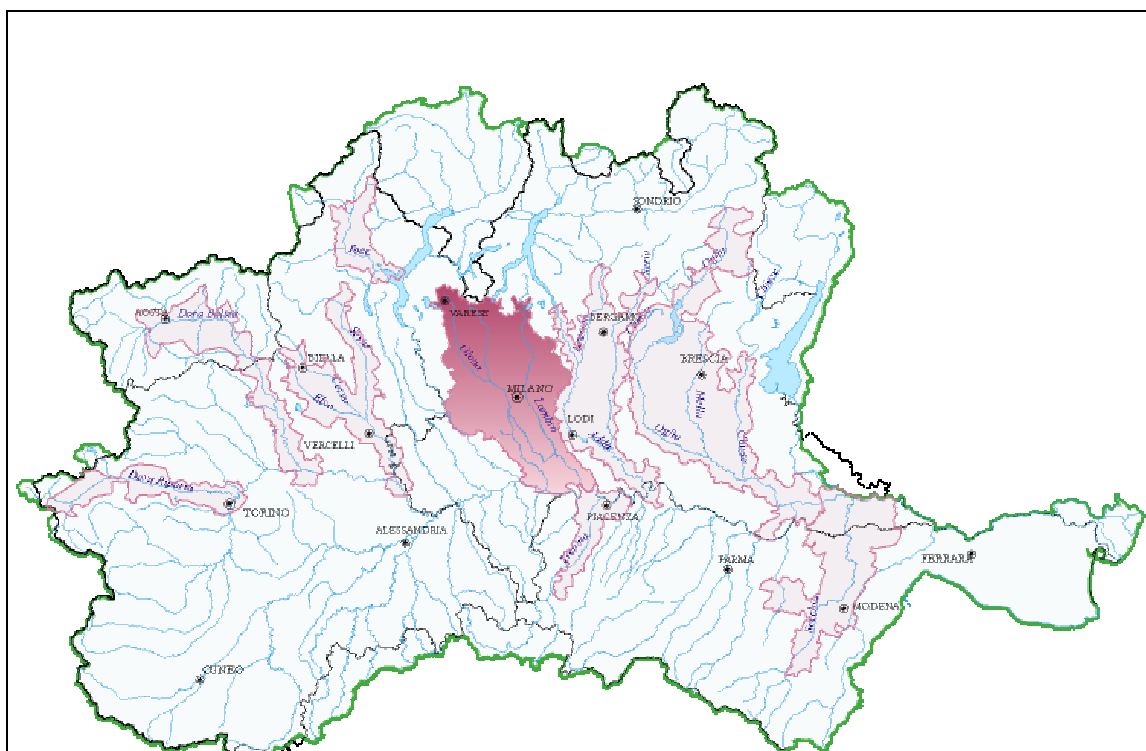




AUTORITA' DI BACINO DEL FIUME PO


Studio di fattibilità della sistemazione idraulica dei corsi d'acqua naturali e artificiali all'interno dell'ambito idrografico di pianura Lambro – Olona.



