

CAPITOLO 2

IDROLOGIA DEGLI EVENTI IDROMETRICI E PLUVIOMETRICI INTENSI

1. Modello regionale per la stima delle portate al colmo di piena

1.1. Premessa

La stima delle portate di piena dei corsi d'acqua italiani viene condotta di solito a partire da serie storiche che raramente superano i 20, 30 anni, molto più corte, quindi, dei tempi di ritorno solitamente adottati nella progettazione di piani e di opere per la difesa idraulica del territorio; come è noto, infatti, questi sono solitamente compresi tra i 100 e 500 anni. Per dare più senso ad estrapolazioni nel "tempo" così forti, ed anche per consentire quelle nello spazio necessarie per poter stimare portate di piena in sezioni fluviali non strumentate si fa generalmente ricorso a particolari modelli, detti di regionalizzazione.

Un primo metodo di stima regionale consiste nell'"allungare" artificiosamente le serie storiche accorpendo, dopo averne normalizzato gli elementi componenti dividendoli per una *portata indice* di riferimento, quelle relative a più stazioni di misura ricadenti in regioni ritenute omogenee nei riguardi dei fenomeni di piena. Al campione adimensionale così ottenuto (di numerosità molto maggiore rispetto alle singole serie storiche) viene poi adattata una funzione di probabilità; a tale curva viene dato il nome di *curva di crescita*. Per stimare la portata di piena di assegnato tempo di ritorno in una sezione fluviale appartenente alla regione omogenea, occorre quindi stimare il valore della portata indice che di solito coincide con la media μ della variabile Q (massimo annuale della portata al colmo di piena). Nel caso la sezione di interesse sia anche una sezione di misura, questa stima può essere effettuata col metodo dei momenti e cioè si può assumere per tale statistica la media dei valori costituenti il campione. Quando la sezione di interesse è priva di dati si ricorre in genere all'applicazione di tecniche di regressione multipla attraverso le quali si tenta di correlare tale grandezza con parametri morfologici del bacino (superficie, altitudine media, parametri caratteristici del reticolo idrografico, etc.) e qualche parametro caratteristico del regime pluviometrico della regione (altezza di precipitazione media annua, media dei massimi di precipitazione in assegnata durata, etc.).

Un metodo alternativo a quello ora brevemente descritto è quello parametrico che consiste nell'ipotizzare che la distribuzione di probabilità della variabile portata di piena al colmo sia a due parametri e nel ricercare relazioni empiriche che legano media e scarto quadratico medio di tale distribuzione alle caratteristiche geomorfologiche e pluviometriche dei bacini. In tal modo vengono eliminati eventuali errori derivanti dall'assunzione di un'unica curva di crescita delle portate di piena normalizzate per tutti i bacini di una stessa regione definita geograficamente. Per contro l'applicazione di questo metodo necessita della conoscenza sia della media che dello scarto quadratico medio della distribuzione, statistica quest'ultima di stima meno facile.

I due differenti approcci possono essere utilizzati anche per lo studio statistico delle piogge intense nel caso di siti non strumentati o in presenza di serie storiche di valori massimi annuali di precipitazione di assegnata durata insufficienti sia in relazione alla

stima dei parametri della distribuzione prescelta sia in relazione a valori particolarmente elevati del tempo di ritorno di interesse.

Nei paragrafi che seguono è descritto il modello di regionalizzazione proposto da Maione (1997) e da Maione et al. (1998) per la stima delle portate al colmo di piena; tale modello, basato sulla stima dei parametri $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$, si avvale di una nuova funzione di probabilità (indicata con la sigla M.G.), tarata sui valori massimi delle serie storiche dei massimi annuali delle portate al colmo di piena registrate in 181 stazioni idrometrografiche operative sul territorio nazionale e che pertanto si ritiene sia particolarmente adatta per l'interpretazione delle portate di piena di elevato tempo di ritorno.

1.2. Il modello M.G.

Il modello probabilistico M.G. (Maione, 1997; Maione et al., 1998) si basa sull'ipotesi che l'intero territorio italiano possa essere considerato come un'unica macroregione nella quale può essere definita un'unica forma di distribuzione di probabilità a due parametri per la variabile Q .

Considerando che ai fini applicativi ciò che interessa dell'idrologia di piena è la stima delle portate di colmo caratterizzate da tempi di ritorno elevati ($>30-50$ anni), il modello è stato messo a punto utilizzando i soli valori massimi delle serie storiche formate dai massimi annuali delle portate di piena al colmo Q , ricavando da tali dati la forma della funzione di probabilità da associare alla variabile Q e stimando i parametri di tale funzione attraverso i momenti campionari delle singole serie; in particolare, sono stati considerati i dati registrati in 181 stazioni idrometrografiche, con almeno 20 anni di osservazioni, distribuite sull'intero territorio nazionale.

Partendo dalla funzione di Gumbel, scritta nella forma:

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + K(T)CV, \quad K(T) = - \left[0.45 + 0.779 \ln \left(- \ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right], \quad (1)$$

dove CV indica il coefficiente di variazione della variabile Q , e osservando che i 181 valori massimi \hat{Q}_i estratti da ciascuna serie, normalizzati rispetto alle medie campionarie delle singole serie e riportati nella rappresentazione $(CV_i, \hat{Q}_i/\mu_i)$, sembravano disporsi meglio attorno ad una curva avente la concavità rivolta verso l'alto piuttosto che ad una retta, come invece esigerebbe la (1), la nuova legge probabilistica è stata ricercata nella forma

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + K(T)^\alpha \beta CV^\gamma. \quad (2)$$

Per determinare i valori dei tre parametri α , β e γ il campione è stato quindi suddiviso in classi, raggruppando i valori massimi relativi a serie storiche caratterizzate da valori di CV_i confrontabili. All'interno di ciascuna classe si è calcolato il tempo di ritorno di ciascun elemento assumendo come frequenza cumulata relativa l'espressione $(F_{\hat{Q}/\mu})^{1/Nmed}$, dove $F_{\hat{Q}/\mu}$ e $Nmed$ indicano rispettivamente la frequenza cumulata relativa di classe del generico elemento e il valor medio delle dimensioni delle serie storiche di appartenenza. Il valore del parametro α è stato determinato minimizzando la dispersione dei punti $Q^* = (Q/\mu - 1)/K(T)^\alpha$ così ottenuti in ogni classe. Infine, i valori dei

parametri β e γ sono stati determinati eseguendo una regressione lineare dei logaritmi di Q^* rispetto ai logaritmi dei valori di CV rappresentativi delle classi corrispondenti; in definitiva si è ottenuto

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + 1.73 K(T)^{0.8} CV^{1.35}. \quad (3)$$

Dalla precedente si può ricavare una funzione di probabilità dipendente da un solo parametro (Maione, 1997; Maione et al., 1998), che nel campo dei tempi di ritorno $30 \leq T \leq 1000$ presenta scostamenti dell'ordine del 15% dalla distribuzione M.G.:

$$\frac{Q}{\sigma} = 3.01 + 0.62 \ln T. \quad (4)$$

Dato che la distribuzione M.G. è stata tarata sulla base dei valori massimi di 181 serie storiche aventi un numero medio di elementi pari a 34, il suo impiego appare giustificato per la stima di portate al colmo di piena corrispondenti a valori del tempo di ritorno superiori a 30 anni. Per tempi di ritorno più bassi si può utilizzare la distribuzione di Gumbel (1), stimandone i parametri con le stesse formule di stima regionale proposte per il modello M.G. e illustrate nel prossimo paragrafo.

1.3. Stima regionale dei parametri $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$

Nel tentativo di estendere il dominio di validità delle formule di stima regionale dei parametri $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$, si è indagata la possibilità di adottare modelli di regionalizzazione dei due parametri validi per raggruppamenti sempre più ampi di bacini, eventualmente fino all'intero territorio nazionale, con l'introduzione di nuove variabili descrittive delle caratteristiche morfologiche e pluviometriche dei bacini.

A tal fine si sono adottate tre variabili:

- l'area drenata A (Km²);
- un indice del regime pluviometrico: media M_n (mm) o scarto quadratico medio S_n (mm) della serie (almeno ventennale) delle altezze massime di precipitazione giornaliera mediate per ciascun anno su tutti i pluviometri ricadenti nel bacino;
- un indice della permeabilità del bacino: il valor medio del coefficiente di deflusso mensile ϕ (mediato su almeno un ventennio e, per ogni anno, sui mesi nei quali si verificano con maggiore frequenza gli eventi di piena più intensi).

Il parametro ϕ può essere ricavato direttamente solo nel caso delle stazioni idrometriche gestite dal Servizio Idrografico, per le quali, infatti, i dati relativi al bilancio idrologico su scala mensile, ed in particolare il coefficiente di deflusso, vengono calcolati anno per anno e pubblicati sulla Parte II degli Annali Idrologici. Nel caso di bacini privi di monitoraggio idrologico si possono assumere i valori di ϕ ottenuti per bacini vicini o ritenuti omogenei riguardo a tale parametro.

Inoltre è da tener presente che se nel caso degli eventi di piena i fenomeni di evapotraspirazione sono generalmente trascurabili e le perdite sono dovute essenzialmente all'infiltrazione, nella valutazione del coefficiente di deflusso fatta su scala mensile incide in modo sostanziale anche l'evapotraspirazione mentre l'effetto dell'infiltrazione è sottostimato a causa della ampiezza della scala temporale adottata. Il valore che si trova per ϕ è dunque diverso da quello del coefficiente di afflusso medio

caratteristico del bacino (sebbene si sia limitata tale differenza considerando solo i mesi nei quali si verificano più frequentemente gli eventi di piena) ed è da attendersi che non sia rappresentativo delle perdite che si verificano in condizioni di piena nei bacini che presentano una elevata permeabilità dei suoli (>80-90%); tuttavia, dato l'alto grado di correlazione che esiste tra i due parametri, in una analisi statistica di tipo regressivo il parametro ϕ può essere effettivamente assunto come indice della permeabilità dei suoli.

E' stata dunque effettuata una regressione lineare nel piano bilogaritmico tra i valori campionari $m(Q)$ e $s(Q)$ di $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$ e le variabili precedentemente introdotte, considerando l'intero campione di 181 stazioni utilizzate nell'analisi. Gli scostamenti dei valori di $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$ calcolati sulla base delle formule ottenute rispetto ai corrispondenti valori campionari sono risultati mediamente inaccettabili.

Escludendo progressivamente dal campione i bacini che presentavano gli scarti maggiori si è giunti infine alle seguenti formule, tarate sui dati relativi a 99 bacini distribuiti in varie regioni del territorio nazionale:

$$\mu(Q) = 0.660 A^{0.731} S_h^{0.653} \phi^{1.203} \quad (R^2 = 0.918) \quad (5)$$

$$\sigma(Q) = 0.384 A^{0.620} S_h^{0.862} \phi^{1.125} \quad (R^2 = 0.881). \quad (6)$$

Come si vede, i valori elevati dei coefficienti di determinazione confermano che attraverso le formule precedenti si può ottenere una buona ricostruzione dei valori osservati, come si è effettivamente verificato calcolando la media e la dispersione degli scarti percentuali tra i valori forniti dalle (5)-(6) e quelli sperimentali.

Il motivo per il quale molti bacini non possono essere descritti attraverso le (5)-(6) risiede probabilmente nel fatto che non essendo stati presi in esame altri parametri caratteristici connessi al regime dei deflussi, ad es. estensione delle aree glaciali, presenza a monte di importanti volumi di invaso naturali o artificiali, permeabilità particolarmente elevata dei suoli (>80-90%), potrebbero essere stati trascurati fattori che in taluni casi possono assumere un peso significativo. In effetti, nell'analisi delle caratteristiche di alcuni dei bacini esclusi tale conclusione è stata confermata.

Si è dunque proceduto ad un'analisi condotta su raggruppamenti più ristretti di bacini, per saggiare la possibilità di eliminare attraverso la maggiore omogeneità dei bacini stessi la dipendenza dalle variabili descrittive trascurate; in particolare, per i bacini di Liguria e Toscana si è trovato

$$\mu(Q) = 3.969 A^{0.766} S_h^{0.111} \phi^{1.398} \quad (R^2 = 0.935) \quad (7)$$

$$\sigma(Q) = 4.667 A^{0.551} S_h^{0.269} \phi^{1.081} \quad (R^2 = 0.826). \quad (8)$$

La taratura delle precedenti è stata effettuata su 26 bacini; le caratteristiche degli 11 bacini toscani utilizzati sono raccolte in Tabella 1.

Tabella 1 Elementi caratteristici dei bacini toscani utilizzati nell'analisi

Fiume	Stazione	A (km²)	m(Q) (m³/s)	s(Q) (m³/s)	CV	Hmax (m s.m.)	Hmed (m s.m.)	Zero idr. (m s.m.)	φ
Serchio	Borgo A Mozzano	1061	816	362	0.44	2053	863	86.14	0.78
Arno	Subbiano	738	563	345	0.61	1657	720	249.95	0.82
Arno	Nave Di Rosano	4083	1317	520	0.39	1657	450	72.33	0.60
Arno	S. Giov. Alla Vena	8186	1430	478	0.33	1657	330	6.71	0.51
Can. M.o. Chiana	P.te Ferr. Fi – Rm	1272	296	121	0.41	1056	409	229.80	0.40
Sieve	Fornacina	831	453	225	0.50	1657	490	92.47	0.67
Ombrone	Sasso D'Ombrone	2657	1118	574	0.51	1734	346	54.68	0.50
Merse	Ornate	483	357	214	0.60	1051	365	140.00	0.52
Orcia	Monte Amiata	580	349	191	0.55	1148	445	160.00	0.47
Arno	Stia	62	59	60	1.02	1657	891	443.11	0.81
Cecina	P.te di Monterfuoli	634	464	206	0.44	1051	309	33.00	0.59

Relativamente ai corsi d'acqua della Toscana, la stima dei parametri $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$ in sezioni prive di monitoraggio idrologico può dunque essere fatta in base alle (7)-(8), con l'eccezione dei bacini che presentano elevata permeabilità e dei corsi d'acqua emissari di laghi.

Come esempio di applicazione del metodo di stima regionale sopra illustrato si consideri il problema della stima della portata al colmo di piena bicentennale per un sottobacino della Sieve avente le seguenti caratteristiche:

- $A=200 \text{ Km}^2$,
- $S_b=25 \text{ mm}$,
- $\phi=0.67$,

dove per il valore del coefficiente di afflusso ϕ si è assunto quello relativo al bacino della Sieve a Fornacina, riportato in Tabella 1.

Applicando le (7)-(8) si trova

$$\mu(Q) = 187.6 \text{ m}^3/\text{s} \quad (9)$$

$$\sigma(Q) = 133.3 m^3/s \quad (10)$$

e quindi, utilizzando la (3),

$$Q(200) = 767 m^3/s. \quad (11)$$

La formula approssimata (4) fornisce invece

$$Q(200) = 839 m^3/s. \quad (12)$$

1.4. Stima regionale delle massime portate medie giornaliere di assegnato tempo di ritorno

Come si è visto nel precedente capitolo, la stima della massima portata media giornaliera di assegnato tempo di ritorno T è necessaria per l'applicazione di un metodo speditivo di dimensionamento delle casse di espansione proposto in questo studio. Indicando con q la variabile massimo annuale della portata media giornaliera, per la stima di $q(T)$ in siti non strumentati o in presenza di serie storiche di massimi annuali di portata media giornaliera insufficienti si possono seguire due vie. La prima possibilità è quella di formulare un modello di regionalizzazione secondo i medesimi criteri esposti nei paragrafi precedenti in relazione alle portate al colmo. La seconda è costituita dallo studio del coefficiente di punta $C_p = Q(T)/q(T)$; anche in tal caso è necessario giungere a formule di stima regionale per C_p che consentano la determinazione di $q(T)$ una volta ottenuto il valore $Q(T)$ dal modello di regionalizzazione delle portate al colmo. In questo paragrafo vengono proposti entrambi gli approcci, prendendo come riferimento uno studio di Canuti e Moisello (1980) nel quale questi Autori hanno elaborato un modello regionale per la stima del coefficiente di punta C_p e delle massime portate medie giornaliere relativamente ai bacini di Liguria e Toscana; in quel caso l'obiettivo era la stima delle portate al colmo di piena ed il ricorso alle portate medie giornaliere era dovuto al maggior numero di osservazioni disponibili per tale variabile; infatti la misura delle portate medie giornaliere può essere effettuata attraverso una semplice asta idrometrica, mentre quella delle portate al colmo richiede l'impiego di un idrometrografo.

Assumendo che la distribuzione di probabilità della variabile q sia a due parametri, gli Autori hanno proposto formule di stima regionale per i parametri $m(q)$ e $s(q)$ adottando come variabili descrittive del bacino le seguenti:

- l'area drenata A (Km²);
- due indici pluviometrici:
 - media M_h (mm) o scarto quadratico medio S_h (mm) delle serie storiche (almeno ventennali) delle altezze massime annuali di precipitazione giornaliera h mediate per ciascun anno su tutti i pluviografi ricadenti nel bacino;
 - media M_{hm} (mm) o scarto quadratico medio S_{hm} (mm) delle serie storiche (almeno ventennali) dei massimi annuali hm di afflusso mensile al bacino.

Va sottolineato che la variabile h è un indice medio (rappresentativo di tutto il bacino) della massima precipitazione giornaliera localizzata, non della massima precipitazione ragguagliata all'area. Proprio allo scopo di introdurre nelle elaborazioni una grandezza pluviometrica che si riferisca alla pioggia ragguagliata all'area è stato preso in

considerazione il massimo afflusso mensile al bacino h_m anche se, ovviamente, la durata di un mese è ben superiore a quello della durata delle precipitazioni che sono causa diretta degli eventi di piena (pur esistendo una certa correlazione tra i due fenomeni piovosi).

Le formule di stima regionale proposte dagli Autori per i bacini di Liguria e Toscana sono le seguenti:

$$\mu(q) = 1.82 \cdot 10^{-4} A^{0.961} M_{hm}^{0.620} M_h^{0.982} \quad (13)$$

$$\sigma(q) = 2.95 \cdot 10^{-3} A^{0.914} S_{hm}^{1.080}; \quad (14)$$

la taratura di queste relazioni è stata effettuata su un totale di 74 bacini, 48 dei quali ricadenti in Toscana.

Per i soli 48 bacini toscani gli Autori hanno invece trovato

$$\mu(q) = 5.04 \cdot 10^{-4} A^{0.958} M_{hm}^{1.226} \quad (15)$$

$$\sigma(q) = 8.58 \cdot 10^{-4} A^{0.939} S_{hm}^{1.343}. \quad (16)$$

La stima delle massime portate medie giornaliere di assegnato tempo di ritorno per i bacini toscani può dunque essere fatta in base alle (15)-(16), adottando come funzioni di probabilità la legge di Gumbel per $T < 30$ anni e la M.G. per $T > 30$ anni.

Come già ricordato, nello stesso lavoro Canuti e Moisello hanno proposto anche una formula di stima regionale del coefficiente di punta C_p . Il modello è basata sull'ipotesi di uguaglianza dei coefficienti di variazione delle due variabili q e Q ; da tale ipotesi segue che se la distribuzione delle due variabili è la stessa ed è a due parametri si ha

$$C_p = \frac{Q(T)}{q(T)} = \frac{\mu(Q)}{\mu(q)} = \frac{\sigma(Q)}{\sigma(q)}. \quad (17)$$

Si trova dunque che il coefficiente di punta è indipendente dal tempo di ritorno. La formula di stima regionale proposta dagli Autori è la seguente:

$$\frac{\mu(Q)}{\mu(q)} = 11.72 A^{-0.100} H_m^{-0.181}, \quad (18)$$

dove A e H_m indicano rispettivamente l'area drenata (Km^2) e l'altitudine media del bacino (m s.l.m.).

La (18) è stata tarata sulla base delle medie campionarie delle serie storiche dei massimi annuali di portata al colmo e di portata media giornaliera relative a 61 bacini liguri e toscani, 36 dei quali ricadenti in Toscana.

Stimata la portata al colmo di assegnato tempo di ritorno $Q(T)$ sulla base del modello regionale sviluppato nei paragrafi precedenti, la massima portata media giornaliera $q(T)$ corrispondente al medesimo valore di T si ottiene dal rapporto $Q(T)/C_p$, calcolando C_p attraverso la (18).

2. Modello regionale delle piogge intense

2.1. Premessa

Per la stima delle piogge intense in queste linee guida viene proposta la metodologia messa a punto da Brath, Franchini e Galeati (1998) per l'Italia centrosettentrionale. L'analisi è stata inizialmente sviluppata nell'ipotesi che la distribuzione di probabilità della variabile H_d (massimo annuale dell'altezza di precipitazione di durata d) sia la stessa per tutti i valori della durata d a meno di un fattore di scala (invarianza di scala rispetto alla durata). Riprendendo le considerazioni svolte all'inizio del capitolo precedente a proposito delle portate al colmo di piena, ciò significa che è sufficiente definire un'unica curva di crescita valida per tutte le durate e una legge che definisce il fattore di scala, o grandezza indice, al variare della durata. Come grandezza indice è stata scelta la media $\mu(H_d)$. Inoltre, come già ricordato, al fine di accrescere l'informazione disponibile per una stima più accurata dell'altezza di precipitazione in corrispondenza di valori particolarmente elevati del tempo di ritorno o per siti non strumentati si sono individuate aree omogenee all'interno delle quali la distribuzione di probabilità della variabile adimensionale $H_d/\mu(H_d)$ potesse essere considerata invariante, in modo da poter aggregare le serie storiche relative a più stazioni di misura. La curva di crescita all'interno di tali aree risulta così invariante rispetto sia alla durata della precipitazione sia alla posizione. Infine, data la maggior numerosità delle serie storiche dei massimi annuali relativi alle precipitazioni giornaliere, gli Autori hanno stimato la curva di crescita regionale sulla base di queste ultime verificando successivamente la sua rappresentatività nei confronti delle piogge di varia durata. Per le elaborazioni sono stati utilizzati i valori massimi annuali delle altezze di precipitazione di durate 1, 3, 6, 12, 24 ore e 1 g pubblicati dal *SIMN* (Annali Idrologici, parte I).

