ascissa longitudinale;
 y_b : tirante idrico medio della corrente di piene sponde, media pesata sulle lunghezze dei sottotronchi;
 y : tirante idrico medio della corrente;
 Y : quota di pelo libero nella vasca scolmatrice;
 Y_b : quota del punto più depresso della vasca;
 α : parametro adimensionale di attenuazione;
 β, m : coefficienti della curva dei volumi d'invaso;
 μ : coefficiente di efflusso;
 σ : valor medio sul tronco fluviale del rapporto tra larghezza dei piani golenali inondati dalla portata Q e larghezza dell'alveo;
 τ : rapporto di meandrazione medio del tronco fluviale, valutato come rapporto tra la lunghezza totale misurata lungo l'alveo e quella misurata lungo i piani golenali.