Attività 5.2.2: Analisi idraulica

Prodotto 5.2.2./1: Relazione metodologica

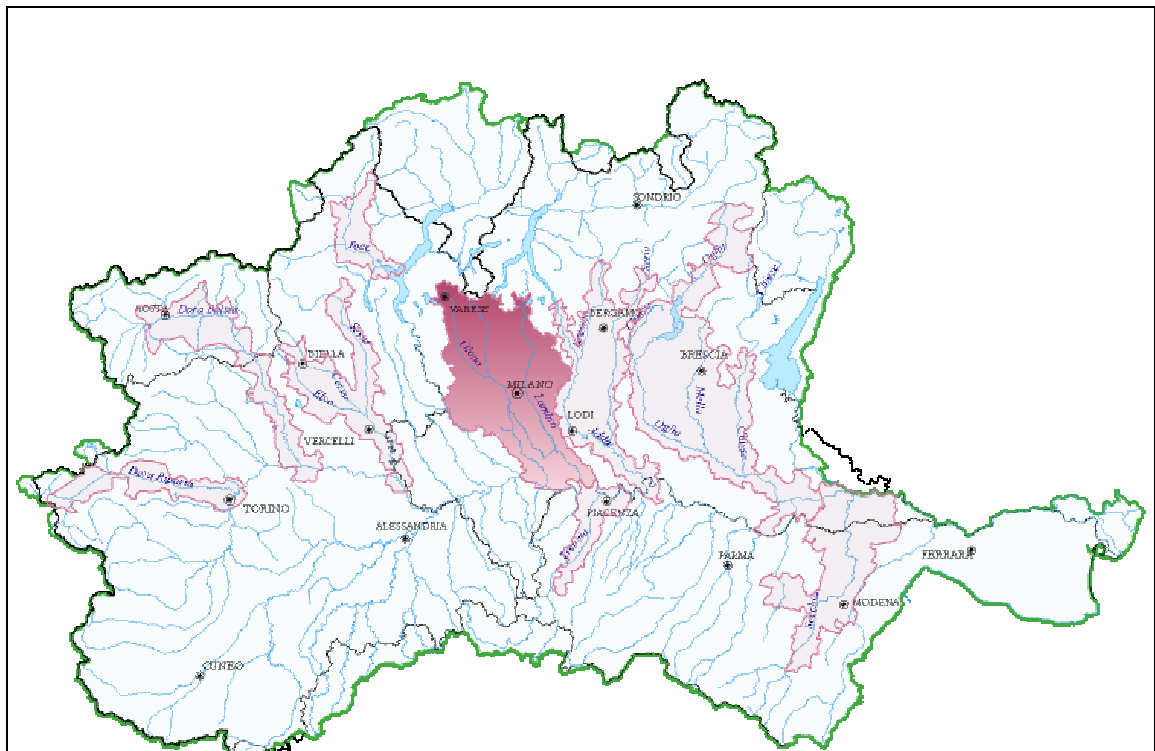
Elaborato 5.2.2./1/1R: Relazione descrittiva delle metodologie che si intendono applicare, del software e dei dati che vengono utilizzati e dei risultati attesi

Tipo di documento: [R] + Relazione	Data redazione: Gennaio 2003	Versione: 00
Ditta:  C. LOTTI & ASSOCIATI SOCIETÀ DI INGEGNERIA S.p.A. ROMA	Realizzata da: Prof. Ing. Ugo Maione Prof. Ing. Alessandro Paoletti	Responsabile del progetto: Ing. Giorgio Visentini



AUTORITA' DI BACINO DEL FIUME PO

Studio di fattibilità della sistemazione idraulica dei corsi d'acqua naturali e artificiali all'interno dell'ambito idrografico di pianura Lambro – Olona.



Attività 5.2.2: Analisi idraulica

Prodotto 5.2.2.1: Relazione metodologica

Elaborato 5.2.2.1/1R: Relazione descrittiva delle metodologie che si intendono applicare, del software e dei dati che vengono utilizzati e dei risultati attesi

**STUDIO FATTIBILITÀ DELLA SISTEMAZIONE IDRAULICA DEI CORSI
D'ACQUA NATURALI E ARTIFICIALI ALL'INTERNO DELL'AMBITO
IDROGRAFICO DI PIANURA LAMBRO - OLONA**

**RELAZIONE DESCRITTIVA DELLE METODOLOGIE CHE SI
INTENDONO APPLICARE, DEL SOFTWARE E DEI DATI CHE
VENGONO UTILIZZATI E DEI RISULTATI ATTESI**

N° PROGETTO: 88.A.001			N°. ELABORATO: 5.2.2./1/1R		
0	Gennaio 2003				
1					
2					
3					
4					
<i>revisione</i>	<i>data</i>	<i>descrizione</i>	<i>redatto</i>	<i>verificato</i>	<i>approvato</i>

INDICE

1. CRITERI DI MODELLAZIONE.....	1
2. MODELLISTICA NUMERICA DI SIMULAZIONE: MIKE 11	4
2.1 MODELLO AFFLUSSI – DEFLUSSI: MODULO NAM	4
2.2 SIMULAZIONE IDRUALICA: MODULO HD.....	7
2.2.1 <i>Manufatti di attraversamento</i>	10
2.3 TARATURA DEL MODELLO IDROLOGICO – IDRAULICO.....	15
3. PLUVIOMETRIA	16
3.1 TEMPI DI RITORNO	17
3.2 CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA	17
3.3 IETOGRAMMI DI CALCOLO.....	17
3.4 RAGGUAGLIO DELLE PRECIPITAZIONI ALL'AREA.....	19
4. UTILIZZAZIONE DEL MODELLO	21

INDICE DELLE FIGURE

FIGURA 1.: GRAFICO PER L'INDIVIDUAZIONE DEL CARATTERE DELLA CORRENTE IN CORRISPONDENZA DI UN RESTRINGIMENTO DELLA SEZIONE	12
FIGURA 2.: POSSIBILI ANDAMENTI DEI PROFILI LIQUIDI IN UN TOMBINO	14

1. CRITERI DI MODELLAZIONE

Nell'ambito del presente studio viene adottato come modello di simulazione idrologica ed idraulica il modello MIKE 11 del Danish Hydraulic Institute. Tale software è in grado, attraverso diversi moduli, di integrare il modello afflussi – deflussi con la propagazione dell'onda di piena lungo la rete naturale e artificiale. Nel paragrafo 2 sono presentate le caratteristiche di dettaglio del modello.