2.2. Il modello statistico

Il modello probabilistico adottato dagli Autori è quello a doppia componente (*TCEV*), che interpreta gli eventi massimi annuali come il risultato di una miscela di due popolazioni distinte: la prima relativa agli eventi massimi ordinari, più frequenti ma meno intensi, e la seconda agli eventi massimi straordinari, meno frequenti e spesso catastrofici. La distribuzione *TCEV* ha espressione

$$P(x) = \exp[-\lambda_1 \exp(-x/\theta_1) - \lambda_2 \exp(-x/\theta_2)], \quad (19)$$

dove $P(x)$ indica la probabilità di non superamento del valore x della generica variabile casuale X mentre λ_i e θ_i ($i = 1, 2$) sono i quattro parametri (positivi) della distribuzione.

L'introduzione della (19) si giustifica ipotizzando che gli eventi siano indipendenti l'uno dall'altro, che siano prodotti dalle due situazioni meteoriche accennate, e che in entrambi i casi il numero di accadimenti annuo sia assimilabile ad un processo di Poisson con parametri λ_1 e λ_2 e le corrispondenti altezze massime di precipitazione di assegnata durata siano distribuite secondo due esponenziali con parametri θ_1 e θ_2 . Il massimo annuo di ciascuna delle due componenti risulta allora distribuito secondo una legge di Gumbel, mentre il massimo di ambedue risulta distribuito secondo la legge data dal prodotto delle due funzioni di probabilità, espresso appunto dalla (19). Identificando dunque con gli indici "1" e "2" la componente ordinaria e quella eccezionale dovrà essere, in generale, $\lambda_1 \gg \lambda_2$ e $\theta_1 \ll \theta_2$.

La forma canonica della distribuzione (19) è

$$P(z) = \exp[-\exp(-z) - \lambda \exp(-z/\theta)], \quad z = (x - \varepsilon_1)/\theta_1; \quad (20)$$

$$\varepsilon_1 = \theta_1 \ln \lambda_1, \quad \theta = \theta_2/\theta_1, \quad \lambda = \lambda_2/(\lambda_1)^{1/\theta};$$

inoltre risulta

$$\mu = \theta_1 \eta(\lambda, \theta, \lambda_1), \quad \eta(\lambda, \theta, \lambda_1) = \left[(\ln \lambda_1 + 0.5772) - \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^j \lambda^j}{j!} \Gamma(j/\theta) \right]. \quad (21)$$

Scritta in termini della variabile adimensionale $X = H_d/\mu(H_d)$, la (19) assume la forma

$$P(x) = \exp[-\lambda_1 \exp(-x\eta) - \lambda \lambda_1^{1/\theta} \exp(-x\eta/\theta)], \quad x = h_d/\mu(H_d). \quad (22)$$

La funzione inversa della (22), espressa in funzione del tempo di ritorno $T = 1/(1 - P)$ definisce la curva di crescita.

Nelle ipotesi richiamate nel paragrafo precedente, l'omogeneità idrologica di una regione comporta l'invarianza spaziale della curva di crescita e quindi l'invarianza spaziale del coefficiente di asimmetria e del coefficiente di variazione; d'altra parte, nel caso della funzione di distribuzione (20) si può dimostrare (Beran et al., 1986) che i coefficienti di asimmetria e di appiattimento dipendono solo da λ e θ , mentre il coefficiente di variazione dipende anche da λ_1 . Perciò per il modello *TCEV* la ricerca delle zone omogenee viene generalmente effettuata in due fasi (o livelli): al primo livello si ricercano le zone omogenee in termini del coefficiente di asimmetria (il che consente la stima di λ e θ per ciascuna zona) e al secondo livello si individuano una o più sottozone omogenee in termini di coefficiente di variazione (il che consente la stima di λ_1 | λ, θ per ciascuna sottozona). Oltre alla distribuzione *TCEV* è stata considerata dagli Autori anche la distribuzione *GEV*; avendo tuttavia verificato che le curve di crescita relative ai due modelli risultavano sostanzialmente equivalenti, sono stati presi come riferimento i risultati ottenuti dalla *TCEV*.

2.3. Area di indagine

L'area su cui è stato sviluppato il modello di stima regionale coincide con il territorio di competenza dei Compartimenti *SIMN* di Bologna, Pisa e Roma ed è compresa tra il mare Tirreno a ovest e il mare Adriatico a Est (Figura 1).

Dall'analisi statistica è risultata la necessità di considerare 4 sottozone denominate *Adriatica costiera*, *Adriatica appenninica*, *Tirrenica appenninica* e *Tirrenica costiera* (Figura 2). La regione di interesse, corrispondente ai bacini toscani, ricade dunque nelle due ultime sottozone.

Il confronto tra le curve di crescita teoriche e le distribuzioni delle frequenze cumulate delle altezze di precipitazione normalizzate di assegnata durata ha in molti casi imposto una nuova stima delle curve di crescita relative alle durate minori (i valori giornalieri sono strettamente correlati con quelli relativi alle piogge di 24 ore); anche in tal caso si è comunque mantenuta la stessa suddivisione in zone stabilita per le piogge giornaliere avendola trovata soddisfacente anche per le durate minori.

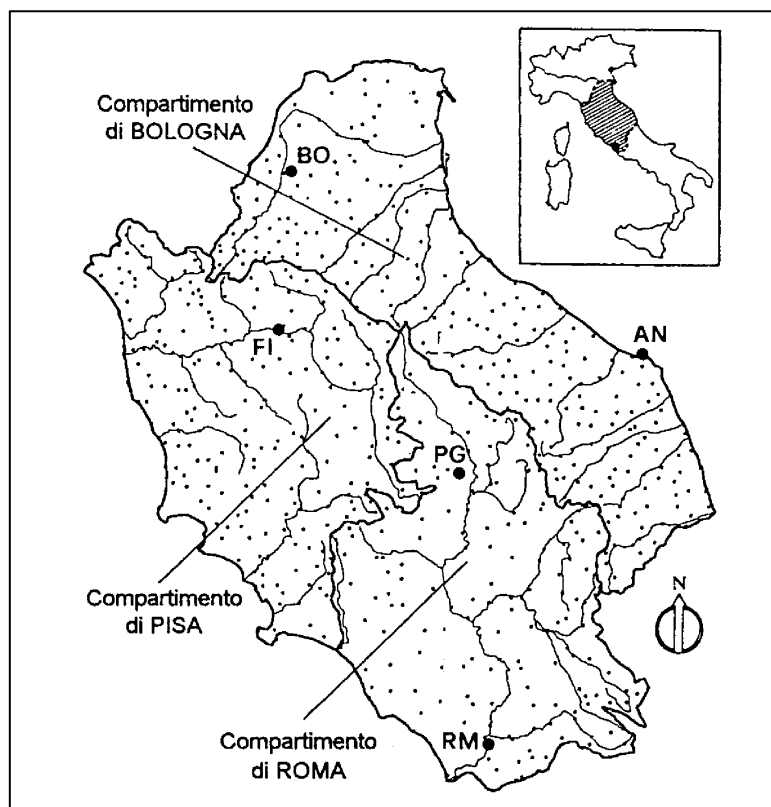


Figura 1 Area di indagine (Brath et al., 1998)

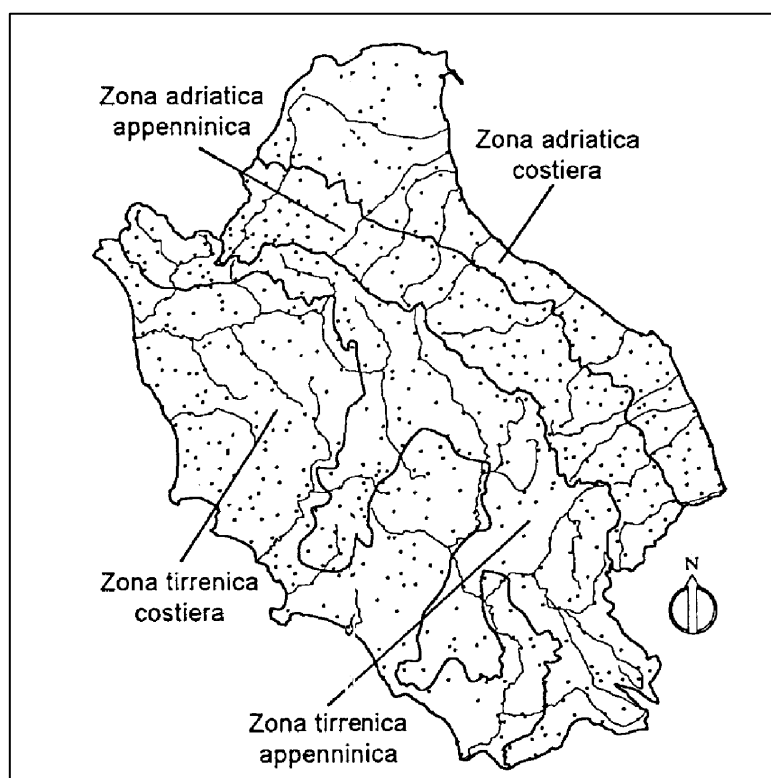


Figura 2 Sottozone omogenee nei riguardi delle piogge intense (Brath et al., 1998)

Dato che la funzione di distribuzione $TCEV$ non è invertibile analiticamente, per un agevole utilizzo delle curve di crescita sono state ricavate dagli Autori per interpolazione formule approssimate esplicite, valide per $T \geq 5$ anni (Tabella 2). Per piogge di durata intermedia rispetto a quelle indicate si deve procedere ad una interpolazione.

Tabella 2 Curve di crescita della variabile $X = H_d / \mu (H_d)$

Zone	λ	θ	λ_1	$x(T)$	Note
Adriatica Costiera	0.282	2.361	29.87	$0.4686+0.4051\ln T+0.0088\ln^2 T$	Tutte le durate
Adriatica appenninica	0.520	1.577	17.55	$0.7462+0.3171\ln T+0.0044\ln^2 T$	d=1 ora
			21.31	$0.7565+0.3023\ln T+0.0041\ln^2 T$	d=3 ore
			34.49	$0.7811+0.2719\ln T+0.0037\ln^2 T$	d \geq 6 ore e d=1g
Tirrenica appenninica	0.073	1.406	21.01	$0.8329+0.2711\ln T+0.0023\ln^2 T$	d=1 ora
	0.144	2.042	33.03	$0.8190+0.2258\ln T+0.0165\ln^2 T$	d \geq 3 ore e d=1g
Tirrenica Costiera	0.131	1.820	16.28	$0.8528+0.2524\ln T+0.0153\ln^2 T$	d=1 ora
	0.770	2.391	24.71	$0.5155+0.4604\ln T+0.0004\ln^2 T$	d=3 ore
	0.380	2.592	26.21	$0.3292+0.5043\ln T+0.0043\ln^2 T$	d=6 ore
	0.303	2.799	30.01	$0.2296+0.5267\ln T+0.0056\ln^2 T$	d=12 ore
	0.221	3.322	30.78	$-0.0327+0.6135\ln T+0.0083\ln^2 T$	d=24 ore, 1g

2.4. Stima della grandezza indice

La grandezza indice è in tal caso la media delle altezze massime annuali di precipitazione di assegnata durata d e viene espressa, coerentemente con l'ipotesi di invarianza di scala, nella forma

$$\mu_d = \mu_1 d^n, \quad (23)$$

dove μ_1 (media delle altezze di precipitazione massime annuali di durata 1 ora) e n sono due parametri variabili da sito a sito. Introducendo il rapporto $\gamma = \mu_G / \mu_{24}$ tra le medie dei massimi annuali delle altezze di precipitazione giornaliere e quelle relative alle 24 ore, la (23) diviene

$$\mu_d = \mu_1 d^{\frac{\ln \mu_G - \ln \gamma - \ln \mu_1}{\ln 24}}. \quad (24)$$

Il valore di γ risulta poco variabile da sito a sito, con un valore medio prossimo a 0.89; la stima di μ_d nel generico punto di interesse si riconduce perciò a quella di μ_G e μ_1 . A tal fine si possono ricercare legami tra i due parametri e le caratteristiche morfoclimatiche dei bacini oppure si possono tracciare le isolinee dei due parametri a partire dai valori campionari relativi alle serie storiche considerate nell'analisi sfruttando opportune tecniche di interpolazione. Quest'ultima procedura è stata scelta dagli Autori tenuto conto della densità della rete di rilevamento sia in relazione alle piogge giornaliere che a quelle orarie (Figura 3).

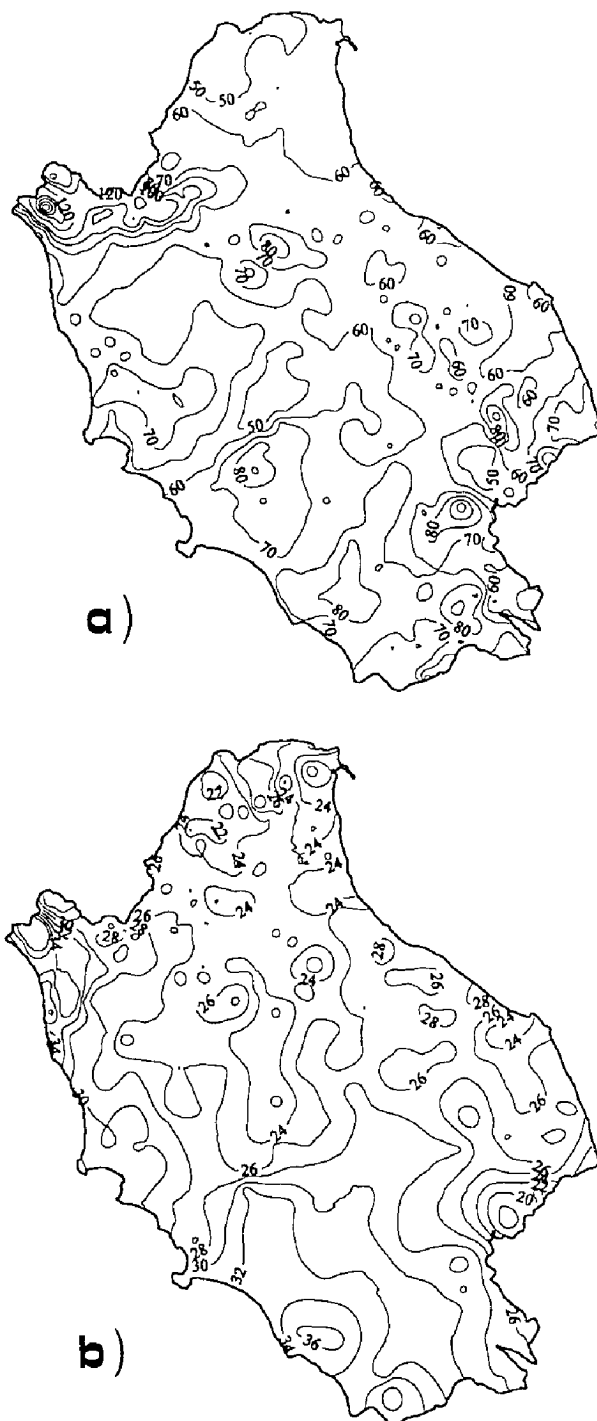


Figura 3 Isolinee dei parametri μ_G (a) e μ_1 (b) (Brath et al., 1998)

2.5. Curve di possibilità pluviometrica puntuali e ragguglio delle piogge all'area

Come è noto, lo studio statistico delle piogge intense in un punto della superficie terrestre si sintetizza nella formulazione della cosiddetta curva di possibilità pluviometrica; questa esprime il legame tra l'altezza di precipitazione che cade nella località considerata e la sua durata per un assegnato valore del tempo di ritorno e viene generalmente costruita a partire dall'elaborazione delle serie storiche dei valori massimi

annuali delle altezze di precipitazione di assegnata durata. Una volta che siano state regolarizzate le serie storiche corrispondenti alle diverse durate attraverso l'adattamento di una opportuna distribuzione di probabilità, è possibile stimare l'altezza di pioggia $h(d; T)$ di assegnata durata per il prefissato valore del tempo di ritorno T . Se i valori così determinati si dispongono su un piano bilogarithmico ($\ln d, \ln h(d; T)$) si osserva che i punti corrispondenti presentano un andamento prossimo a quello rettilineo. Questa osservazione suggerisce che per interpretare tali stime possa essere utilizzata una legge del tipo

$$h(d; T) = a(T)d^{n(T)}, \quad (25)$$

in cui è evidenziata la dipendenza dei parametri a e n ($0 < n < 1$) dal tempo di ritorno; i valori dei due parametri possono essere stimati tramite regressione lineare nel piano bilogarithmico a partire dai punti determinati nel modo sopra indicato.

Il parametro a che rappresenta la pioggia di durata unitaria è crescente con il tempo di ritorno T , mentre l'esponente n presenta spesso variazioni assai contenute al variare di T . L'ultima circostanza si verifica quando il coefficiente di variazione $CV(H_d)$ è poco variabile con la durata d . In particolare, nell'ipotesi di invarianza di scala rispetto alla durata n risulta indipendente dal tempo di ritorno; in tal caso, come si è già ricordato, vale infatti la (23) e le serie storiche normalizzate rispetto alla media possono essere aggregate a formare un unico campione.

Nel caso in esame, combinando l'espressione della grandezza indice (24) con l'espressione delle curve di crescita di Tabella 2 si ottiene l'espressione della curva di possibilità pluviometrica puntuale nella classica forma monomia (25) in cui è espressa esplicitamente la dipendenza del coefficiente a dal tempo di ritorno, mentre l'esponente n è costante rispetto a T in accordo con l'ipotesi di invarianza di scala rispetto alla durata.

Evidentemente la curva di possibilità pluviometrica dedotta per una certa località all'interno di un bacino non può essere assunta valida in tutta l'area A del bacino stesso. La stima dell'altezza di precipitazione di assegnata durata e assegnato tempo di ritorno può essere condotta moltiplicando l'altezza di pioggia puntuale di pari durata e tempo di ritorno per un fattore di ragguaglio $r < 1$:

$$h_A(d; T) = rh(d; T). \quad (26)$$

Infatti è ragionevole supporre che, durante il verificarsi degli eventi di massima intensità registrati in una stazione si siano verificate proprio in corrispondenza di quella stazione, o nelle sue immediate vicinanze, le massime precipitazioni tra tutte quelle cadute nei vari punti del bacino. Segue da ciò che l'altezza di pioggia media ragguagliata risulta in ciascuno degli eventi suddetti minore dell'altezza di pioggia relativa alla località considerata e quindi il fattore di ragguaglio r è minore dell'unità; esso dovrebbe risultare tanto più piccolo quanto maggiore è l'area considerata. D'altra parte r dovrebbe essere tanto più prossimo a uno quanto maggiore è la durata della precipitazione, dato che le osservazioni sperimentali hanno evidenziato come piogge di durata prolungata tendono a presentare una distribuzione nello spazio più uniforme rispetto alle piogge più brevi. Per la stima di r , una ricerca condotta dallo scrivente ha portato al risultato di Figura 4 relativamente a precipitazione della durata di 24 ore. L'analisi del solo evento pluviometrico di intensità eccezionale del 4 novembre 1966

che ha interessato alcuni bacini toscani ha invece condotto al risultato rappresentato nella Figura 5, sempre relativamente alla durata di precipitazione di 24 ore.