È necessario inquadrare l'utilizzazione di tale modello nell'ambito delle particolari caratteristiche dei corsi d'acqua di cui trattasi. Infatti, il reticolo dei corsi d'acqua naturali e artificiali oggetto dello studio è caratterizzato da una grande complessità legata alla plurisecolare azione modificativa dell'uomo tesa alla difesa dalle piene e all'utilizzazione delle acque per la navigazione (i navigli milanesi), per l'irrigazione agricola, per l'approvvigionamento civile e produttivo (gli antichi molini ed opifici) e per il drenaggio delle acque reflue.

L'antropizzazione del sistema idraulico ed il suo intreccio, spesso a maglie chiuse, sono tali che il classico schema topologico idrografico a ramificazione aperta, che caratterizza i reticoli fluviali univocamente definiti, è ancora riconoscibile solo nelle aree del nord-milanese in cui i corsi d'acqua scorrono in alvei incisi nelle pendici collinari; ma poi, subito allo sbocco in pianura, il reticolo si complica in un intreccio di canali artificiali progressivamente più importanti in funzione del livello di antropizzazione e di urbanizzazione delle aree. In vaste zone urbane, inoltre, i reticoli fognari di drenaggio delle acque meteoriche urbane sono spesso gli unici ad assicurare, nei limiti della loro potenzialità, lo smaltimento delle acque di piena verso i ricettori.

Dovunque sono presenti tratti tombinati, restringimenti di sezione, ponti e attraversamenti, traverse e soglie di fondo costruite nei secoli per rendere efficienti le derivazioni idriche ed oggi imm modificabili per il loro elevatissimo significato storico e culturale (basti pensare ai navigli leonardeschi), tutti con significativa influenza sul comportamento idraulico delle correnti fluviali, in particolare sulla formazione verso monte di condizioni di rigurgito e di eventuali esondazioni che modificano la forma e la cronologia delle onde di piena oltre che i valori delle portate.

In tale complessità la rappresentazione matematica dei fenomeni di piena presenta aspetti assolutamente difforni dal classico schema metodologico che per i bacini idrografici “naturali” prevede l'utilizzazione in serie di un modello idrologico afflussi-deflussi di calcolo delle onde di piena, di assegnato tempo di ritorno, che si formano nei diversi sottobacini in cui si è ritenuto di suddividere il bacino, e di un modello idraulico di propagazione delle onde di piena lungo le diverse aste fluviali che compongono il reticolo dei corsi d'acqua.

Qui, invece, occorre utilizzare un unico modello idrologico-idraulico, quale è MIKE 11, che consenta di riprodurre contemporaneamente i diversi meccanismi di formazione delle piene nei sottobacini urbani ed extraurbani e i fenomeni propagatori che alterano le stesse onde di piena in funzione delle numerose limitazioni di sezione, spesso accompagnate da esondazioni, e delle deviazioni delle correnti nelle diverse maglie del reticolo.

In tale contesto assumono grande rilevanza i seguenti aspetti modellistici:

- la scelta del livello di dettaglio dei sottobacini è molto importante dal momento che aumentando tale dettaglio si riduce l'incertezza legata alla modellazione afflussi-deflussi dei fenomeni idrologici di formazione della piena nei sottobacini, inevitabilmente di tipo concettuale; nel caso in oggetto l'ampiezza dei sottobacini è stata commisurata al livello di complessità degli stessi, ove possibile nel rispetto del limite di superficie di 10 km² indicato nelle Specifiche Tecniche;
- altrettanto importante è la scelta degli schemi modellistici afflussi – deflussi validi rispettivamente per le aree urbane e per quelle extraurbane, dal momento che per queste ultime possono valere gli usuali schemi concettuali prima citati, mentre per quelle urbane è necessaria una simulazione più vicina all'effettivo comportamento idraulico del reticolo fognario, soggetto ad entrare in sovraccarico, con conseguenti limitazioni di portata ed esondazioni superficiali, in occasione degli eventi più intensi (che sono quelli di interesse del presente studio). Per rappresentare tali aspetti il modello idrologico-idraulico è stato configurato per i sottobacini urbani utilizzando lo stesso modulo concepito per i sottobacini extraurbani e ponendo in serie ad esso un serbatoio dotato di bocca d'uscita tarata in modo da simulare la limitazione di portata derivante dalle insufficienze presenti nelle reti fognarie e i conseguenti eventuali fenomeni di invaso.

Nel citato contesto milanese di corsi d'acqua oltremodo antropizzati è fondamentale l'affidabilità nella rappresentazione del comportamento idraulico sia dei manufatti od ostacoli che producono singolarità (attraversamenti, ponti, traverse, salti di fondo, coperture, ecc.), sia degli invasi concentrati o diffusi, liberi o regolati, che si formano

durante le piene nelle aree golenali e di espansione adiacenti agli alvei. In proposito il modello MIKE 11 contiene i moduli idonei a simulare dettagliatamente tale comportamento idraulico, in funzione del livello di conoscenza, peraltro assai elevato data l'ampiezza delle operazioni topografiche di campo incluse nello studio, della reale geometria dei manufatti e delle aree.

2. MODELLISTICA NUMERICA DI SIMULAZIONE: MIKE 11

2.1 MODELLO AFFLUSSI – DEFLUSSI: MODULO NAM

Il modulo idrologico, denominato NAM (abbreviazione di un termine danese che significa letteralmente "modello piogge-portate"), è un modello deterministico a parametri concentrati con un discreto, ma moderato, set di grandezze richieste in input.

Esso opera simulando in continuo la variazione di contenuto di acqua (in fase liquida o vapore) di quattro serbatoi distinti e reciprocamente collegati, i quali rappresentano gli elementi fisici principali di un qualsiasi bacino idrografico.

NAM tratta ciascuna sottoarea (di ampiezza massima di 10 km²) in cui verrà suddiviso l'intero bacino idrografico come un'unità singola; per questo i parametri e le variabili in gioco sono rappresentati come valori medi per ciascun sottobacino.

Il modello matematico è fisicamente basato e utilizza equazioni matematiche assieme a relazioni semi-empiriche; perciò alcuni parametri possono essere stimati dai dati fisici del bacino, mentre altri vengono definiti attraverso processi di calibrazione.

I quattro serbatoi rappresentano i seguenti processi:

- accumulo e scioglimento neve;

- intercettazione;
- infiltrazione;
- immagazzinamento nella falda.

Il modulo 'neve' è opzionale; la precipitazione passa attraverso il serbatoio di accumulo nevoso che è controllato dalle condizioni di temperatura. Questo modulo non verrà utilizzato in questa modellazione.

La quantità d'acqua intercettata dalla vegetazione, quale quella immagazzinata nelle depressioni del terreno e nelle porzioni più superficiali del suolo coltivato, è simulata con un serbatoio superficiale di capacità massima U_{max} .

La quantità d'acqua nel livello subito sotto il suolo, cioè la zona delle radici ove avviene anche il processo di traspirazione, è simulata con un serbatoio inferiore sottostante, di capacità massima L_{max} .

La quantità di umidità U nel serbatoio superficiale è continuamente diminuita per evaporazione ed infiltrazione, ma durante la precipitazione viene aumentata in maniera considerevole. Quando viene saturata la capacità massima superficiale U_{max} , parte dell'eccesso di precipitazione P_n inizia a scorrere sulla superficie verso la rete di drenaggio, mentre parte si suddivide in infiltrazione verso la zona sottostante e verso la falda profonda.

Anche la quantità d'acqua contenuta nel serbatoio inferiore L è diminuita dalla traspirazione, mentre il contenuto reale di umidità controlla il tasso di infiltrazione.

L'acqua che percola, cioè la quantità d'acqua che non viene trattenuta in questo serbatoio, passa attraverso la zona insatura e raggiunge, ricaricandolo, il serbatoio della falda satura.

Quando il serbatoio superficiale sfiora, l'eccesso di pioggia produce: scorrimento, proporzionale a P_n e variabile linearmente con il contenuto di umidità del suolo nel serbatoio inferiore; infiltrazione, di cui una parte aumenta il contenuto di umidità del serbatoio L_{max} , mentre l'altra percola in profondità e ricarica il serbatoio rappresentante la falda.

Il contributo del deflusso ipodermico è assunto proporzionale ad U e varia linearmente con il contenuto relativo L/L_{max} del serbatoio intermedio, secondo una legge simile alle precedenti con altre costanti adimensionali.

Le perdite per evapotraspirazione sono considerate in prima fase proporzionali al tasso potenziale del serbatoio superficiale; se il contenuto di umidità U è inferiore a tale tasso potenziale, la frazione rimanente per raggiungerlo è presa dalla zona delle radici con un tasso reale E_a , che è proporzionale al tasso potenziale.