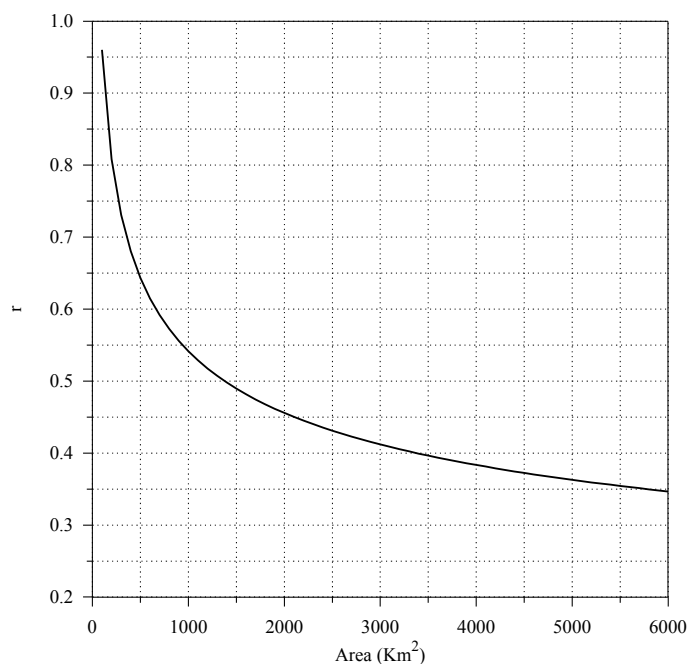


Figura 4 Andamento del coefficiente r relativo alla durata di precipitazione 24 ore ottenuto da analisi svolte su alcuni bacini italiani

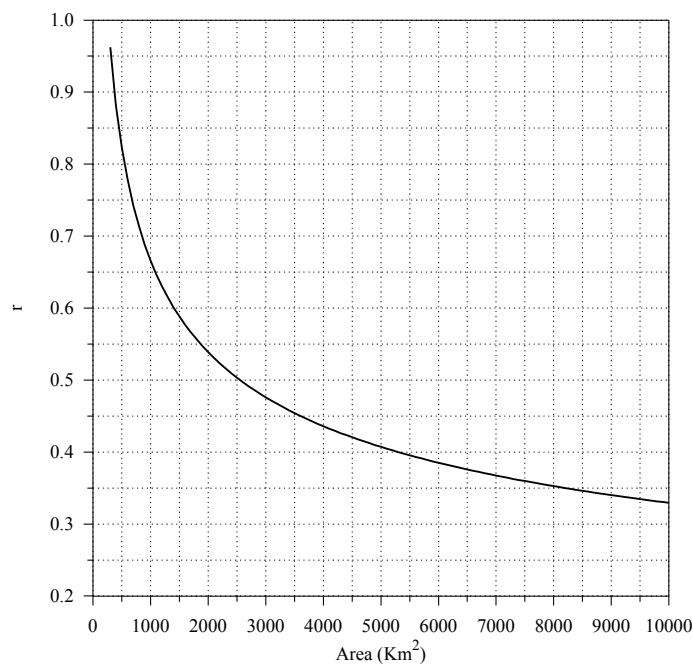


Figura 5 Andamento del coefficiente r relativo alla durata di precipitazione 24 ore per l'evento pluviometrico intenso del 4 novembre 1966

D'altra parte, ricerche effettuate in altri paesi, ad esempio negli USA dall'*United States Weather Bureau (USWB)* hanno condotto a risultati che non paiono applicabili ai bacini

italiani, come risulta chiaramente dalla Figura 6, nella quale la curva proposta dall'*USWB* per la durata di 24 ore è messa al confronto con quelle delle Figure 4-5

In definitiva, nelle valutazioni idrologiche relative ai bacini della Toscana si ritiene opportuno adottare in via prudenziale la curva di Figura 5, estendendole a favore di sicurezza anche a durate di precipitazione inferiori alle 24 ore. Per bacini di estensione inferiore ai 300 Km² il coefficiente r va assunto pari all'unità.

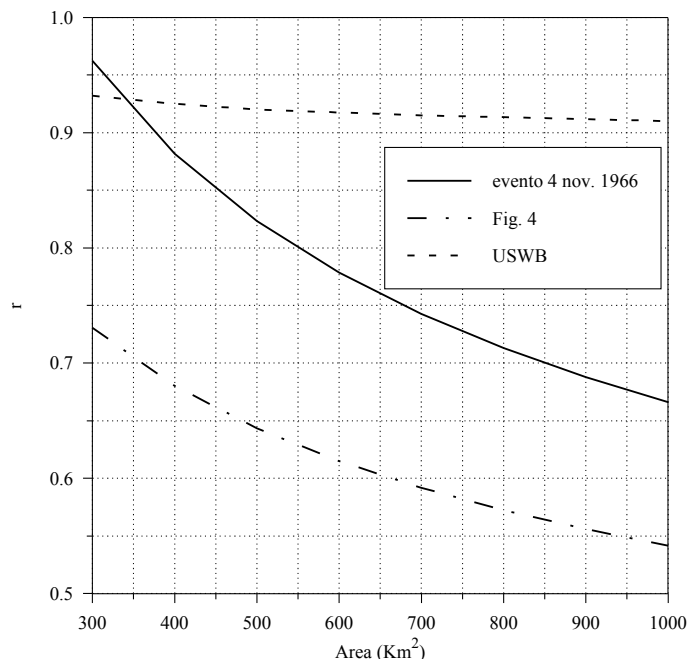


Figura 6 Confronto fra la curva $r(A)$ proposta dall'*USWB* per la durata di precipitazione 24 ore e le curve $r(A)$ delle Figure 4-5

3. Modelli di formazione dei deflussi di piena

3.1. Premessa

I modelli di formazione dei deflussi di piena si propongono di fornire una descrizione matematica dei processi idrologici che si svolgono nel bacino idrografico quando questo sia interessato da un evento meteorico intenso; in tal senso il bacino può essere considerato come un sistema soggetto ad ingresso variabile nel tempo e nello spazio (intensità di precipitazione), la cui uscita, o risposta, è rappresentata dall'idrogramma delle portate $q(t)$ defluenti attraverso la sezione di chiusura. Recenti ricerche hanno evidenziato come l'influenza esercitata sulla risposta del sistema dalla variabilità spaziale sia delle caratteristiche dell'evento pluviometrico che di quelle geopedologiche e morfologiche del bacino sia piuttosto sensibile; ciò ha portato ad un significativo sforzo di ricerca volto allo sviluppo di modelli matematici di tipo distribuito. A fronte dei loro indubbi pregi, questi modelli presentano alcune importanti limitazioni. In primo luogo, la loro applicazione risulta molto onerosa relativamente alle risorse di calcolo necessarie. Inoltre è necessaria una conoscenza dettagliata delle caratteristiche geopedologiche e morfologiche del bacino, dello stato di imbibimento iniziale dei suoli e della distribuzione spazio-temporale della precipitazione. Questa conoscenza non si possiede nella realtà nemmeno nel più semplice dei casi, che è quello dei piccoli bacini

sperimentali. Per queste ragioni la modellazione dei deflussi di piena in campo tecnico-applicativo viene effettuata attraverso modelli di tipo globale (denominati anche a parametri concentrati). Questi modelli schematizzano il bacino come un sistema non distribuito nello spazio nel quale all'ingresso $I(x, y, t)$ viene sostituito un ingresso non distribuito $i(t)$ pari al valor medio

$$i(t) = \frac{1}{A_{tot}} \int_A I(x, y, t) dx dy, \quad (27)$$

dove A e A_{tot} indicano rispettivamente la superficie e l'area totale del bacino.

In relazione alle finalità per le quali il modello viene realizzato, ci si può limitare a richiedere che la risposta del sistema all'immissione uniformemente distribuita nello spazio $i(t)$ si accordi in maniera accettabile con quella del sistema fisico su cui agisce l'ingresso spazialmente distribuito I solo in occasione di eventi particolari, quali sono ad esempio gli eventi di piena. Modelli di questo tipo, detti ad equivalenza limitata, risultano ovviamente più semplici dei modelli destinati a riprodurre il comportamento del bacino in tutte le possibili condizioni meteorologiche che possono verificarsi nel corso delle stagioni (modelli completi). Date le finalità del presente studio, nel seguito si descriveranno brevemente solo alcuni tra i modelli più semplici ad equivalenza limitata relativi alla formazione dei deflussi di piena (modelli di piena). Essi possono essere utilizzati sia per la stima delle portate al colmo di piena di assegnato tempo di ritorno, sia per la ricostruzione dell'onda di piena originata da un evento meteorico con altezza totale di precipitazione di assegnato tempo di ritorno T . A tale scopo si parte dalla conoscenza delle curve di possibilità pluviometrica (26); esse tuttavia forniscono solo l'intensità media dell'evento, non l'andamento temporale delle intensità di pioggia che permetterebbe di calcolare l'onda di piena $q(t)$ ed in particolare il suo colmo. A parità cioè di tempo di ritorno T e di durata d di pioggia possono aversi infinite realizzazioni dello ietogramma a ciascuna delle quali i modelli associano differenti onde $q(t)$. Nella pratica, tuttavia, questo problema viene superato ammettendo che tra tutte le possibili precipitazioni proprio quella di intensità costante pari al valor medio dell'intensità fornita dalla curva di possibilità pluviometrica conduca ad una portata al colmo del medesimo T prescelto per le piogge.

3.2. Rappresentazione delle perdite per infiltrazione

Nei modelli di piena l'ingresso al sistema è costituito dalla portata di precipitazione netta, dove per precipitazione netta si intende quella parte di precipitazione che, istante per istante, dà origine al deflusso superficiale. Un aspetto molto importante è dato perciò dalla corretta interpretazione delle perdite idrologiche quali: evapotraspirazione, velo d'acqua sul terreno soggetto a tensione superficiale, infiltrazione, immagazzinamento nelle depressioni superficiali.

Le prime due, di modesta entità durante un evento di piena, sono normalmente trascurate nei modelli di piena.

L'infiltrazione sulle aree permeabili o semipermeabili è senz'altro il fenomeno quantitativamente più ragguardevole. Meno significativa, ma non sempre trascurabile potendo raggiungere in qualche caso l'entità di alcuni millimetri, la perdita che avviene sul bacino per immagazzinamento nelle depressioni superficiali dalle quali l'acqua viene allontanata solo per evaporazione o infiltrazione.

Un parametro molto utilizzato per la valutazione delle perdite idrologiche è dato dal coefficiente di afflusso $\phi = P_{net}/P$, rapporto tra l'altezza totale di pioggia netta e l'altezza totale di precipitazione. Nell'ingegneria pratica, soprattutto nell'ambito delle metodologie più semplici di previsione delle piene spesso si ammette grossolanamente che il coefficiente di afflusso sia una costante del bacino; in realtà il suo valore dipende da molti fattori come lo stato di umidità del suolo all'inizio dell'evento, l'altezza totale di precipitazione e la dinamica temporale dell'evento stesso. Numerose sono le formule proposte in letteratura per individuare un legame medio tra il coefficiente ϕ e varie grandezze caratterizzanti il bacino e l'evento. Tra i metodi più semplici per la modellazione della perdita idrologica vanno ricordati il metodo dell'indice ϕ e il metodo percentuale; entrambi partono dal calcolo del volume totale di pioggia netta attraverso il coefficiente di afflusso adottando poi particolari distribuzioni temporali dei fenomeni di perdita. Nel primo caso si assume una portata di perdita costante durante tutto l'evento (quale potrebbe realizzarsi in un suolo in cui l'infiltrazione presentasse fin dall'inizio una situazione di regime); nel secondo caso si assume invece che durante l'evento si mantenga sempre costante e pari al coefficiente di afflusso il rapporto tra pioggia netta e pioggia lorda (come avverrebbe in un bacino in cui fossero distinguibili aree completamente permeabili e aree completamente impermeabili).

Esistono poi modelli basati su leggi di infiltrazione che cercano di dare una spiegazione fisica al fenomeno. Una via di mezzo è costituita da modelli che descrivono il fenomeno di infiltrazione sulla base di ipotesi concettuali che schematizzano il reale comportamento fisico. Uno dei modelli più utilizzati è quello del *Curve Number (CN)*, sviluppato dal *Soil Conservation Service (SCS)*; la larga diffusione che il modello ha conosciuto negli Stati Uniti è dovuta soprattutto alla notevole mole di dati forniti dallo stesso SCS per la sua taratura.

3.3. Il metodo del CN

Scritta l'equazione di continuità nella forma:

$$P_{net} = P - S', \quad (28)$$

dove P_{net} (mm) P (mm) e S' (mm) indicano rispettivamente il volume specifico di pioggia netta, il volume specifico affluito e il volume specifico infiltrato valutati fino all'istante t , il metodo ipotizza che sussista la relazione di proporzionalità:

$$\frac{S'}{S} = \frac{P_{net}}{P - I_a}, \quad (29)$$

in cui S è il massimo volume specifico di acqua che il terreno può trattenere in condizioni di saturazione e I_a è la perdita iniziale, ovvero il valore limite dell'altezza di pioggia che il terreno può trattenere nella fase iniziale del fenomeno, senza che si abbia produzione di deflusso. In realtà il parametro I_a tiene conto anche di quel complesso di fenomeni, quali l'intercettazione da parte della vegetazione e l'accumulo nelle depressioni superficiali, che ritardano il verificarsi del deflusso superficiale.

Combinando le due equazioni precedenti si trova

$$P_{net} = \begin{cases} 0 & (P < I_a) \\ \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} & (P \geq I_a). \end{cases} \quad (30)$$

I due parametri I_a e S possono essere determinati attraverso operazioni di taratura del modello. In mancanza di adeguate osservazioni utili a questo scopo, per la stima di I_a si può fare ricorso alla seguente relazione:

$$I_a = 0.2S, \quad (31)$$

che, sulla base di alcune analisi di dati sperimentali condotte dal SCS risulta verificata con buona approssimazione. La valutazione di S può invece essere ricondotta a quella dell'indice CN , al quale risulta legato dalla relazione

$$S = 254 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right), \quad (32)$$

valida per S espresso in mm.

L'indice CN è un numero adimensionale, compreso tra 0 e 100, funzione della natura del suolo, del tipo di copertura vegetale e dalle condizioni di umidità del suolo antecedenti la precipitazione. Per quanto riguarda il primo fattore, il SCS ha classificato i vari tipi di suolo in quattro gruppi (A, B, C e D) sulla base della capacità di assorbimento del terreno nudo a seguito di prolungato adacquamento (Tabella 3). In Tabella 4 sono riportati per tali gruppi i valori del parametro CN corrispondenti a diverse tipologie di uso del suolo.

Tabella 3

Tipo di suolo	Descrizione
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Tabella 4

Tipo di copertura (uso del suolo)	A	B	C	D
Terreno coltivato. Senza trattamenti di conservazione	72	81	88	91
Terreno coltivato. Con interventi di conservazione	62	71	78	81

Terreno da pascolo. Cattive condizioni	68	79	86	89
Terreno da pascolo. Buone condizioni	39	61	74	80
Praterie Buone condizioni	30	58	71	78
Terreni boscosi o forestati. Terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
Terreni boscosi o forestati. Sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
Spazi aperti, prati rasati, parchi. Buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbaosa	39	61	74	80
Spazi aperti, prati rasati, parchi. Condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabilità 85%)	89	92	94	95
Distretti industriali (imp. 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali. Impermeabilità media 65%	77	85	90	92
Aree residenziali. Impermeabilità media 38%	61	75	83	87
Aree residenziali. Impermeabilità media 30%	57	72	81	86
Aree residenziali. Impermeabilità media 25%	54	70	80	85
Aree residenziali. Impermeabilità media 20%	51	68	79	84
Parcheggi impermeabilizzati, tetti	98	98	98	98
Strade. Pavimentate, con cordoli e fognature	98	98	98	98
Strade. Inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
Strade in terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Per quanto riguarda l'influenza dello stato di imbibimento del suolo all'inizio dell'evento meteorico, il metodo individua tre classi caratterizzate da differenti condizioni iniziali (*AMC*, *Antecedent Moisture Condition*), a seconda del valore assunto dall'altezza di pioggia caduta nei 5 giorni precedenti l'evento meteorico. La categoria a cui fare riferimento si può individuare in base alla precipitazione totale dei 5 giorni precedenti quello dell'evento di pioggia e in base alla stagione (vegetativa o non vegetativa) come indicato in Tabella 5.

I valori di *CN* riportati in Tabella 4 si riferiscono a una condizione di umidità del suolo di tipo standard, precisamente quella intermedia, indicata come *AMCII*. Per condizioni iniziali differenti vengono utilizzate le seguenti relazioni per la determinazione del *CN* a partire dai valori di *CN(II)* relativi alla condizione *AMCII*:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)}, \quad CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}. \quad (33)$$

Tabella 5

Classe AMC	Precipitazione nei 5 giorni precedenti (mm)	
	Stagione di riposo	Stagione di crescita
I	<13	<36
II	13-28	36-54
III	>28	>54

La procedura appena descritta rende possibile la stima dei due parametri I_c e S a partire dalle caratteristiche litologiche e pedologiche del bacino. Tuttavia le stime dei parametri così ottenute hanno valore puramente indicativo: infatti i valori tabulati del CN sono rappresentativi del comportamento medio nei riguardi dell'assorbimento dei vari tipi di terreno. Inoltre essi sono stati dedotti per regioni aventi caratteristiche talvolta anche profondamente differenti da quelle del nostro paese. Analoghe considerazioni possono essere fatte in merito alla formula (31). Pertanto anche in questo caso risulta sempre opportuno, laddove possibile, effettuare una taratura del modello di pioggia netta sulla base di dati idropluviometrici disponibili per il bacino di interesse o per bacini idrologicamente simili. E' da sottolineare che il metodo, per quanto basato su considerazioni circa l'andamento temporale delle perdite, nella sua formulazione originaria è stato proposto per stimare il deflusso relativo all'intero fenomeno di piena (senza introdurre la variabile tempo) e risulta quindi del tutto equivalente a un metodo di stima del coefficiente di afflusso ϕ ; tuttavia il metodo è largamente utilizzato nei modelli di trasformazione afflussi deflussi anche per l'interpretazione della dinamica delle perdite.

3.4. Leggi di infiltrazione

Si è già detto in premessa che l'infiltrazione costituisce il fenomeno di perdita di maggiore rilevanza sia come entità globale sia come fattore influenzante la dinamica dell'evento di piena. Alcuni modelli possono farsi risalire ad interpretazioni teoriche del fenomeno, come ad esempio quello di Philip (1954):

$$f(t) = f_c + \frac{1}{2} S t^{-\frac{1}{2}}, \quad (34)$$

in cui f e f_c rappresentano rispettivamente la capacità di infiltrazione istantanea ed asintotica ed S è un parametro chiamato sortività; la (34) deriva dall'integrazione dell'equazione di Richard monodimensionale che regge il moto dell'acqua (assunto descrivibile attraverso la sola coordinata lungo la verticale) in un mezzo poroso insaturo.

Il modello di Green-Ampt (1911) si basa invece su un modello semplificato in cui si ipotizza che il fronte di umidificazione, assunto orizzontale in un'ottica monodimensionale, divida il dominio in una porzione satura superiore e in una insatura inferiore, caratterizzata da una distribuzione uniforme del contenuto idrico (pari a quella iniziale del terreno). La capacità di infiltrazione è fornita allora dalla formula

$$f(t) = f_c \left[1 + \psi \frac{\delta}{F(t)} \right], \quad (35)$$

in cui δ è il deficit di umidità relativa iniziale del suolo rispetto alla saturazione, ψ la tensione capillare al fronte di umidificazione ed F il valore cumulato dell'infiltrazione.

Altri modelli rappresentano invece il fenomeno con leggi di tipo empirico come ad esempio quella di Horton (1933):

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-k \cdot t}, \quad (36)$$

in cui f_0 è la velocità d'infiltrazione all'inizio dell'evento e k è una costante; e quella di Holtan (1961):

$$f(t) = f_c + a[IMD - F(t)]^n, \quad (37)$$

in cui IMD è il deficit di umidità iniziale del suolo ed a e n sono due costanti.

Come si vede, tutte queste espressioni calcolano l'infiltrazione istantanea con la somma

$$f(t) = f_c + f_1(t) \quad (38)$$

di un valore limite f_c con una quantità $f_1(t)$ decrescente nel tempo con legge diversa in relazione all'ipotesi interpretativa assunta.

Per la sua importanza viene di seguito descritto sinteticamente il modello di Horton, che è fra l'altro implementato in numerosi codici di calcolo commerciali destinati alla modellistica idrologica.

L'equazione di Horton fu sviluppata assumendo valida l'ipotesi che la variazione della capacità di infiltrazione sia in ogni istante proporzionale alla differenza tra la capacità attuale e quella limite asintotica:

$$\frac{df}{dt} = -k(f - f_c), \quad (39)$$

dove f (mm/h) è la capacità d'infiltrazione al tempo t , f_c (mm/h) è la capacità di infiltrazione asintotica per t tendente all'infinito, k (1/h) è la costante di esaurimento. Integrando l'equazione (39) si ottiene l'equazione (36) già vista.

Il volume F (mm) complessivamente infiltrato fino all'istante t risulta:

$$F(t) = \int_0^t f(t)dt = f_c t + (f_0 - f_c) \frac{(1 - e^{-kt})}{k}. \quad (40)$$

Raudkivi (1979) ha mostrato che il modello di Horton può essere ottenuto dalla soluzione dell'equazione di Richard monodimensionale linearizzata.

L'equazione (36) rappresenta la portata di infiltrazione che si raggiunge allorché il suolo è assoggettato ad intensità di precipitazione in ogni istante maggiore o uguale alla capacità di infiltrazione stessa. Quando invece l'intensità di pioggia risulta minore, l'effettiva portata di infiltrazione uguaglia tale intensità ed è quindi inferiore al valore delle capacità di infiltrazione. Può succedere, soprattutto all'inizio di un evento meteorico, che la capacità di infiltrazione fornita dalla curva di Horton sia superiore all'intensità di pioggia per un certo periodo, per poi diminuire rapidamente fino a diventare ad essa inferiore. Il terreno conserva allora una capacità di infiltrazione superiore a quella indicata dalle equazione (36). In questi casi il calcolo dell'andamento temporale dell'infiltrazione effettiva può essere ottenuto con una curva f^* , traslazione

orizzontale della curva di Horton. L'entità della traslazione si ottiene imponendo che il volume effettivamente infiltrato fino all'istante t_p in cui inizia il deflusso superficiale (tempo di ponding) sia uguale a quello massimo infiltrabile e che all'istante t_p l'intensità di pioggia coincida con la capacità di infiltrazione fornita dalla curva f^* .