Il fenomeno della percolazione viene simulato con un serbatoio lineare con una costante di tempo che ritarda la ricarica della falda.

Il flusso capillare dal livello di falda verso la zona aerata dipende dallo spessore del tratto insaturo nel profilo del terreno, e dal contenuto di umidità relativo L/L_{max} della zona aerata.

Il livello di falda è calcolato considerando con un bilancio fra la porzione di ricarica, la porzione capillare, la perdita verso gli strati più profondi (variabile su scala mensile) e il deflusso di base.

Il deflusso di base è calcolato con un serbatoio lineare con una sua propria costante di tempo, ed avviene quando il livello di falda è superiore al livello massimo.

Il deflusso ipodermico e superficiale sono entrambi simulati attraverso due serbatoi lineari in serie con due costanti di tempo, le quali nel caso di scorrimento superficiale sono anche variabili nel tempo.

In questo modo si assicura, in pratica, l'assunzione del modello dell'onda cinematica per simulare i processi di deflusso superficiale e ipodermico; il deflusso di base è simulato invece secondo i processi della dinamica sotterranea.

I dati richiesti in ingresso al modello idrologico risultano pertanto essere:

- parametri per il setup delle simulazioni;
- parametri del modello;
- condizioni iniziali;
- dati meteorologici ottenuti dalle curve di possibilità in funzione della durata della pioggia e del tempo di ritorno T ;
- dati sperimentali per la taratura laddove esistono dati storici di pioggia a di portata.

I risultati possono essere direttamente utilizzati come idrogrammi in entrata al sistema idrico superficiale da simularsi con MIKE 11.

Per i bacini a contributo prevalentemente urbano le acque meteoriche raccolte dal sottobacino vengono recapitate nei corsi d'acqua solo attraverso le reti fognarie (scarichi e sfioratori). In tali aree urbane le onde di piena sono fortemente dipendenti dalle modalità di funzionamento di reti idrauliche a sezione chiusa, dimensionate per bassi tempi di ritorno (tipicamente 2 – 10 anni). Né d'altra parte sarebbe ipotizzabile una situazione futura presentante nuove dimensioni delle reti fognarie atte a recapitare portate meteoriche commisurate per eventi di tempo di ritorno di 100 – 200 anni. Ciò non solo per i costi diretti e indiretti assolutamente inaccettabili che avrebbero collettori così dimensionati, ma anche perché tali portate sarebbero non compatibili e non ricevibili nei ricettori. A tale proposito è anche da ricordare che il P.R.R.A. della Regione Lombardia, riconosciute tali circostanze, ha previsto estesi interventi di laminazione urbana delle portate meteoriche allo scopo di rendere compatibili i deflussi urbani con i corsi d'acqua ricettori. In sostanza le tipiche limitazioni di portata delle reti fognarie devono essere considerate non solo in

modo positivo nei riguardi dei corsi d'acqua ricettori, ma anche come non sopprimibili nel futuro e parte fondamentale delle politiche di regimazione idraulica dei territori fortemente urbanizzati.

Per tutto ciò, per rappresentare le onde di piena che dalle aree urbane affluiscono ai corsi d'acqua sensibilmente “deformate” dalle limitazioni di portata delle reti fognarie e dai conseguenti fenomeni di invaso negli allagamenti cittadini o nelle vasche volano eventualmente esistenti, non è proponibile l'utilizzazione del modulo puramente idrologico NAM prima esposto, ma è stata qui studiata una particolare applicazione dello stesso modulo, denominata NAM – URBANO. Tale modello viene configurato utilizzando lo stesso modulo NAM concepito per i sottobacini extraurbani e ponendo in serie ad esso un serbatoio dotato di bocca d'uscita tarata in modo da simulare la limitazione di portata realmente presente negli emissari fognari e i conseguenti eventuali fenomeni di invaso.

Per quanto riguarda la scelta dei parametri idrologici del modello NAM e NAM – URBANO per i diversi sottobacini, si è fatto riferimento ai seguenti intervalli di valori:

- $U_{max} = 10 \text{ mm}$;
- $L_{max} = 100 \div 150 \text{ mm}$;
- $U/U_{max} = 0 \div 0.5$;
- $L/L_{max} = 0 \div 0.5$;
- $CQOF = 0.1 \div 0.7$;
- $CK1.2 = 1 \div 2$ volte il tempo di corrivazione del bacino.

Per i restanti parametri, ad esempio quelli legati al serbatoio che rappresenta il funzionamento della falda, si sono considerati i parametri di default definiti all'interno del codice di calcolo.