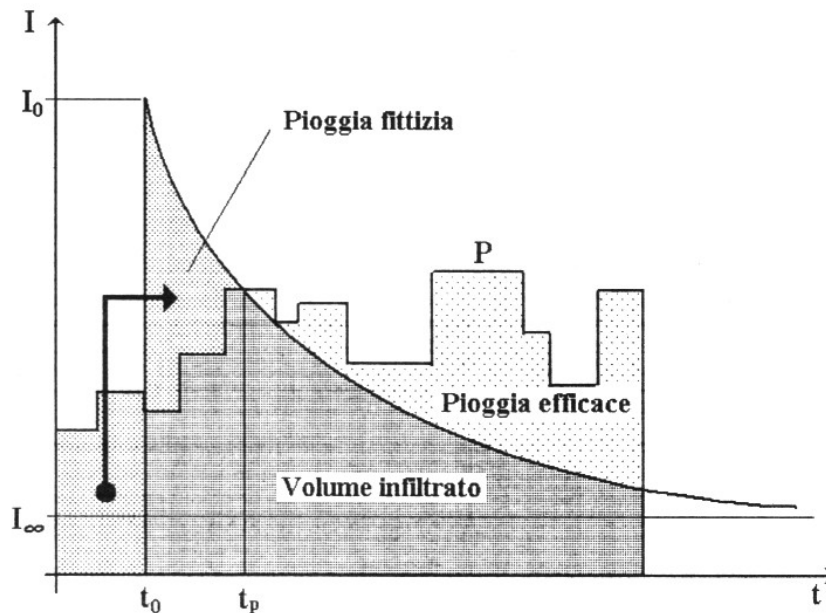


Figura 7 Legge di infiltrazione secondo Horton (Regione Toscana, 1998)

I parametri che compaiono nella (36) possono assumere i seguenti valori proposti dal manuale *ASCE*:

Tabella 6

Tipologia di suolo	f_0 (mm/h)	f_c (mm/h)	k (1/h)
Suoli molto permeabili	117	17	5.34
Suoli mediamente permeabili	76	13	4.14
Suoli scarsamente permeabili	76	6	4.14

I parametri suddetti possono essere anche considerati in funzione della copertura del suolo e delle sue caratteristiche di permeabilità. Seguendo la classica suddivisione dei suoli secondo il *SCS* si possono utilizzare i seguenti valori:

Tabella 7

Tipologia di suolo (Tabella 3)	f_0 (mm/h)	f_c (mm/h)	k (1/h)
A	250	25,4	2
B	200	12,7	2
C	125	6,3	2
D	76	2,5	2

3.5. Modelli lineari e stazionari

La maggior parte dei modelli proposti per lo studio della trasformazione della pioggia netta in deflusso superficiale appartiene alla classe dei modelli lineari e stazionari. Un sistema si dice stazionario quando a due ingressi uguali sfasati di un intervallo temporale δ corrispondono due uscite uguali sfasate dello stesso intervallo δ . Un sistema si dice invece lineare quando ad un ingresso $p(t) = \alpha_1 p_1(t) + \alpha_2 p_2(t)$ combinazione lineare dei due ingressi p_1 e p_2 corrisponde l'uscita $q(t) = \alpha_1 q_1(t) + \alpha_2 q_2(t)$ combinazione lineare secondo i medesimi coefficienti α , delle uscite q_1 e q_2 relative agli ingressi p_1 e p_2 . Per i sistemi lineari e stazionari la relazione tra l'ingresso $p(t)$ e la corrispondente uscita $q(t)$ assume la forma di un'equazione differenziale lineare a coefficienti costanti del tipo

$$\sum_{k=0}^n a_k q^{(k)}(t) = p(t). \quad (41)$$

La soluzione della (41) corrispondente a condizioni iniziali $q^{(k)}(0) = 0$ ($k = 0, \dots, n-1$) è data dall'integrale di convoluzione

$$q(t) = \int_0^t p(\tau) h(t - \tau) d\tau; \quad (42)$$

la funzione $h(t)$, che ha dimensioni dell'inverso di un tempo, viene detta *Instantaneous Unit Hydrograph (IUH)* e matematicamente rappresenta, a meno delle unità di misura, la risposta del sistema ad un ingresso impulsivo del tipo $q(t) = \delta(t)$, dove $\delta(t)$ è la distribuzione di Dirac, caratterizzata dalla proprietà

$$\int_J f(t) \delta(t) dt = f(0) \quad (43)$$

per qualunque intervallo J che contenga l'origine e per qualunque funzione f continua su J . La (43) implica naturalmente le proprietà $\delta(t) = 0 \forall t \neq 0$ e $\int_J \delta(t) dt = 1$. Dalle definizioni precedenti seguono immediatamente le seguenti proprietà per la funzione $h(t)$:

$$h(t) \geq 0, \quad h(t) \equiv 0 \quad (t < 0), \quad \int_0^{\infty} h(t) dt = 1; \quad (44)$$

l'ultima condizione segue ovviamente dall'equazione di continuità. La (42) segue poi immediatamente dalle proprietà di linearità e stazionarietà scrivendo l'ingresso nella forma

$$p(t) = \int_0^t p(\tau) \delta(t - \tau) d\tau . \quad (45)$$

Da un punto di vista matematico, il particolare modello lineare e stazionario è individuato in modo equivalente o dall'equazione differenziale (41) ovvero dall'espressione dell'IUH.

Sfruttando le proprietà dell'IUH si ricava facilmente l'identità

$$q(t) = \int_0^t p(\tau) h(t - \tau) d\tau = \int_0^t p(t - \tau) h(\tau) d\tau . \quad (46)$$

Considerando un generico modello lineare e stazionario e assumendo condizioni iniziali nulle, la portata $q(t)$ di deflusso superficiale alla sezione di chiusura risulta espressa dall'integrale (42) nel quale $h(t)$ è l'idrogramma unitario istantaneo caratteristico del bacino. La portata $p(t)$ di pioggia netta in ingresso non è in pratica mai rappresentabile da una funzione continua. Come è noto, la grandezza effettivamente misurata con continuità dallo strumento registratore (almeno in linea di principio) è l'altezza di precipitazione. Non è quindi possibile conoscere i valori istantanei dell'intensità di precipitazione. Si suddivide allora il tempo in intervalli elementari di uguale lunghezza Δt all'interno dei quali si assegna all'intensità di precipitazione un valore costante pari all'intensità media di precipitazione in ciascun intervallo. La portata alla sezione di chiusura si può dunque calcolare, ricorrendo al principio di sovrapposizione degli effetti, come la somma di tutte le portate parziali causate dalle portate di pioggia costanti che corrispondono ai diversi istanti di tempo compresi tra l'istante iniziale ed il generico istante t di interesse. In questo modo si discretizza l'integrale di convoluzione riducendolo a una sommatoria.

Per evidenti ragioni di opportunità si calcolano i valori della portata $q(t)$ in corrispondenza degli estremi di ciascuno degli intervalli temporali elementari. Indicando con p_j la portata di pioggia (costante) nell'intervallo di tempo j -mo, compreso tra gli istanti $(j-1)\Delta t$ e $j\Delta t$ e con q_i la portata alla fine dell'intervallo i -mo, cioè all'istante $i\Delta t$ e con q_{ij} la portata parziale all'istante i -mo dovuta alla pioggia caduta nell'intervallo j -mo e con H_k l'integrale di $h(t)$ tra gli istanti $(k-1)\Delta t$ e $k\Delta t$,

$$H_k = \int_{(k-1)\Delta}^{k\Delta} h(t) dt . \quad (47)$$

La portata q_{ij} si ottiene facilmente dall'espressione, valida per il caso di portata di pioggia p costante nell'intervallo (t_0, t_0+t_p) ,

$$q(t) = p \int_{t-t_0-t_p}^{t-t_0} h(v) dv , \quad (48)$$

che segue immediatamente dalla (46). Ponendo nella (48) $t=i\Delta t$, $t_0=(j-1)\Delta t$, $t_p=\Delta t$ si trova infatti

$$q_{ij} = p_j \int_{(i-j)\Delta t}^{(i-j+1)\Delta t} h(v) dv = p_j H_{i-j+1}. \quad (49)$$

Applicando infine il principio di sovrapposizione degli effetti si trova

$$q_i = \sum_{j=1}^i q_{ij} = \sum_{j=1}^i p_j H_{i-j+1}. \quad (50)$$

Si verifica immediatamente che, in perfetta analogia con quanto avviene per l'integrale di convoluzione, risulta per la forma discretizzata

$$q_i = \sum_{j=1}^i p_j H_{i-j+1} = \sum_{j=1}^i H_j p_{i-j+1}. \quad (51)$$

I due modelli lineari e stazionari più semplici sono il canale lineare ed il serbatoio lineare. Il primo corrisponde ad un sistema per il quale l'uscita è fornita da una traslazione temporale dell'ingresso attraverso un tempo di ritardo s , mentre il secondo è caratterizzato da un'uscita proporzionale, istante per istante, al volume d'acqua invasato.

3.6. Il metodo dell'invaso

Il metodo dell'invaso si basa sull'ipotesi che durante l'evento di piena in tutti i canali costituenti la rete idrografica del bacino la superficie libera della corrente trasli parallelamente a se stessa (funzionamento sincrono). Discende da ciò che il volume d'acqua W invasato nel bacino risulta legato univocamente all'altezza h della corrente nella sezione di chiusura, e poiché nella stessa sezione la h è legata alla portata q tramite la scala di deflusso si può scrivere $W=W(h(q))=W(q)$; in particolare si assume per semplicità che il legame $W(q)$ possa essere considerato lineare. Si può dunque scrivere, in base all'equazione di continuità,

$$\frac{dW(t)}{dt} = p(t) - q(t), \quad W(t) = kq(t). \quad (52)$$

Si può verificare facilmente che l' IUH relativo al serbatoio lineare di costante k ha la forma

$$h(t) = \frac{1}{k} e^{-t/k}. \quad (53)$$

3.7. Il modello di Nash

Il modello di Nash schematizza il bacino come un insieme di n serbatoi lineari in serie tutti caratterizzati dalla medesima costante di tempo k ed è perciò caratterizzato dai due parametri n e k . L' IUH del modello si può agevolmente ricavare in corrispondenza di un ingresso impulsivo al primo serbatoio, ricordando la forma (53) della risposta impulsiva del singolo serbatoio e osservando che l'uscita del generico serbatoio costituisce l'ingresso del successivo. In tal modo si trova

$$h(t) = \frac{1}{k\Gamma(n)} \left(\frac{t}{k} \right)^{n-1} e^{-t/k} \quad (n \geq 1, \quad k > 0), \quad (54)$$

dove $\Gamma(n) = (n-1)!$ per n naturale.

La formula (54) rimane dunque definita anche per valori di n non interi, il che consente una maggior flessibilità in fase di taratura del modello.

3.8. Il metodo della corrivazione

Il metodo della corrivazione schematizza il meccanismo di formazione del deflusso di piena come un puro fenomeno di trasferimento della massa liquida. Ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui essa è caduta; la velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce. Infine, la portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate elementari che si presentano allo stesso istante alla sezione di chiusura.

Dunque a ciascun punto P del bacino si associa un tempo caratteristico, che è quello impiegato dalla generica particella di pioggia netta caduta in P per raggiungere la sezione di chiusura del bacino. Tale tempo caratteristico dipende solo dalla posizione del punto P e non dalle caratteristiche del particolare evento idropluviomentrico; esso rappresenta pertanto il ritardo caratteristico o tempo di corrivazione del punto P . Il tempo di ritardo massimo T_c è detto tempo di corrivazione del bacino.

Con le ipotesi semplificative sopra introdotte, il modello diviene effettivamente lineare e stazionario e può essere interpretato come un insieme di canali lineari in parallelo. Osservando che in corrispondenza di un ingresso impulsivo al sistema l'ingresso all'insieme dei canali caratterizzati da tempo di ritardo compreso tra s e $s+ds$ è $\delta(t) dA/A_{tot}$ mentre l'uscita è $\delta(t-s) dA/A_{tot}$, dove dA e A_{tot} indicano rispettivamente l'area dell'elemento di superficie del bacino compreso tra le isocorrive s e $s+ds$ e l'area totale del bacino, si trova per integrazione sull'intera superficie del bacino la risposta impulsiva del sistema, ovvero l'IUH:

$$h(t) = \frac{1}{A_{tot}} \int_0^{A_{tot}} \delta(t-s) dA = \frac{1}{A_{tot}} \int_0^{T_c} \delta(t-s) \frac{dA}{ds} ds = \frac{1}{A_{tot}} \frac{dA}{dt}; \quad (55)$$

la funzione $A(t)$ rappresenta la cosiddetta curva aree tempi del bacino, ossia l'area della porzione di bacino formata dai punti aventi tempo di corrivazione minore o uguale a t .

Nella pratica, la curva aree tempi del bacino viene ottenuta tracciando le cosiddette linee isocorrive (linee che uniscono i punti caratterizzati dal medesimo valore del tempo di corrivazione) per alcuni valori del tempo di corrivazione compresi tra 0 e T_c e misurando le aree comprese tra le varie isocorrive. Le linee vengono tracciate in base a criteri essenzialmente empirici, per i quali si rimanda ai testi citati in bibliografia.

Tenendo conto delle formule (44) e (55) si può verificare immediatamente che considerando lineare la curva aree tempi del bacino il valore massimo della portata al colmo si ottiene in corrispondenza di una precipitazione di durata d pari al tempo di corrivazione del bacino. Si ha infatti

$$Q(d) = \phi \frac{d}{T_c} A a d^{n-1} \quad (0 < d < T_c), \quad Q(d) = \phi A a d^{n-1} \quad (d \geq T_c). \quad (56)$$

La durata di precipitazione d per la quale la portata al colmo assume il valore massimo prende il nome di *durata critica*.

Considerando costante l'intensità di pioggia netta, si può calcolare la durata critica anche con il metodo dell'invaso; in tal caso risulta

$$Q(d) = \phi (1 - e^{-d/k}) A a d^{n-1}. \quad (57)$$

Il valore della durata critica si trova risolvendo l'equazione $dQ/dd = 0$. Imponendo che il valore massimo della portata al colmo coincida con quella fornita dal metodo della corrivazione si può ottenere generalmente una durata critica inferiore rispetto al tempo di corrivazione T_c del bacino. Nel caso dei bacini idrografici naturali la stima di k non può essere effettuata sulla base della capacità di invaso dei diversi elementi della rete di drenaggio. Essa viene allora effettuata in modo che sia ben rappresentato il tempo caratteristico di risposta del bacino. Mignosa e Paoletti hanno proposto di determinare il valore della costante di tempo k imponendo che a parità di ietogramma di pioggia netta il valore della portata al colmo fornito dal metodo dell'invaso sia il più vicino possibile a quello derivante dal metodo della corrivazione. Attraverso l'analisi di numerose simulazioni gli Autori citati hanno proposto la formula

$$k = 0.7T_c. \quad (58)$$

3.9. Taratura del metodo dell'invaso

La taratura del modello dell'invaso può essere effettuata a partire dalla (58) stimando il tempo di corrivazione del bacino, parametro che gode di un significato fisico ben preciso.

Di seguito vengono dunque riportate varie formule proposte in letteratura per la stima del tempo di corrivazione di un bacino; esse necessitano di alcuni valori relativi alle caratteristiche morfologiche, fisiografiche ed altimetriche del bacino.

- Formula di Ventura

$$T_c = 0.127 \sqrt{A/i}; \quad (59)$$

- Formula di Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m}}; \quad (60)$$

- Formula di Kirpich

$$T_c = 0.066L^{0.77} \left[\frac{1000L}{0.8(H_{\max} - H_0)} \right]^{0.385}; \quad (61)$$

- Formula di Horton

$$T_c = 3.6 \frac{L}{v}; \quad (62)$$

- Formula di Pasini

$$T_c = 0.108 \frac{(AL)^{1/3}}{\sqrt{i}} ; \quad (63)$$

- Formula di Pezzoli

$$T_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i}} ; \quad (64)$$

- Formula di Tournon

$$T_c = 0.369 \frac{L}{\sqrt{i}} \left[\frac{A}{L^2 \sqrt{i/i_v}} \right]^{0.72} ; \quad (65)$$

- Formula di Puglisi

$$T_c = 6L^{2/3} (H_{\max} - H_0)^{-1/3} . \quad (66)$$

Nelle (59)-(66) A , i , L , H_m , H_{\max} e H_0 , v e i_v indicano rispettivamente l'area del bacino (Km^2), la pendenza media dell'alveo, la lunghezza dell'asta principale (Km), l'altitudine media del bacino (m) rispetto alla sezione di interesse, l'altitudine massima del bacino (m s.l.m.), la quota della sezione di interesse (m s.l.m.), la velocità media di scorrimento (m/s) e la pendenza media dei versanti.

3.10. Idrogramma Unitario Istantaneo Geomorfologico

L'analisi quantitativa della struttura geomorfologica di una rete di drenaggio fu per la prima volta introdotta da Horton (1932, 1945). Il suo criterio di classificazione gerarchica, basata sulla diversa importanza idrologica che i rami del reticolo vengono ad assumere via via che questo da monte si sviluppa verso valle fu successivamente sviluppato da Strahler (1952, 1964), che modificò lo schema di Horton ma confermò la validità delle due leggi da lui proposte deducendone una terza e Shumm (1956) che enunciò la quarta legge relativa alle aree drenate. I criteri di ordinamento dei rami di un reticolo idrografico proposti da Strahler sono i seguenti

- Le sorgenti originano rami e canali di ordine 1
- Quando due rami di ordine i e j si congiungono, il ramo risultante assume l'ordine

$$k = \max \left[i, j, \text{int} \left(1 + \frac{i+j}{2} \right) \right] \quad (67)$$

e due o più rami in successione aventi medesimo ordine formano un canale del loro medesimo ordine.

- L'ordine Ω del reticolo di drenaggio corrisponde a quello del canale di ordine massimo.

Il metodo di classificazione di Horton-Strahler ha fornito la base per la formulazione delle cosiddette leggi del numero, della lunghezza e della pendenza dei canali ordinati (aste). A queste leggi Schumm (1956) ha aggiunto la quarta, relativa alle aree drenate. Tali leggi mostrano come le reti di drenaggio presentino una organizzazione gerarchica di tipo sistematico, la cui validità è stata verificata per numerosi casi pratici in differenti situazioni geografiche e climatiche.

La prima legge di Horton (o del numero dei canali) afferma che, detta $\{N_1, \dots, N_\Omega = 1\}$ la successione esprime il numero dei canali di dato ordine (decrecente con l'ordine stesso), si ha $N_\omega = R_B^{\Omega - \omega}$, dove ω indica il generico ordine mentre R_B indica il rapporto di biforcazione. La seconda legge di Horton riguarda la successione $\{L_1, \dots, L_\Omega\}$ delle lunghezze medie dei canali di vario ordine (generalmente crescenti con l'ordine ω stesso); in tal caso si ha $L_\omega = L_1 R_L^{\omega - 1}$, dove R_L indica il rapporto delle lunghezze. La terza legge di Horton, che riguarda la pendenza media i_ω dei canali di dato ordine, e la quarta legge (dovuta a Schumm) relativa alle aree A_ω drenate dai canali di dato ordine sono formalmente analoghe rispettivamente alla prima e alla seconda legge. In definitiva le leggi di Horton si possono enunciare come segue:

$$R_B = \frac{N_{\omega-1}}{N_\omega}, \quad R_L = \frac{L_\omega}{L_{\omega-1}}, \quad R_i = \frac{i_{\omega-1}}{i_\omega}, \quad R_A = \frac{A_\omega}{A_{\omega-1}} \quad (2 \leq \omega \leq \Omega). \quad (68)$$

Nell'ultima relazione A_ω rappresenta il valor medio dell'area drenata da un canale di ordine ω , comprendente sia l'area drenata direttamente dall'asta di dato ordine sia l'area drenata dalle aree tributarie di ordine inferiore.