La completa definizione dei suddetti parametri si ottiene attraverso la taratura del modello completo, idrologico ed idraulico.

2.2 SIMULAZIONE IDRUALICA: MODULO HD

Successivamente alla raccolta dei dati storici di allagamento sui corsi d'acqua oggetto di studio verrà implementato e tarato il modulo idraulico HD facente parte del software Mike 11, che, tramite la risoluzione delle equazioni differenziali di De Saint-Venant, consente di determinare i profili di corrente sia in condizioni di moto vario che di moto permanente.

Verranno quindi delimitate le aree allagabili per piene con diverso tempo di ritorno e verificato il funzionamento idraulico delle infrastrutture idrauliche (ponti, traverse, briglie) nonché delle opere di interconnessione e regolazione. Verrà altresì verificata la sicurezza

dello stato difensivo esistente lungo gli stessi corsi d'acqua.

Il modello simula il flusso monodimensionale e quasi-bidimensionale, stazionario e non, di fluidi verticalmente omogenei, in qualsiasi sistema di canali o aste fluviali.

Si riportano di seguito alcuni richiami teorici sul moto vario delle correnti a superficie libera e sui metodi di risoluzione delle equazioni che le descrivono.

Il moto di una corrente idrica a superficie libera, nella quale non siano presenti significative componenti trasversali di moto, è descritto matematicamente dalle equazioni di continuità e del moto, note come equazioni di De Saint-Venant monodimensionali.

Nelle ipotesi di fluido omogeneo ed incompressibile, pendenza di fondo modesta, distribuzione della pressione idrostatica nelle sezioni trasversali, assenza di immissioni e sottrazioni di portata, tali equazioni assumono la forma seguente:

$$\begin{cases} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \cdot \frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{g \cdot |Q| \cdot Q}{\chi^2 \cdot A \cdot R} = 0 \end{cases}$$

dove:

- h è la quota idrica misurata rispetto ad un livello orizzontale di riferimento (m)
- A è l'area bagnata (m^2)
- R è il raggio idraulico (m)
- χ è il coefficiente di scabrezza di Chezy ($m^{1/2} s^{-1}$)
- Q è la portata ($m^3 s^{-1}$)
- g è la accelerazione di gravità (ms^{-2})
- β è il coefficiente di ragguaglio delle quantità di moto che solitamente si pone uguale all'unità.

Il coefficiente di resistenza di Chezy χ può essere valutato secondo l'espressione di Strickler:

$$\chi = k_S \cdot R^{1/6}$$

in cui k_S è il così detto coefficiente di scabrezza di Strickler.

Le equazioni generali di De Saint Venant vengono trasformate dal modello, in un sistema di equazioni implicite alle differenze finite secondo una griglia di calcolo con punti Q e h alternati tra loro, nei quali la portata Q e il livello idrico h , rispettivamente, sono determinati ad ogni passo temporale. La soluzione del sistema di D. S. V. permette di rappresentare, in dettaglio, tutte le trasformazioni che l'onda di piena subisce nella traslazione da monte a valle per effetto della laminazione naturale, dell'interferenza con le opere idrauliche, delle esondazioni al di fuori dell'alveo attivo, della confluenza di tributari laterali e del contributo distribuito dei bacini versanti.

Le equazioni del moto vengono risolte numericamente dopo aver definito le condizioni al contorno e quelle iniziali.

Il programma di calcolo ha la possibilità di utilizzare diverse tipologie di condizioni al contorno da definirsi nelle sezioni estreme del tronco in esame, tra le quali si ricordano:

- valore costante del livello idrico o della portata;
- variazione nel tempo del livello idrico o della portata;
- relazioni fra le due variabili h (livello) e Q (portata).

E' necessario descrivere le caratteristiche geometriche del corso d'acqua attraverso l'inserimento della geometria di un determinato numero di sezioni trasversali dell'alveo. A tal fine verranno utilizzate ed inserite le sezioni rilevate sulle aste dei corsi d'acqua nell'ambito delle campagne di rilievo topografico. In questo modo si valuterà il comportamento idraulico dei principali manufatti di attraversamento e delle soglie o salti di fondo presenti sui corsi d'acqua in maniera da identificarne lo stato di sicurezza.

MIKE 11 consente di utilizzare due diverse formulazioni delle resistenze d'attrito: l'espressione di Strickler e quella di Chezy ed è possibile tener conto di ogni variazione della scabrezza all'interno delle sezioni trasversali, nelle golene o lungo l'alveo. Sarà dunque necessario effettuare delle operazioni di taratura del modello al fine di attribuire un valore di scabrezza all'alveo inciso ed alle aree golenali. A tal fine saranno utilizzati i dati storici di portata e i tiranti idrici disponibili o l'estensione delle aree di esondazione.

Risulterà inoltre necessario valutare le caratteristiche specifiche dei materiali d'alveo e della copertura vegetazionale sulla base delle indicazioni fornite in letteratura: in particolare si farà riferimento all'indicazione fornite da "U.S. Department of Agriculture-Technical Bulletin" n° 129, - Novembre 1929, n° 652 - Febbraio 1934 e dai testi "Ven Te Chow, Ph. D - Open - Channel Hydraulics", Mc Graw - Hill International Editions - 1973, "M. Hanif Chaudhry - Open - Channel Flow", Prentice Hall 1993.

Attraverso la costruzione di sistemi quasi-bidimensionali ramificati è possibile rappresentare compiutamente qualunque tipo di ponte o di arginatura trasversale, valutando sia l'effetto sulla corrente d'alveo che l'eventuale tracimazione della struttura da parte delle acque di piena. Con il suddetto schema quasi-bidimensionale, oltre al ramo principale, che costituisce il corso d'acqua primario, possono essere simulati qualunque ordine o tipo di ramificazioni parallele collegate al ramo principale stesso.

Tale possibilità risulta molto utile per tener conto delle aree di espansione laterale (aree golenali “aperte”). Allargando le sezioni oltre le aree spondali fino a coprire l’area di possibile esondazione, vengono introdotti dei rami paralleli, collegati all’alveo principali a mezzo di uno stramazzo a larga soglia su canali fittizi di collegamento (“link”) su cui possono essere impostate reali condizioni di deflusso. Dal punto di vista idraulico la connessione tra alveo e goleni è schematizzata con uno stramazzo dall’equazione:

$$q = 0.385 \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Le caratteristiche geometriche dello stramazzo vengono assegnate mediante la compilazione di una tabella in cui si specificano, in funzione della reale forma degli argini sormontati, le larghezze L dello stramazzo in funzione del livello h raggiunto dall’acqua.

E’ inoltre possibile considerare le aree golenali “chiuse”, ovvero zone di espansione delle portate di piena che però non partecipano al deflusso delle acque; tale aree risultano generalmente delimitate verso il corso d’acqua da rilevati arginali. Esse vengono invase dalle acque solo in occasione delle piene e svolgono un importante ruolo di laminazione accumulando parte del volume della piena sottraendolo al transito verso valle. Questo tipo di approccio è basato su una schematizzazione del territorio a “*celle di invaso*” connesse direttamente all’alveo inciso mediante elementi governati dalle medesime leggi di scambio precedentemente illustrate.

Può inoltre essere prevista la prevalenza dei fenomeni di laminazione su quelli dinamici, introducendo aree di laminazione addizionali (“additional flooded areas”) nelle quali viene risolta solamente l’equazione di continuità della portata.

2.2.1 Manufatti di attraversamento

La presenza in alveo di elementi quali pile o spalle di ponti tali da restringere la sezione disponibile per il deflusso delle acque provoca modifiche sull’andamento delle altezze idriche che si propagano, verso monte o verso valle, secondo il carattere “*lento*” o “*veloce*” della corrente.

Le situazioni che si possono presentare più frequentemente in corrispondenza di un attraversamento sono le seguenti:

- la corrente è lenta e rimane lenta;
- il moto avviene con transizione attraverso lo stato critico in corrispondenza della sezione ristretta;
- il livello idrico è superiore alla quota dell’impalcato e il deflusso passa da pelo libero a condizioni di moto in pressione.

Il “*rigurgito*” indotto dai ponti sarà calcolato secondo le usuali metodologie proposte in letteratura, ad esempio da Rubatta e Marchi:

a) Calcolo del numero di Froude

$$Fr_0 = \frac{v_0}{\sqrt{g \cdot y_0}}$$

della corrente indisturbata, dove v_0 ed y_0 sono rispettivamente i valori di velocità e di altezza idrica calcolati in corrispondenza della sezione dell'attraversamento considerata priva del manufatto.

b) Valutazione dello stato energetico della corrente indisturbata, ovvero confronto tra il carico specifico della corrente indisturbata e carico critico. Definendo b_0 la larghezza “naturale” dell'alveo e b la larghezza del restringimento, la condizione affinché in assenza di perdite, non si verifichi l'attraversamento della profondità critica

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

è che il carico specifico della corrente indisturbata sia maggiore od uguale al carico critico per la portata data

$$E_c = \frac{3}{2} y_c = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

ovvero che sia verificata la disuguaglianza

$$y_0 + \frac{v_0^2}{2g} \geq \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

Se la corrente indisturbata è lenta il primo membro rappresenta il carico a valle del restringimento; in realtà tra la sezione ristretta di area minima e la sezione indisturbata a valle si verificano perdite di carico dell'ordine di qualche unità percentuale del carico specifico. Quindi, affinché la corrente si mantenga sempre lenta, la condizione limite non si verifica nel caso di esatta uguaglianza dei due membri dell'equazione, ma quando il primo diventa inferiore al secondo di qualche unità per cento.