La rappresentazione grafica delle leggi di Horton si ottiene riportando in un piano logaritmico le quantità N_ω , L_ω , i_ω e A_ω in funzione di ω . L'interpolazione lineare dei dati sperimentali fornisce i valori dei parametri R_B , R_L , R_i e R_A (Figura 8). Un'ampia messe di dati sperimentali mostra come, per i reticoli di drenaggio naturali si ha generalmente

$$3 \leq R_B \leq 5, \quad 1.5 \leq R_L \leq 3.5, \quad 1.5 \leq R_i \leq 3.5, \quad 3 \leq R_A \leq 6, \quad R_i \leq R_L \leq R_B \leq R_A. \quad (69)$$

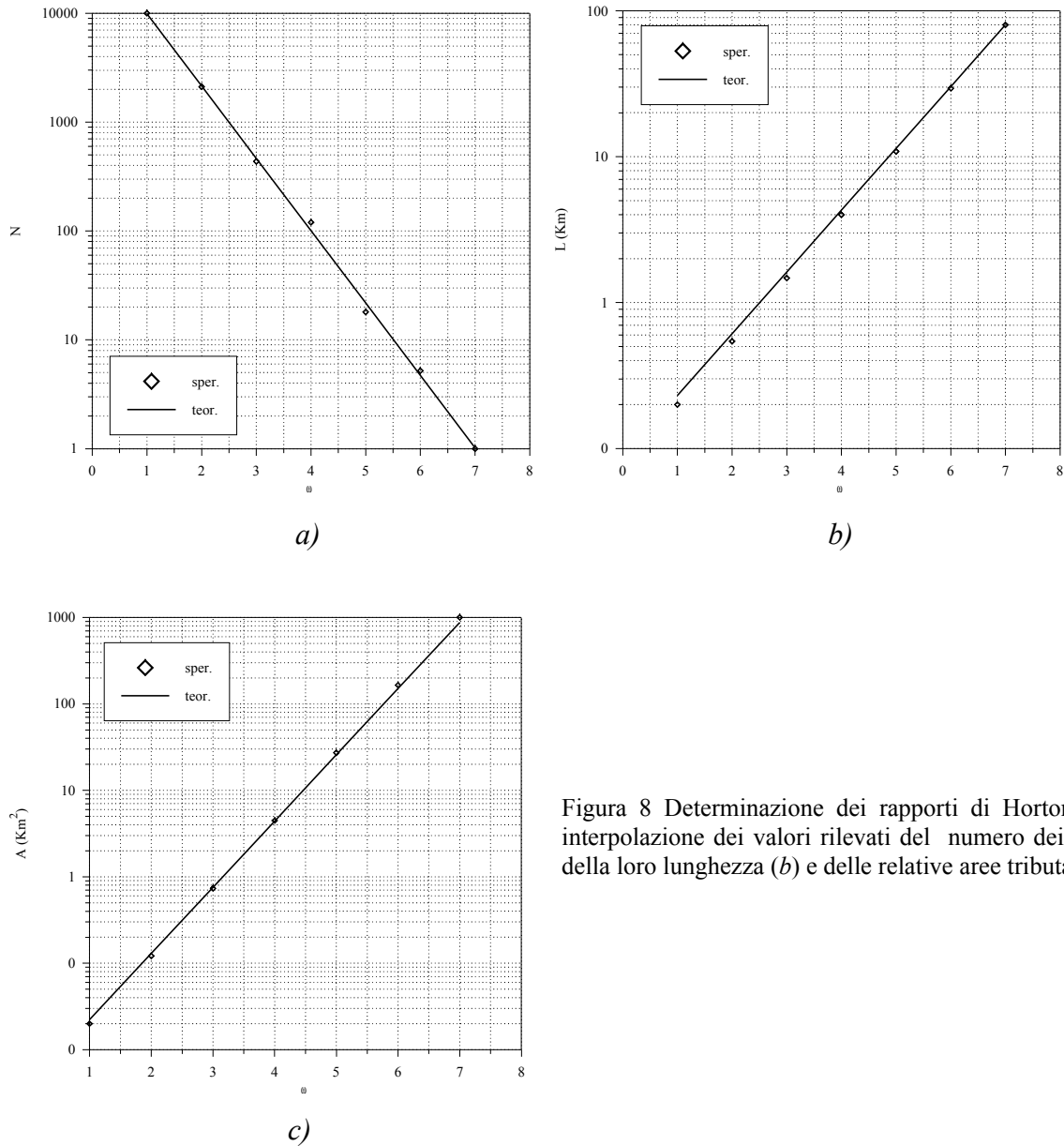


Figura 8 Determinazione dei rapporti di Horton mediante interpolazione dei valori rilevati del numero dei canali (a), della loro lunghezza (b) e delle relative aree tributarie (c)

I risultati di alcune ricerche svolte negli anni ottanta hanno mostrato che è possibile stimare l' IUH di un dato bacino a partire dalla conoscenza della struttura morfologica del suo reticolo idrografico. Se questa struttura segue con buona approssimazione le leggi di composizione di Horton-Strahler (legge del numero, delle lunghezze e delle aree) è possibile dimostrare che l' IUH assume una forma particolare alla quale viene attribuito il nome di *Idrogramma Unitario Istantaneo Geomorfologico (GIUH)*. Sebbene la struttura matematica del *GIUH* sia piuttosto complessa, esso risulta con buona approssimazione equivalente all' IUH di Nash in cui i parametri n e k sono dati dall'espressione

$$n = 3.29 \left(\frac{R_B}{R_A} \right)^{0.78} R_L^{0.07} \quad (70)$$

$$k = 0.70 \left(\frac{R_A}{R_B R_L} \right)^{0.46} \frac{L_\Omega}{v}, \quad (71)$$

dove v indica un parametro cinematico rappresentativo della velocità media di propagazione dei deflussi nella rete idrografica.

L'importanza pratica dell'approccio geomorfologico è legata alla possibilità di pervenire ad una valutazione, sia pure orientativa, dei parametri della risposta impulsiva anche nel caso di bacini privi di registrazioni idropluviometriche, che risultano ovviamente indispensabili per l'applicazione dei metodi di taratura.

I parametri R_A , R_B , R_L e L_Ω possono essere valutati analizzando sulla base della cartografia disponibile la morfologia del reticolo idrografico; ciò consente la stima del parametro n dello *IUH*. La valutazione di k richiede invece anche la stima del parametro v che può essere assunto, almeno in via approssimata, pari a quello stimato in base a osservazioni sperimentali per bacini aventi caratteristiche morfologiche e altimetriche simili a quelle del bacino in esame.

3.11. Il modello di regionalizzazione *ALTO*

Nell'ambito delle ricerche condotte in collaborazione tra Regione Toscana e Università di Firenze è stato messo a punto un modello di piena stocastico-deterministico indicato con l'acronimo *ALTO* (ALluvioni in TOscana) per la stima regionale delle portate di piena dei corsi d'acqua toscani; in questo paragrafo vengono sinteticamente descritte le procedure implementate in tale modello e le possibili applicazioni.

Nel modello *ALTO* la stima indiretta della portata al colmo di piena di assegnato tempo di ritorno viene effettuata dall'analisi statistica delle precipitazioni, attraverso l'applicazione di un modello di trasformazione afflussi-deflussi a partire da uno ietogramma sintetico, ad intensità costante, ottenuto dalla curva di possibilità climatica corrispondente al medesimo valore del tempo di ritorno e ragguagliata al bacino, dalla quale viene ricavata l'altezza totale di precipitazione per ciascuna durata prescelta. La portata al colmo di assegnato tempo di ritorno viene quindi ottenuta, sulla base del metodo dell'evento critico, individuando la durata di pioggia efficace che massimizza il valore di colmo dell'onda di piena fornita dal modello di trasformazione.

Per la determinazione della pioggia efficace vengono tenuti in conto i fenomeni di intercettazione (attraverso il parametro I_a , che rappresenta il volume specifico di intercettazione iniziale) e di infiltrazione (adottando un tasso di infiltrazione k_s costante durante l'evento).

Il modello permette dunque la stima degli idrogrammi di assegnato tempo di ritorno e dei volumi di piena ad essi associati.

L'analisi statistica delle precipitazioni intense è stata condotta a partire dalle serie storiche delle altezze di precipitazione massime annuali registrate in 249 stazioni pluviografiche appartenenti al territorio toscano e a zone limitrofe ed è stata finalizzata alla costruzione delle curve di possibilità pluviometrica puntuali per durate di pioggia inferiori all'ora e comprese tra 1 e 24 ore.

In particolare, per ciascuna durata sono state utilizzate le distribuzioni di Gumbel, tarata sulla base delle singole serie storiche e la distribuzione TCEV (20) al primo livello di regionalizzazione, assumendo cioè un coefficiente di asimmetria costante (e quindi

valori costanti dei due parametri λ e θ) per tutte le stazioni e stimando i due parametri λ_1 e θ_1 sulla base delle singole serie storiche.

La procedura di regionalizzazione ha riguardato:

- i parametri a , m e n delle curve di possibilità pluviometrica scritte nella forma

$$h(d; T) = aT^m d^n, \quad (72)$$

(...)

dove h è l'altezza di pioggia (mm) e d la durata della precipitazione (ore);

- il coefficiente di ragguaglio delle piogge all'area r ;
- il parametro k_s , relativo alle caratteristiche di infiltrazione del suolo;
- il parametro I_a , relativo alle perdite per intercezione.

Dalle curve di possibilità pluviometrica (72) si è ottenuta un'unica curva di possibilità pluviometrica puntuale relativa al generico bacino attraverso un'operazione di media ponderata basata sulla suddivisione in topoi. Il ragguaglio delle piogge all'area è stato ottenuto attraverso il coefficiente r già introdotto al paragrafo 2.5; esso è stato definito mediante un'analisi statistica dei dati di pioggia, che ne ha messo in evidenza la dipendenza dalla durata della pioggia, dall'estensione del bacino e dalla piovosità media.

Il parametro k_s è stato correlato alle caratteristiche geo-litologiche del bacino, come d'uso in assenza di mappe di uso del suolo. L'analisi delle caratteristiche dei bacini considerati ha consentito la definizione di un campo di variabilità per ciascuna classe litologica. Nella fase applicativa è stato utilizzato un valore medio di k_s per ciascuna classe ed infine la media ponderata sulla base dell'estensione delle singole classi all'interno del generico bacino.

Per quanto riguarda il parametro I_a , le analisi svolte hanno evidenziato un legame significativo tra tale parametro e la percentuale di copertura boschiva. Considerando dunque la dipendenza da tale fattore, sono state assunte cautelativamente condizioni di capacità di immagazzinamento solo da parte della copertura vegetale. Quando il grado di copertura vegetale tende a zero, I_a tende al valore dell'immagazzinamento dei piccoli invasi superficiali.

Il modello di trasformazione afflussi-deflussi utilizzato per la generazione delle onde di piena è basato sull'applicazione dell'Idrogramma Unitario Istantaneo Geomorfologico (GIUH), introdotto nel paragrafo 3.10.

Per evitare le difficoltà legate alla valutazione del coefficiente v nella (64), la regionalizzazione dei parametri n e k del GIUH è stata ottenuta a partire dallo studio del prodotto nk che rappresenta la media dell' IUH di Nash, ovvero il tempo di ritardo del bacino T_l . Infatti, avendo adottato il modello di Nash per la ricostruzione di eventi di

piena storici, la taratura ha fornito valori di n e k che presentavano una certa variabilità, mentre il prodotto nk è risultato assai più stabile al variare dell'evento per un dato bacino. Considerando i valori di Tl ottenuti dalla taratura per 42 bacini strumentati, la relazione tra i valori ottenuti per Tl e i parametri geomorfici è espressa dalla formula

$$Tl = 0.42 \left(\frac{R_B}{R_A} \right)^{0.3} R_L^{-0.41} \frac{Lmc}{A^{0.075}}, \quad (73)$$

dove Lmc indica la lunghezza del reticolo (in Km) calcolata come cumulata delle lunghezze medie per i vari ordini gerarchici.

Accoppiata alla (64), la (66) consente la stima dei due parametri dell'*IUH*.

In definitiva il modello di regionalizzazione *ALTO*, interfacciato con opportune procedure implementate nel *Sistema Informativo Bacini Toscani*, consente di effettuare le seguenti elaborazioni:

- definizione del bacino imbrifero a monte di una sezione generica del reticolo idrografico naturale e sua parametrizzazione (superficie del bacino, parametri geomorfici);
- calcolo della pioggia totale sul bacino considerato; per ogni durata di pioggia e prefissato tempo di ritorno viene calcolata l'altezza di pioggia relativa a ciascuna stazione afferente al bacino. Il ragguaglio areale della precipitazione viene effettuato sulla base del fattore di riduzione areale r ;
- calcolo delle perdite per infiltrazione dipendenti dalla litologia e dalla capacità di accumulo del bacino e valutazione dello ietogramma di pioggia netta;
- calcolo dell'idrogramma di piena con il metodo dell'idrogramma unitario istantaneo geomorfologico (GIUH) dipendente dai parametri geomorfologici già stimati;
- individuazione dell'idrogramma di piena avente la massima portata al colmo, corrispondente alla durata di pioggia critica.

4. Idrologia dell'asta principale

4.1. Premessa

Al fine di elaborare un quadro conoscitivo sufficientemente ampio e documentato sul comportamento idrologico ed idraulico dell'Arno conseguente a eventi meteorologici significativi, sono state svolte dall'Autorità di Bacino dell'Arno indagini e studi specifici riguardanti in particolare i fenomeni della formazione e propagazione delle onde di piena lungo il corso del fiume, prendendo in considerazione anche gli effetti indotti dalle aree di espansione del fiume potenzialmente utilizzabili per conseguire una significativa riduzione delle portate al colmo (Paris, 1996).

Di seguito si riassumono i risultati principali di tale studio.

Sono stati messi a punto un modello idrologico ed un modello idraulico in grado di rappresentare la dinamica complessiva del sistema fluviale al verificarsi degli eventi di piena prescelti nonché il funzionamento idraulico delle aree inondabili trasformate in casse di espansione.

Per ciò che concerne la parte idrologico-idraulica lo studio è stato articolato nelle seguenti fasi:

- 1) fase conoscitiva: comprende l'acquisizione e l'archiviazione dei dati idrologici, idraulici e territoriali relativi al bacino dell'Arno;
- 2) fase di analisi: analisi mediante modello idrologico distribuito del processo di formazione delle piene del fiume Arno e dei suoi principali affluenti;
- 3) studio idraulico mediante modello matematico del fenomeno di propagazione delle onde di piena nel corso principale del fiume, mirato in particolare all'analisi degli effetti prodotti dalle aree di espansione.

4.2. Raccolta dei dati

I dati provengono in maggioranza dal Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (Ufficio di Pisa) che ha consentito di effettuare le ricerche di archivio fornendo anche la consulenza necessaria al trattamento corretto dei dati. Tali dati sono disponibili su supporto magnetico, secondo gli standard di archiviazione dell'Ufficio di Pisa.

L'informazione raccolta comprende:

- dati idrometrici relativi a fenomeni di piena osservati nel periodo 1943-1993 nelle 14 stazioni attive nel bacino dell'Arno (Stia, Pollino Subbiano, Ponte del Romito, Nave di Rosano, S. Giovanni alla Vena, Canale della Chiana alla ferrovia Firenze-Roma, Sieve a Fornacina, Greve a Falciani, Bisenzio a Gamberame, Ombrone Pistoiese a Poggio a Caiano, Pesa a Sambuca, Elsa a Castelfiorentino, Era a Capannoli). E' da rilevare che il funzionamento di tali stazioni ha avuto numerose interruzioni, alcune delle quali anche prolungate.

Per quanto riguarda le piene, sono stati individuati 51 eventi, per ciascuno dei quali, sono stati raccolti i dati idrometrici con scansione oraria per la durata complessiva di circa una settimana a cavallo del colmo, in modo da ricostruire l'intero evento di piena.

Oltre al Servizio Idrografico, anche l'ENEL ha fornito dati di portata e di altezze idrometriche registrati agli impianti di Levane e La Penna. In particolare è stato possibile acquisire l'andamento dell'onda di piena del 1966, utilizzando i dati riferiti alla regolazione degli organi di manovra delle dighe effettuata in quella occasione. La ricostruzione della piena del '66 ottenuta per questa via è risultata di fondamentale importanza, poiché nel corso di questo evento molti degli idrometri disposti lungo l'Arno andarono fuori servizio, per cui questi dati costituiscono uno dei pochi punti di riferimento esistenti in merito.

Dal 1992 è in funzione una rete di telemisura che permette il monitoraggio delle altezze idrometriche in alveo, anche in punti diversi da quelli dove sono ubicate le stazioni di misura della portata. In queste sezioni non è nota la scala di deflusso e non è quindi possibile stimare la portata; tuttavia i dati sono stati raccolti al fine di validare il modello di moto vario tarato per il 1992, confrontando i livelli idrici calcolati con quelli misurati con la rete di telemisura.

- I dati pluviometrici giornalieri per tutte le stazioni presenti nel bacino, nonché i dati di pioggia ad alta risoluzione (passo temporale di 10 minuti) per gli eventi maggiormente significativi.

Individuate le piene massime annuali per il periodo di riferimento (1942-1993), è stata effettuata l'analisi delle precipitazioni verificatesi in corrispondenza di ciascuna di esse utilizzando sia i dati pubblicati sugli Annali Idrologici, che quelli già elaborati dal Servizio Idrografico, ma non ancora pubblicati.

Il passaggio dai dati puntuali a quelli distribuiti è stato effettuato utilizzando modelli di regressione multivariata, che hanno permesso l'elaborazione di carte in formato raster, utilizzando il DTM elaborato dalla Regione Toscana con maglia 400x400 metri.

L'analisi dei dati relativi agli eventi di piena considerati ha consentito di individuare due eventi significativi, con i quali studiare tramite simulazione su modello matematico il comportamento del sistema fluviale in esame e delle casse di espansione; tali eventi sono quelli del Novembre 1966 e dell'Ottobre 1992;

- I dati cartografici alle varie scale (1:5000, 1:10000, 1:25000, 1:100000). La cartografia di base adottata è la Carta Tecnica (C.T.R.) della Regione Toscana in scale 1:5000 ed 1:10000.
- I dati geometrici rilevati dal Servizio Idrografico in circa 1000 sezioni del corso principale dell'Arno da Levane alla foce, per un totale di circa 1700 rilievi effettuati in periodi diversi negli ultimi quarant'anni.
- Le principali opere in alveo presenti lungo il corso dell'Arno. Particolare attenzione è stata posta nel censimento delle opere trasversali che provocano restringimenti della sezione idraulica, con conseguenti modifiche significative del profilo di rigurgito.
- Le mappe di esondazione costruite dai diversi Enti interessati al problema del controllo delle piene nell'Arno.

4.3. Modellistica idrologica e idraulica

L'accentuata variabilità spazio-temporale dei fenomeni idrologici ed idraulici ha reso necessario il ricorso a modelli matematici in grado di simulare il comportamento dei corsi d'acqua in condizioni di moto non stazionario utilizzando, ove necessario, gli input idrologici differenziati in relazione alle caratteristiche specifiche delle varie aree tributarie dell'Arno.

A tal fine è stato sviluppato un modello idrologico afflussi-deflussi a parametri distribuiti, idoneo a ricostruire nelle varie sezioni di interesse l'onda di piena conseguente a determinati eventi di precipitazione, comunque distribuiti nel tempo e nello spazio sul bacino di afferenza.

Il bacino dell'Arno è stato innanzitutto suddiviso in circa 30 sottobacini di dimensione variabile, distribuiti lungo il corso del fiume e ad esso direttamente afferenti. Per lo sviluppo dei modelli il bacino è stato discretizzato in celle quadrate con lato di 400 metri corrispondenti al modello digitale del terreno elaborato dalla Regione Toscana. Ogni cella è individuata nello spazio in base alle sue coordinate UTM ed è caratterizzata dalla quota sul livello del mare.

Il modello digitale del terreno è stato verificato e corretto per renderlo idoneo alle elaborazioni idrologiche; in particolare sono state verificate le linee di impluvio che

definiscono i percorsi del deflusso superficiale dalla singola cella fino alla foce del bacino.

Per ciascun sottobacino il modello idrologico utilizzato può essere schematicamente definito come semi distribuito: in esso si possono infatti distinguere componenti di tipo concentrato (ovvero governate da parametri unici per tutto il bacino) ed altre di tipo distribuito (cioè governate da parametri diversi e tipici di ciascuna cella).

La rappresentazione distribuita consente una rappresentazione più efficace della variabilità spaziale delle grandezze considerate e soprattutto una più corretta riproduzione della varianza spaziale dei fenomeni idrologici.

Il deflusso da ogni cella elementare è stato rappresentato con un modello concettuale costituito da tre elementi posti in serie:

- un modello cinematico (o di corivazione), che trasferisce il contributo proveniente dalla singola cella alla foce con ritardo proporzionale alla pendenza della rete drenante che connette la cella alla foce;
- un modello di infiltrazione basato sull'equazione del moto in un mezzo non-saturo;
- un modello di serbatoio lineare per simulare i processi di invaso e svaso che si ottengono sulla superficie del bacino.

Il passo temporale adottato è di un'ora. Le fasi computazionali per ogni passo di simulazione possono essere così sintetizzate:

- analisi della distribuzione spaziale della precipitazione a partire dalle misure puntuali disponibili, tramite tecniche statistiche di regressione;
- calcolo del volume idrico che si infiltra nel suolo e di quello che si immagazzina negli invasi superficiali;
- calcolo del deflusso superficiale;
- trasferimento del deflusso superficiale alla foce con l'ipotesi cinematica.

Un secondo modello è stato sviluppato per simulare i processi di moto vario che si determinano nell'alveo principale dell'Arno durante gli eventi di piena. Tale modello è di tipo monodimensionale e si basa sull'integrazione numerica delle equazioni di De Saint Venant con un metodo alle differenze finite; esso è in grado di ricostruire nelle sezioni di interesse l'andamento delle onde di piena anche in presenza di aree di esondazione, serbatoi e casse di espansione.

Al fine di ricostruire correttamente i fenomeni di formazione e propagazione delle piene del fiume Arno per i due eventi presi in considerazione, e di cui si è detto al punto precedente, è stato necessario procedere alla taratura sia del modello idrologico di formazione della piena sia di quello di propagazione della piena nel fiume Arno da Pratovecchio a S. Giovanni alla Vena. Si è trattato in sostanza di stimare in modo euristico un set di parametri per ciascun bacino in modo da minimizzare lo scarto tra i deflussi misurati e quelli calcolati dal modello.

Il modello idrologico e quello idraulico sono stati tarati considerando le portate misurate nelle stazioni idrometriche del Servizio Idrografico e quelle uscenti delle dighe di Levane e La Penna.

Si sono poi confrontati i valori dei livelli idrometrici calcolati con quelli misurati in sezioni intermedie non utilizzate nella fase di stima dei parametri. Tale verifica ha valenza orientativa.

Infatti le sezioni fluviali utilizzate sono per ciascun tratto quelle del rilievo più recente e quindi non coincidono né con quelle dell'evento del 1966 né con quelle dell'evento 1992. Ne deriva che nonostante i parametri del modello idrologico adottato abbiano un significato fisico, non è stato possibile definirli in perfetta coerenza con entrambi gli eventi considerati, anche a causa della complessità dei fenomeni idrologici interessanti i singoli sottobacini.

I parametri adottati hanno inoltre tenuto conto delle differenti caratteristiche idrologiche dei bacini e delle tarature effettuate sui singoli affluenti dotati di stazioni di misura (Sieve, Bisenzio, Elsa).

La taratura è stata condotta utilizzando un passo temporale orario e un livello di accuratezza del 5% sulle portate e sui livelli.

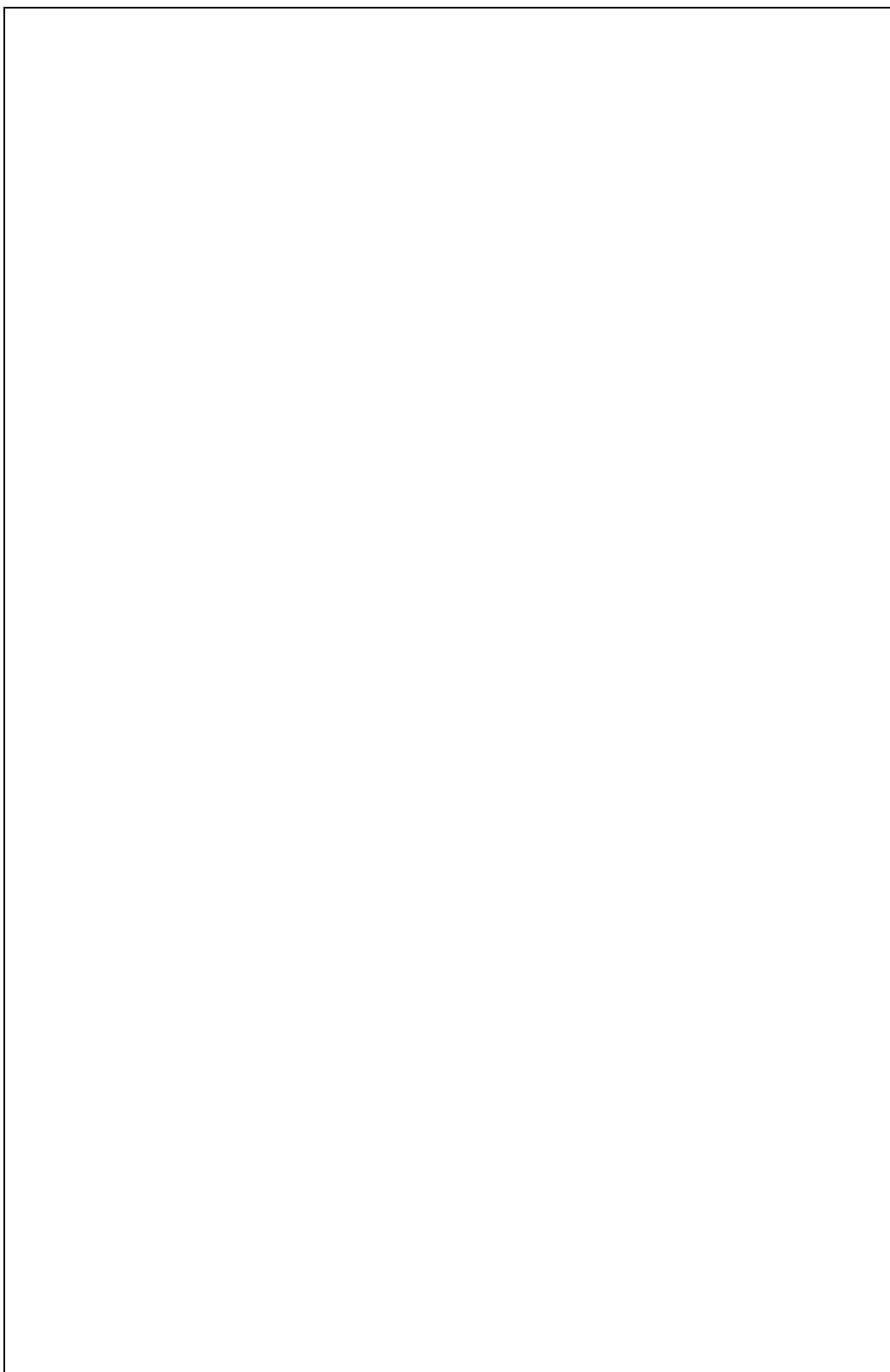


Figura 9 Idrogrammi registrati durante la piena del 1966.

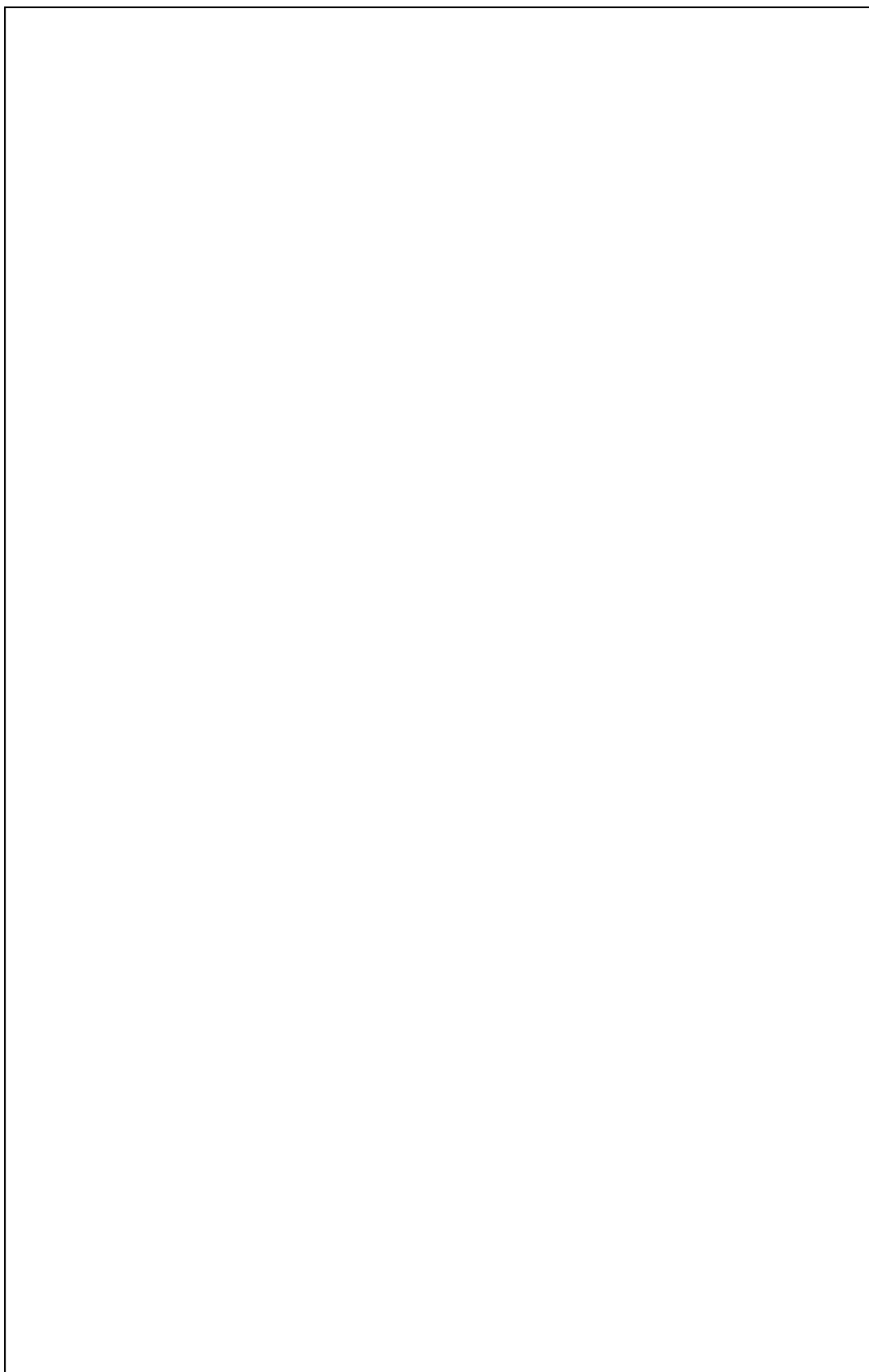


Figura 10 Idrogrammi registrati durante la piena del 1992.

4.4. Taratura dell'evento del novembre 1966

Per l'evento del Novembre 1966 sono stati utilizzati i seguenti dati di portata:

- portate scaricate dalla diga di La Penna;
- portate scaricate dalla diga di Levane
- idrogramma ricostruito a Rovezzano nell'ambito della perizia del prof. Cocchi; massime portate transitate in altre sezioni ricavate sulla base delle tracce lasciate dalla piena.

Per quanto riguarda i livelli idrometrici utilizzati per le verifiche si avevano a disposizione:

- i livelli idrometrici massimi nel bacino del Casentino ricostruiti sulla base di testimonianze raccolte
- i livelli idrometrici a monte delle dighe ricavati dalla perizia del prof Cocchi
- i livelli idrometrici a S.Giovanni alla Vena ricostruiti sulla base delle tracce lasciate dalla piena.

La simulazione è stata effettuata considerando il periodo di tempo che va dalle ore 12 del 3 novembre 1966 alle ore 12 del 5 novembre 1966 con passo orario.

Per la diga di La Penna si è supposta una regolazione con scarichi di fondo, diversivo e scarico di superficie aperti nelle condizioni attuali. Per la diga di Levane si è supposto finzionante il solo scarico di superficie con paratoie completamente sollevate.

A monte della diga di La Penna, il modello idrologico-idraulico è stato tarato cercando di ricostruire sia la massima portata calcolata in base alle tracce di piena presenti nella stazione idrometrica di Subbiano sia l'idrogramma delle portate scaricate dalla diga di La Penna. La portata di colmo stimata dal Servizio Idrografico per Subbiano è di 2250 mc/s; nella simulazione si è trovato 1900 mc/s circa. In figura 11 si riporta l'andamento delle portate evacuate nel 1966 dalla diga di La Penna (ricostruite dai periti) e quelle ricostruite dal modello. Come è possibile osservare la ricostruzione ben si adatta alle portate misurate: la massima portata è di circa 2500 mc/s. L'idrogramma di piena presenta una rapida risalita iniziale, un picco di piena e una parte successiva in cui la portata si mantiene comunque elevata per un lungo periodo di tempo. Nella figura 12 si osserva invece la stessa onda di piena trasferita a Levane e incrementata del contributo dell'interbacino. Anche in questo caso si osserva una buona corrispondenza tra l'idrogramma ricostruito e quello misurato.

La taratura del modello idraulico è consistita nell'individuare il valore del coefficiente di scabrezza della formula di Gauckler-Strickler da attribuire ai diversi tronchi fluviali considerati in modo da consentire una migliore ricostruzione dell'evento del '66. Nel caso dei tronchi da Pratovecchio a Subbiano, da Subbiano a La Penna e da La Penna a Levane, il valore di tale coefficiente che offre la migliore ricostruzione delle altezze d'acqua e delle celerità di propagazione della piena, è risultato pari a $24 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Il coefficiente di scabrezza del tratto compreso tra la diga di Levane e Rovezzano (composto dai tratti: Levane - Incisa, Incisa - Nave di Rosano e Nave di Rosano - Rovezzano) è stato tarato cercando di ottenere a Rovezzano un idrogramma confrontabile con quello ricostruito nella perizia del prof. Cocchi. Nella figura 13 si

riporta l'idrogramma ricostruito dal modello insieme a quello ricostruito dai periti. Si osserva un ottimo accordo tra i due idrogrammi, anche se quello prodotto dal modello risulta avere un volume leggermente superiore.

Per i tratti a valle delle dighe è stato assunto un coefficiente di Gauckler-Strickler pari 30 (tale valore corrisponde di fatto con quello utilizzato nel "Modello Matematico delle Piene dell'Arno" dell'IBM, dove si assumeva mediamente un valore del coefficiente di Manning pari a 0.035; Gallati et. Al., 1977).

Per il tratto a valle di Firenze non è stato possibile effettuare alcuna taratura attendibile basata su misure di portate e livelli. In questo tratto le ingenti esondazioni hanno fortemente laminato l'onda di piena rendendo di fatto impossibile una stima delle portate transitate nelle diverse sezioni. Infatti a fronte di una portata di picco a Rovezzano, stimata in 4200 mc/s, la portata a S. Giovanni alla Vena è stata di soli 2290 mc/s.

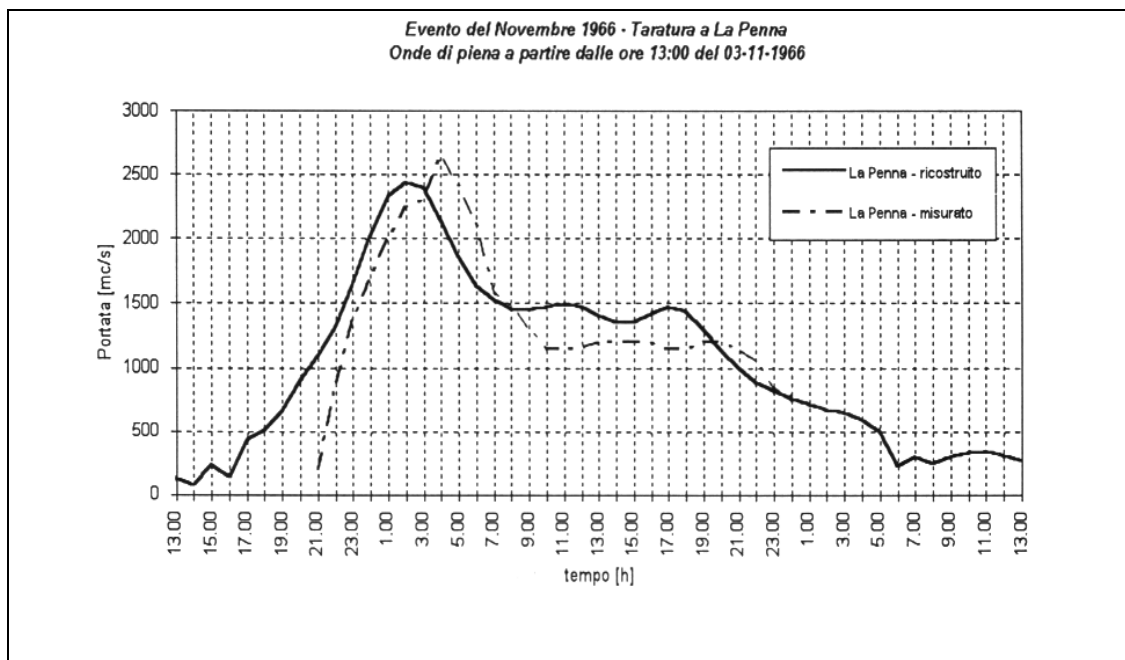


Figura 11

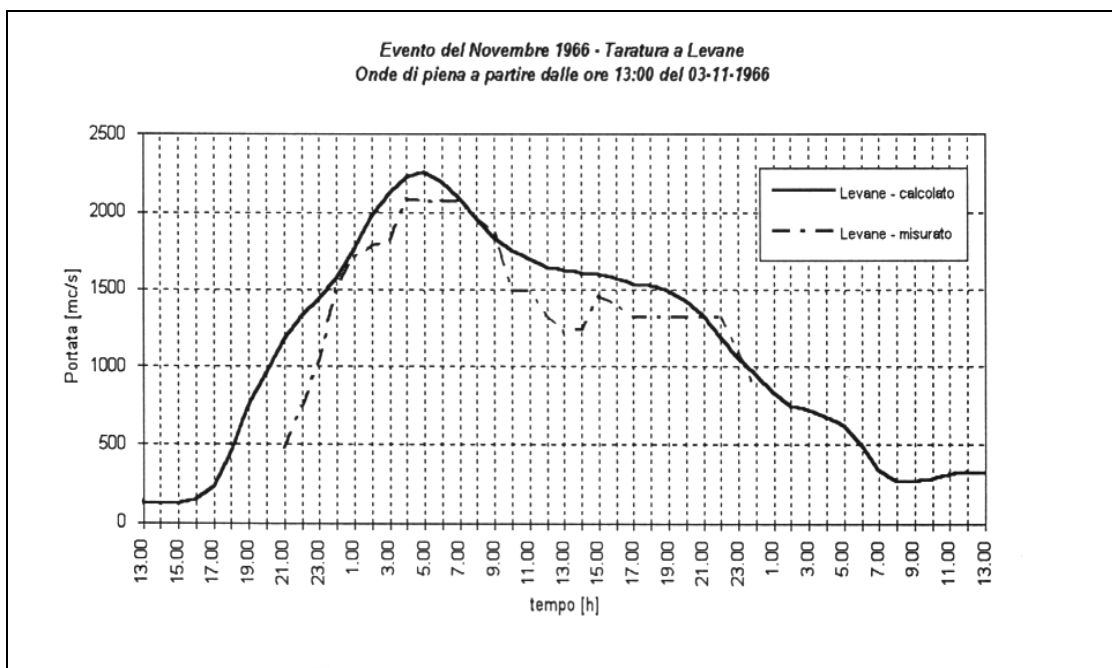


Figura 12

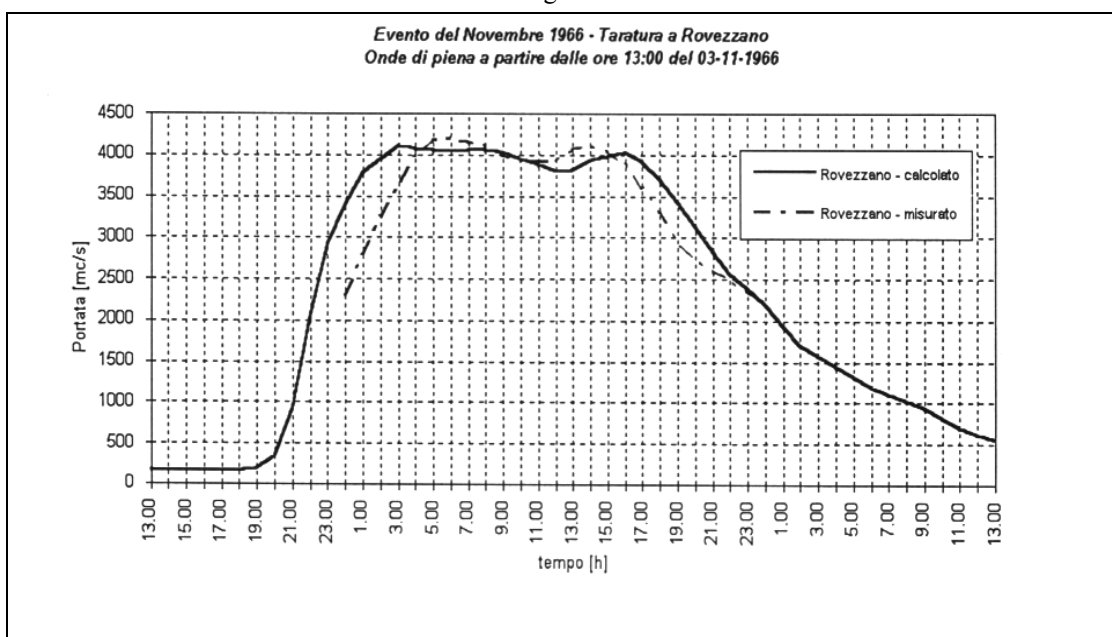


Figura 13

4.5. Taratura dell'evento dell'ottobre 1992

Per l'evento dell'Ottobre 1992 sono state utilizzate i seguenti dati di portata:

- idrogramma di piena a Subbiano;
- idrogramma di piena a Nave di Rosano;
- idrogramma di piena a S. Giovanni alla Vena.

Per quanto riguarda le misure di livello utilizzate per la verifica si è fatto ricorso ai dati delle seguenti stazioni:

- idrometro di Montevarchi;
- idrometro di Incisa monte;
- idrometro di Montelupo;
- idrometro di Fucecchio valle;
- idrometro di Pontedera.

La simulazione è stata effettuata con passo orario a partire dalle 8 del 30-10-92 fino alle 8 del 01-11-92.

Nella simulazione dello stato attuale dell'evento Ottobre 1992 la diga di La Penna è stata ipotizzata con scarichi di fondo e diversivo chiusi e solo scarico di superficie attivo. La diga di Levane è stata ipotizzata con un funzionamento del solo scarico di superficie con paratoie completamente sollevate.

In figura 14 si riporta l'idrogramma di portata misurato a Subbiano e quello ricostruito dal modello.

In figura 15 si riporta l'idrogramma misurato a Nave di Rosano e quello ricostruito dal modello.

La corrispondenza tra i valori misurati e calcolati presenta scostamenti dell'ordine del metro (figura 16). Ciò è attribuibile in parte alla presenza di fenomeni locali di cui nel modello è indispensabile tener conto (quasi tutti gli idrometri del sistema di telerilevamento sono posizionati sui ponti), in parte alla differenza tra i valori reali e simulati delle portate che defluiscono nel canale. Non essendo lo scopo principale del citato lavoro quello di stimare localmente i livelli idrometrici lungo l'asta dell'Arno, ma quello di ricostruire la dinamica della propagazione dell'onda di piena a scala di bacino, si ritiene che tali scostamenti possano essere accettati.

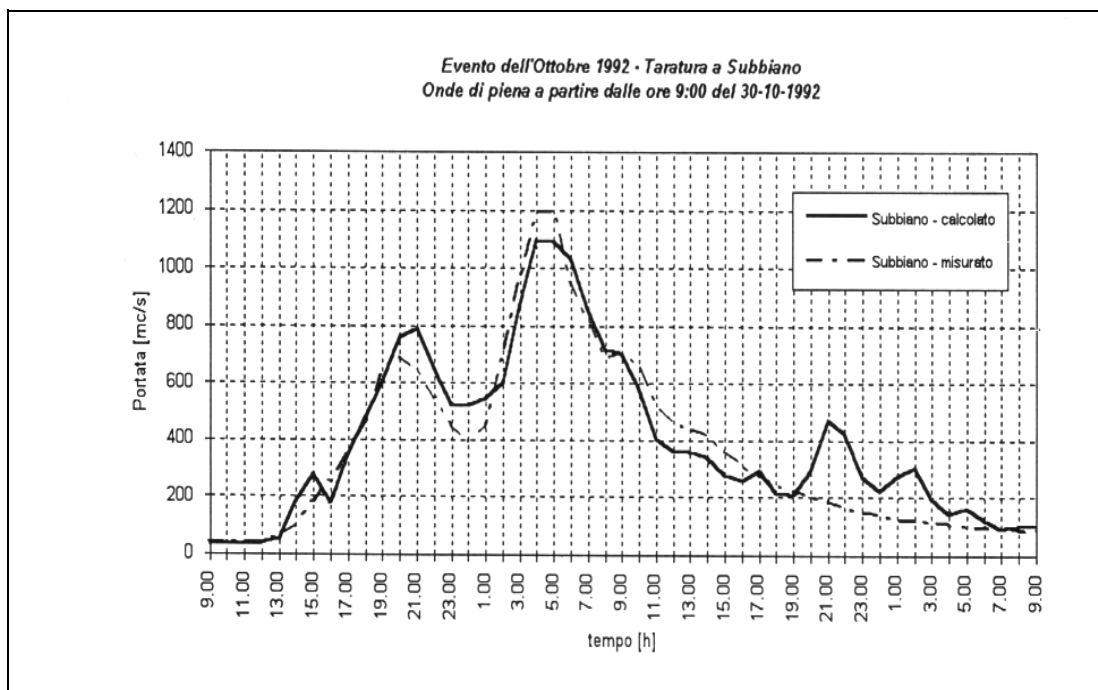


Figura 14

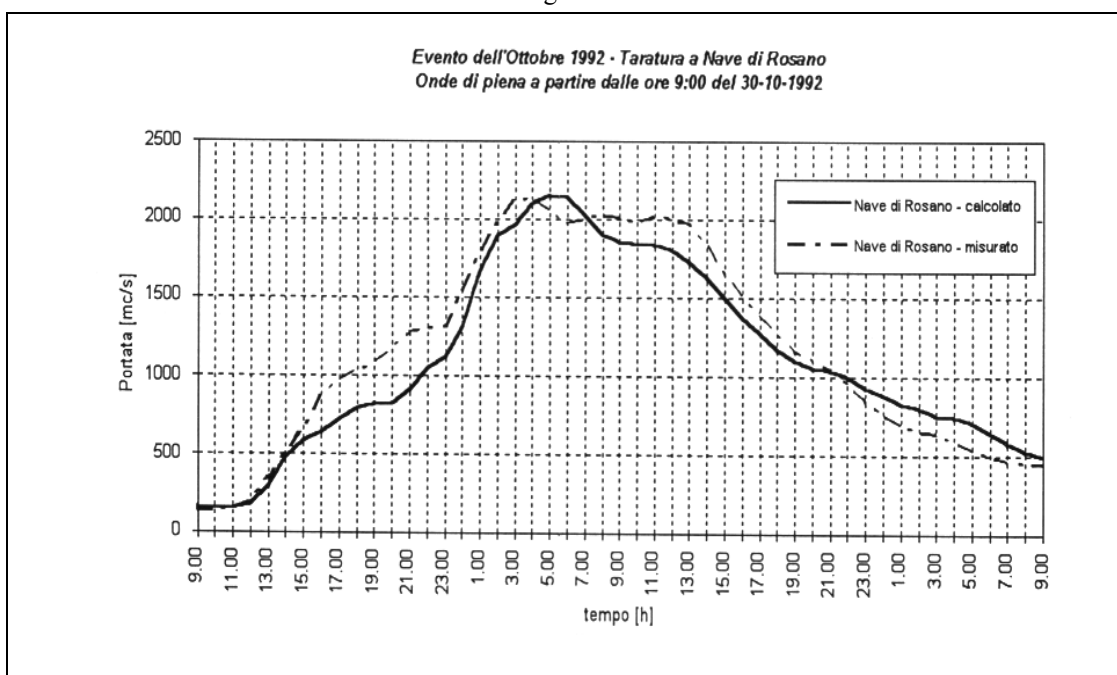


Figura 15

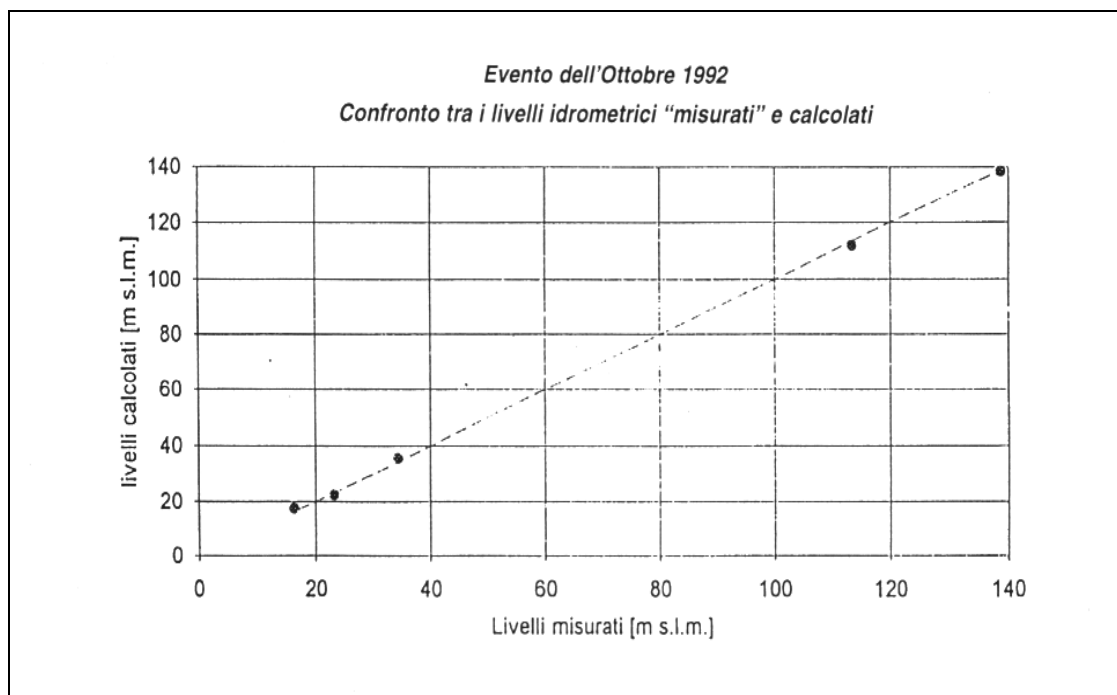


Figura 16

4.6. La propagazione delle piene lungo il corso dell'Arno: condizioni di deflusso e capacità di laminazione attuali

Allo stato attuale il corso dell'Arno presenta numerosi tratti di arginature che hanno limitato fortemente la capacità di laminazione naturale delle piene; il solo tratto in cui tali interventi sono circoscritti a situazioni locali è costituito dal Casentino. In particolare a valle delle dighe di Levane e La Penna, le aree che in origine si inondavano in occasione di eventi di piena significativi, fornendo quindi un naturale controllo e mitigazione delle portate, sono attualmente protette da strutture arginali che limitano il fiume al solo alveo inciso. Tale assetto, che aumenta la soggiacenza dei territori vallivi, non evita comunque il verificarsi di estese esondazioni qualora tali strutture arginali vengano sormontate. In questo senso il fiume tende a recuperare, in modo incontrollato, quelle aree che naturalmente gli competerebbero. Per esempio, tutto il Valdarno Inferiore, e la stessa piana fiorentina (città di Firenze inclusa), fungono di fatto, nelle condizioni attuali, da aree di laminazione delle piene.

Di seguito si fornisce una descrizione sintetica delle principali caratteristiche degli eventi di piena considerati nella citata analisi.

L'evento del 1966 ha fortemente interessato l'intero reticolo idrografico del bacino dell'Arno. In particolare, a Subbiano si è verificata un'onda di piena caratterizzata da un primo picco di rilevante entità (1900 mc/s) e da una successiva fase della durata di 12 ore con portata elevata (1100 mc/s). Il primo picco è stato prodotto in prevalenza dalla parte terminale del bacino che è stata interessata da precipitazioni di notevole entità, mentre la parte superiore ha contribuito in modo maggiore al sostegno della piena nella fase successiva.

Nelle figure 17 e 18 si riportano gli idrogrammi a Levane e a La Penna: da essi si può chiaramente osservare il fenomeno della traslazione della piena associato a un aumento

della portata e dei volumi, dovuto sia agli affluenti minori presenti tra Subbiano e La Penna sia al contributo del Canale della Chiana. La portata di picco in uscita da La Penna è di circa 2500 mc/s. Come già detto in precedenza, si è assunto che alla diga di La Penna fossero aperti gli scarichi di fondo, il diversivo e quelli di superficie. Nel tratto dalla diga di La Penna alla diga di Levane la piena subisce una attenuazione del picco, nonostante il contributo rilevante dell'interbacino, soprattutto a causa degli allagamenti verificatisi nella piana di Laterina e a monte del ponte a Buriano, che in occasione della piena del 1966 provocò un notevole rigurgito (pare anche a causa di una parziale ostruzione delle luci dovuta alla presenza di materiale flottante accumulatosi a monte del ponte). Ad Incisa, come si può osservare nella figura 19, la piena assume una forma caratterizzata da tre parti: la prima dovuta al contributo dell'interbacino (il solo fiume Ambra fornì in tale occasione un contributo di circa 1000 mc/s) che rappresenta la componente anomala dell'evento del Novembre 1966, con un picco superiore ai 3000 mc/s; una parte centrale, sostenuta dai deflussi della diga di Levane e una parte terminale, dovuta ancora agli apporti dell'interbacino interessato da un ultimo periodo di precipitazioni.

A Nave di Rosano la piena assume una forma piatta con portate al disopra dei 3500 mc/s per un periodo di circa 18 ore. Come si può osservare dal confronto tra gli idrogrammi riportati in figura 20, alla formazione delle portate contribuì in misura assai rilevante la piena della Sieve che scaricava portate superiori agli 800 mc/s già alle ore 01 del 4 Novembre 1966 per arrivare ai circa 1350 mc/s alle 15 dello stesso giorno. Il secondo picco chiaramente visibile fu quindi provocato dal picco di piena della Sieve, sostenuto anche dal picco secondario dell'interbacino visibile già nell'idrogramma di Incisa. A Rovezzano, dalle 12 del 3 Novembre alle 12 del 5 Novembre 1966, la piena si presentò con due picchi di valore intorno ai 4100 mc/s e un volume complessivo di circa 400 milioni di mc.

Come si è già fatto osservare a valle di Firenze non è stato possibile procedere con la simulazione dell'evento del 1966, in quanto l'entità delle esondazioni ha reso impossibile qualsiasi operazione di taratura del modello. Si è comunque proceduto a qualche valutazione di larga massima, assumendo in uscita da Firenze un'idrogramma teorico troncato a 3500 mc/s. Tale simulazione, per il tratto dell'Arno compresa tra Firenze e S. Giovanni alla Vena, fornisce un valore indicativo dei volumi esondati pari a circa 160 milioni di mc.

L'evento dell'Ottobre 1992 ha interessato specialmente il reticolo idrografico secondario: molte sono state le esondazioni verificatesi sugli affluenti mentre per l'Arno, nonostante l'entità della piena, non si sono avuti problemi particolari di smaltimento ad eccezione di alcuni tratti localizzati. Questo evento ha prodotto nella stazione di Subbiano una piena composta da due picchi, uno iniziale di minore entità e uno principale, che ha raggiunto una portata intorno ai 1100 mc/s. Nella propagazione da Subbiano a La Penna e da La Penna a Levane (figura 21 e 22), la piena non ha modificato sostanzialmente la sua forma. Per la diga di La Penna si è supposta una regolazione con i soli scarichi di superficie, mentre per la diga di Levane si è assunta una regolazione con paratoie completamente sollevate. Da notare il contributo assai ridotto del Canale della Chiana.

Nella sezione di Incisa la piena presenta ancora due picchi (figura 23). A Nave di Rosano, la piena si incrementa in maniera omotetica principalmente per il contributo

della Sieve che presenta un primo picco intorno ai 600 mc/s e un secondo picco intorno ai 700 mc/s (figura 24). L'idrogramma di Marcignana presenta un picco prossimo ai 3000 mc/s (figura 26). A S. Giovanni alla Vena la piena assume una forma allungata: risulta evidente la capacità di laminazione del fiume Arno, dovuta alla sua capacità di invaso (figura 27). Il picco di piena risulta di 2500 mc/s, ricordando che è stato trascurato il contributo alla laminazione fornito dallo Scolmatore d'Arno.

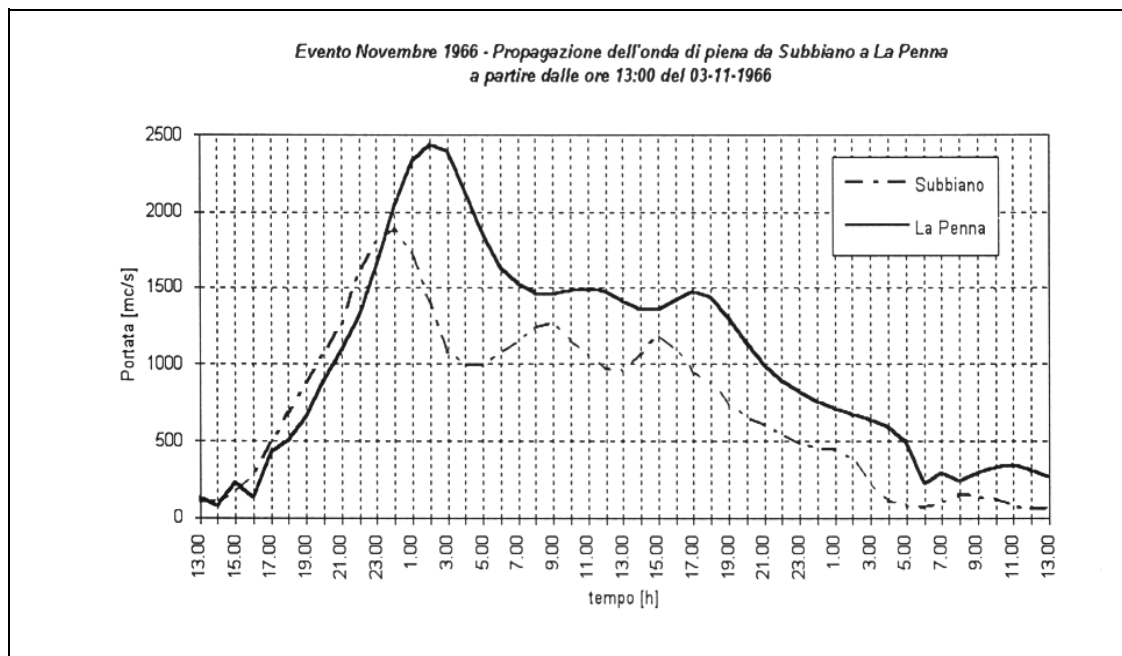


Figura 17

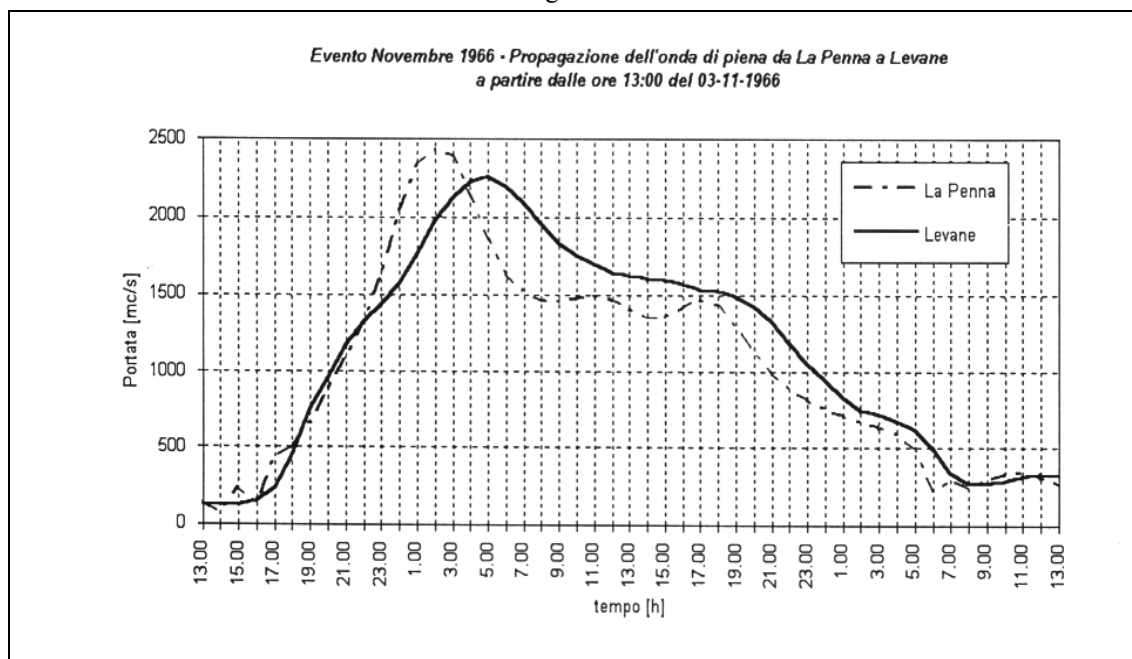


Figura 18

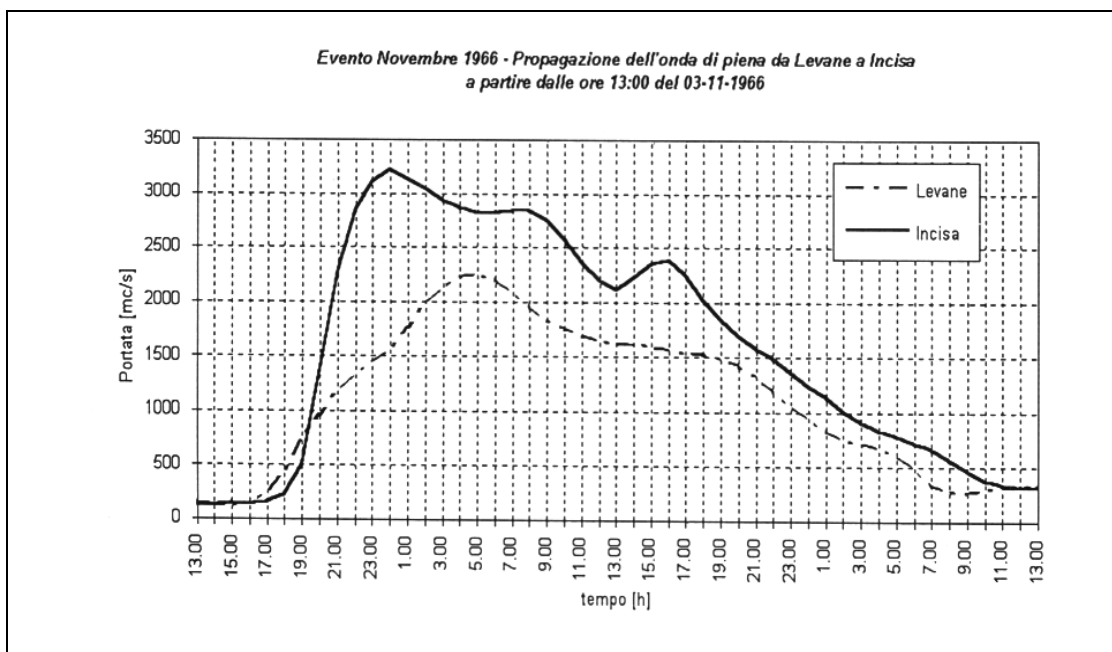


Figura 19

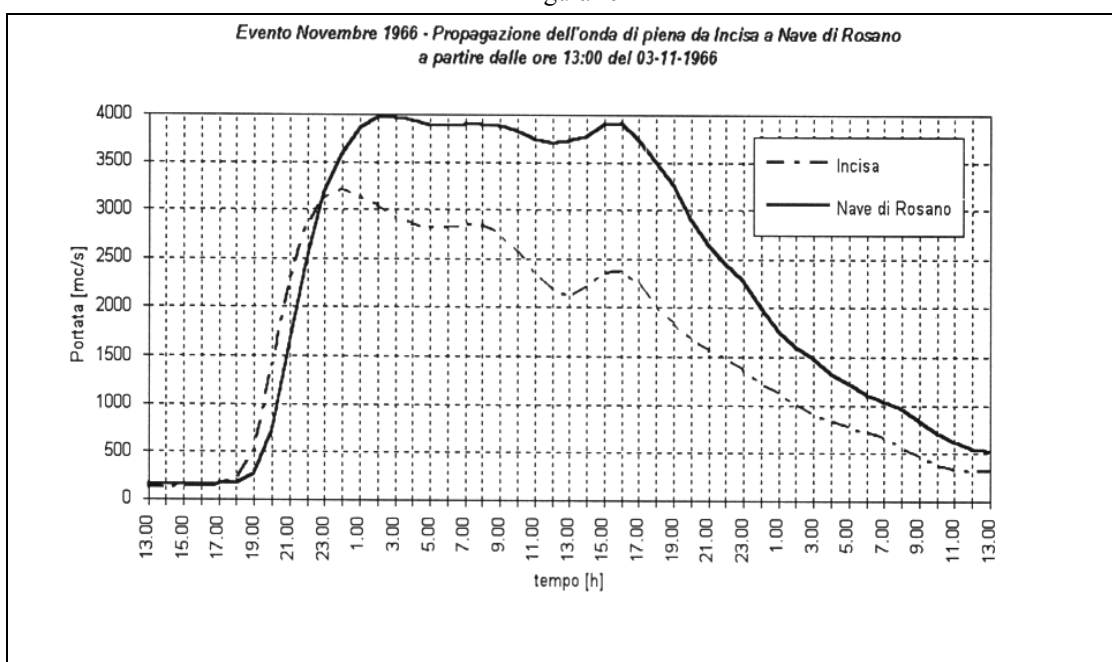


Figura 20

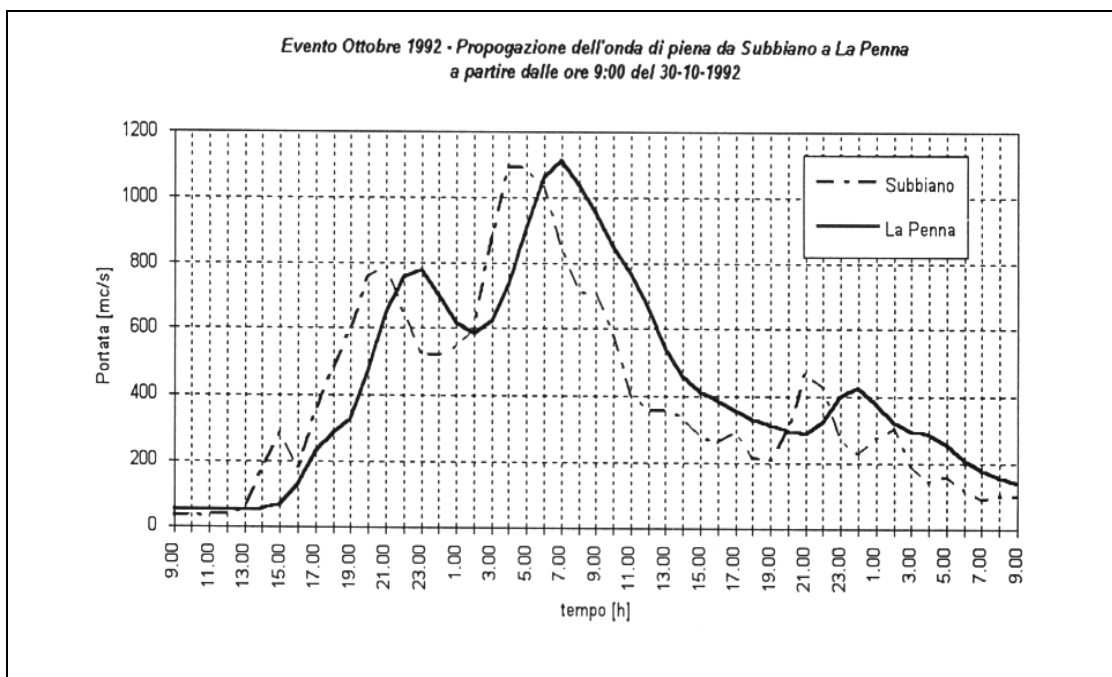


Figura 21

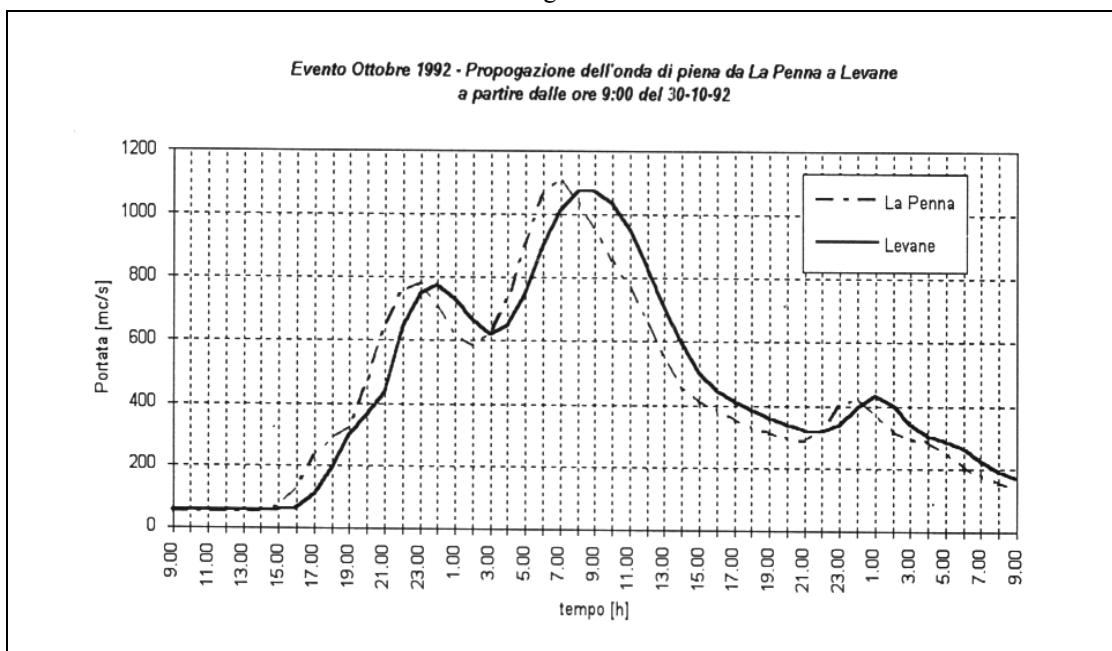


Figura 22

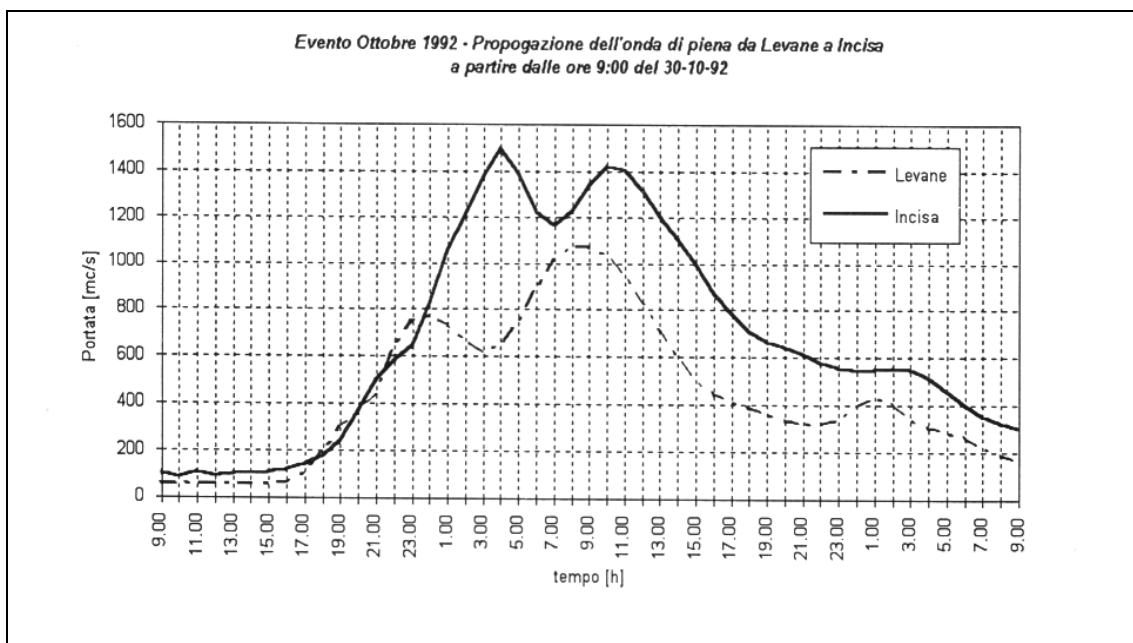


Figura 23

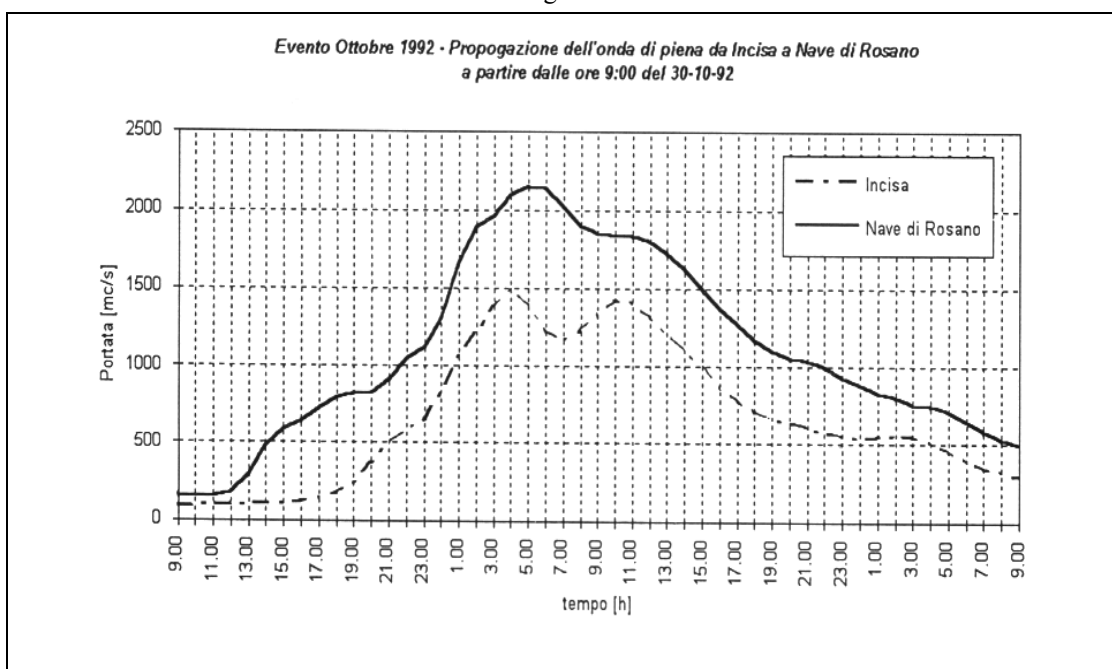


Figura 24

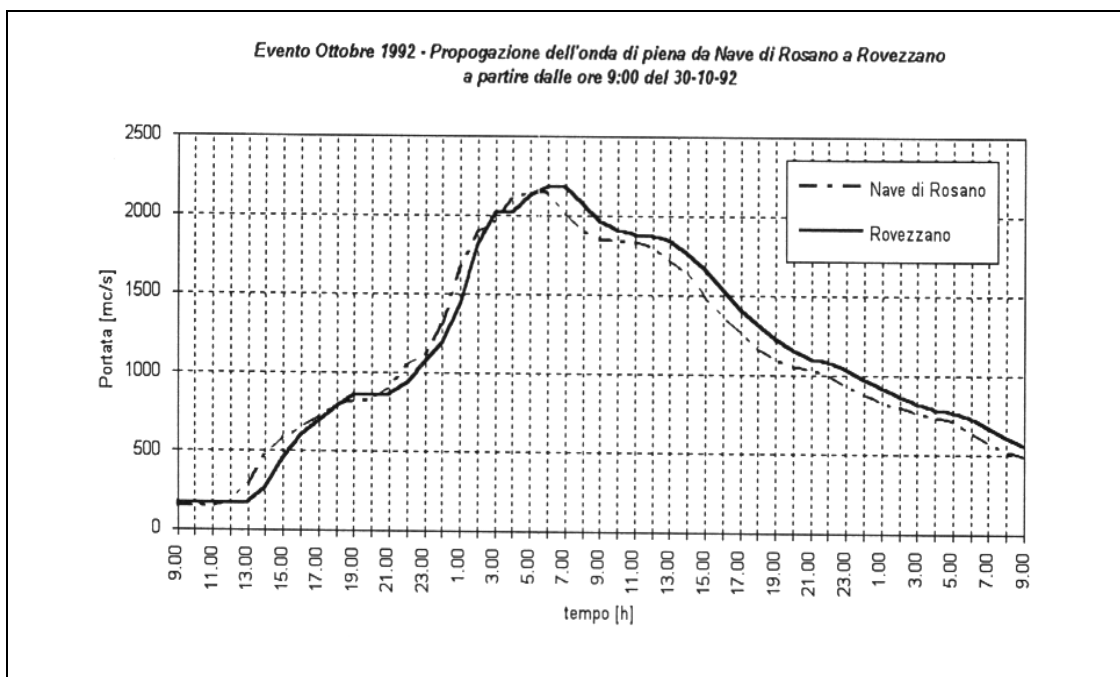


Figura 25

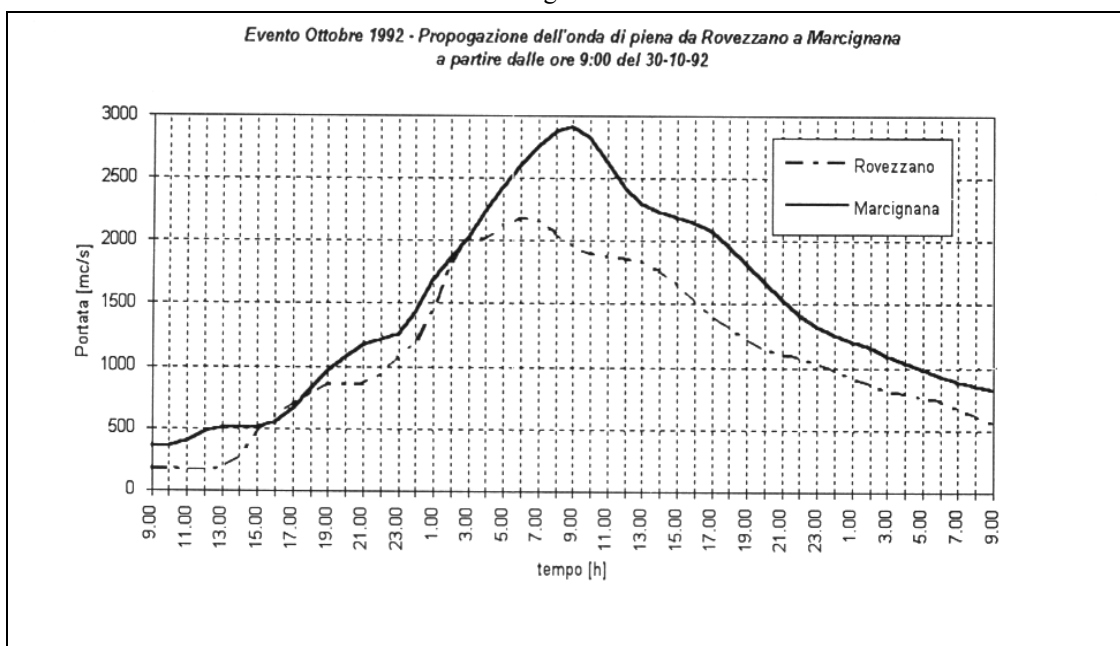


Figura 26

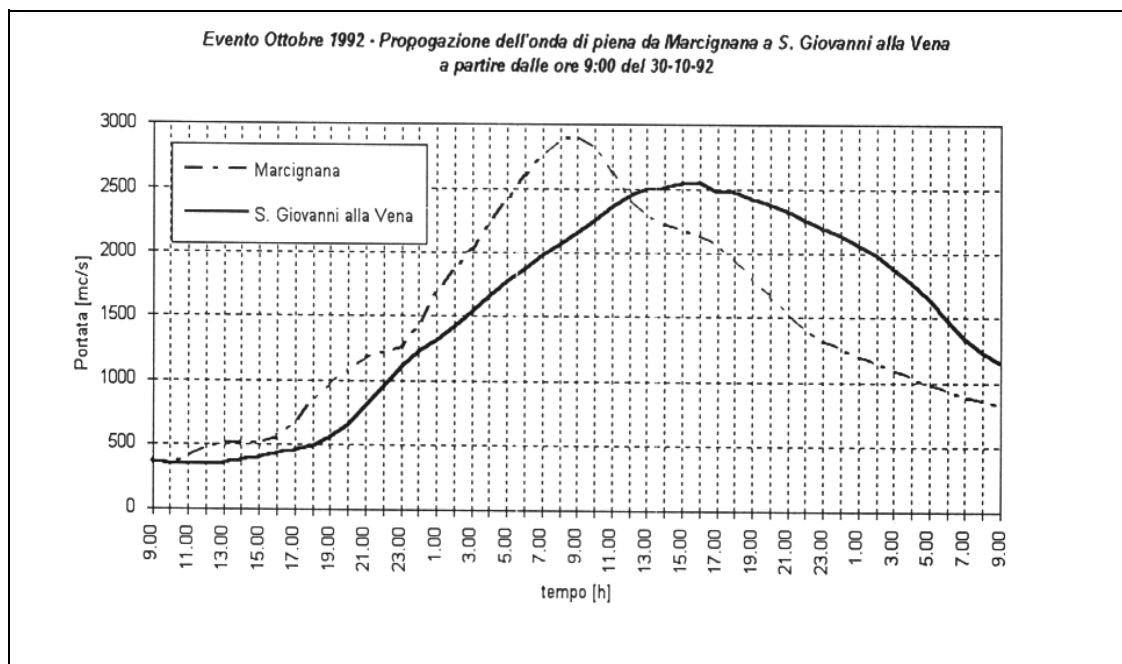


Figura 27

Riferimenti bibliografici

- Autorità di Bacino del Fiume Arno, *Piano di Bacino del Fiume Arno*. Rischio Idraulico. Sintesi del progetto di Piano Stralcio, Firenze (1996)
- Brath A., Franchini M., Galeati G., *Valutazione delle piogge intense nell'Italia centrosettentrionale*, l'Acqua, n. 4 (1998)
- Canuti P., Moisello U., *Indagine regionale sulle portate di massima piena di Liguria e Toscana*, Geologia Applicata ed Idrogeologia, vol. 15 (1980)
- Chow V. T., Maidment D. R., Mays L. W., *Applied Hydrology*, Mc Graw-Hill, New York (1988)
- Gallati, M., Greco, F., Maione U., Martelli, S. Natale, L. Panattoni, L., Todini, E. *Modello matematico delle piene dell'Arno*, IBM-Italia, Centro Scientifico di Pisa, (1977).
- Green W. H., Ampt G. A.. *Studies on soil physics, part I, the flow of air and water through soils*, J. Agric. Sci., vol. 4, n.1 (1911)
- Horton, R. E., *Drainage basin characteristics*, Eos. Trans. AGU, vol. 13 (1932)
- Horton R. E., *The role of infiltration in the hydrologic cycle*, Transactions of the American Geophysics Union, vol. 14 (1933)
- Maione U., *Le piene fluviali*, La Goliardica Pavese, Pavia (1996)
- Maione U., *Un modello probabilistico per la stima delle portate di piena dei corsi d'acqua italiani*, Atti del Seminario su "Nuovi sviluppi applicativi dell'idraulica dei corsi d'acqua" in onore del Prof. Claudio Datei, Bressanone, 25-31 gennaio 1997

- Maione U., Tomirotti M., Coppo A., *Modello regionale per la stima delle portate di piena dei corsi d'acqua italiani. Parte I: Il modello probabilistico*, Ingegneria Ambientale, n.5 (1998)
- Maione U., Tomirotti M., Coppo A., *Modello regionale per la stima delle portate di piena dei corsi d'acqua italiani. Parte II: Applicazione ai bacini alpini e confronto con altri modelli regionali*, Ingegneria Ambientale, n.6 (1998)
- Maione U., Tomirotti M., *Modello di regionalizzazione per la stima delle portate di piena dei corsi d'acqua italiani*, in Maione U. e Brath A. (eds): La difesa idraulica dei territori fortemente antropizzati, Editoriale Bios, Cosenza (1998)
- Paris E., Lunello C., Settesoldi D., *Effetti delle aree di espansione sulla laminazione delle piene del fiume Arno sotto la sollecitazione di tipi di evento significativi. Modifica degli afflussi all'asta principale sulla base degli interventi da realizzare sugli affluenti. Verifica in moto vario dell'onda di piena di progetto. Massima piena contenuta nell'alveo dell'Arno in tratti significativi*, Firenze (1996)
- Philip J. R., *The theory of infiltration 1. The infiltration equation and its solution*, Soil Sci., vol. 83 n. 5 (1957)
- Raudkivi, A. J., *Hydrology*, Pergamon press, Oxford (1979)
- Regione Toscana, *Regionalizzazione delle portate di piena in Toscana*, Edizioni Regione Toscana, Firenze (1998)
- Shumm S. A., *Evolution of drainage systems and slopes in badlands at Perth Amboy*, New Jersey, Bull. Geol. Soc. Am., vol. 67 (1956)
- Strahler A. N., *Hypsometric (Area-Altitude) analysis of erosional topography*, Bull. Geol. Soc. Am., vol. 63 (1952)