Riscrivendo la relazione in funzione del numero di Froude della corrente indisturbata Fr_0 si ottiene

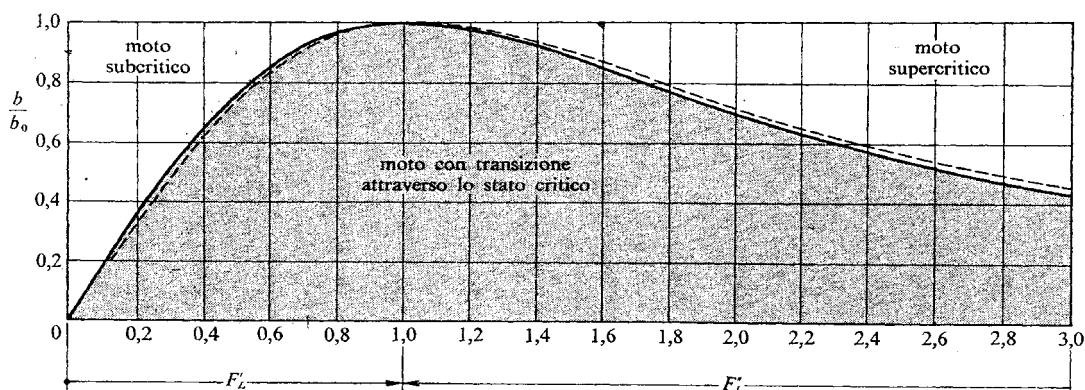
$$1 + \frac{Fr_0^2}{2} - \frac{3}{2} \frac{Fr_0^{\frac{2}{3}}}{(b/b_0)^{\frac{2}{3}}} \geq 0$$

Imponendo l'uguaglianza e risolvendo l'equazione si nota che ad ogni valore del rapporto di contrazione b/b_0 corrispondono due soluzioni positive definite numeri di Froude “limite” con $F_L' < 1$ e $F_L' > 1$. Noto il rapporto di contrazione b/b_0 ed il numero di Froude della

corrente indisturbata Fr_0 , la corrente si mantiene ovunque lenta nel passaggio attraverso il restringimento se risulta $Fr_0 \leq F'_L$, mentre si verifica il passaggio attraverso lo stato critico nel caso in cui $Fr_0 \geq F'_L$.

Nella Figura 1 è riportato il grafico con l'andamento delle curve limite (soluzioni F_L) in funzione del rapporto di contrazione b/b_0 e la suddivisione dei vari campi corrispondenti ai diversi tipi di moto assunti dalla corrente nell'attraversare il restringimento.

Figura 1.: Grafico per l'individuazione del carattere della corrente in corrispondenza di un restringimento della sezione



- c) Se si verifica il passaggio della corrente attraverso lo stato critico la profondità y_1 della corrente a monte del ponte si calcola con l'equazione seguente

$$y_1 = K_f \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb_0^2 F_L'^2}}$$

dove il valore di F_L' può essere ottenuto imponendo l'uguaglianza nella precedente disequazione e risolvendo rispetto a Fr_0 ; per il coefficiente K_f si assumono, sulla base di risultati sperimentali, i valori seguenti variabili con la forma del fronte della pila:

pile con fronti squadrate $K_f = 1.135$

pile con fronti triangolari a 90° $K_f = 1.085$

pile con fronti semicircolari $K_f = 1.050$

- d) Nel caso in cui la corrente si mantenga lenta e non si verifichi quindi il passaggio della corrente attraverso lo stato critico la sopraelevazione Δy del profilo idrico a monte del restringimento rispetto all'altezza idrica y_0 della corrente indisturbata può essere calcolata con la formula empirica proposta da Yarnell

$$\frac{\Delta y}{y_0} = k_2 (k_2 - 0.6 + 5Fr_0^2) \left\{ 1 - \frac{b}{b_0} + 15 \left(1 - \frac{b}{b_0} \right)^4 \right\} Fr_0^2$$

dove k_2 è un coefficiente che dipende dalla forma geometrica della sezione delle pile

pile a sezione rettangolare $k_2 = 1.25$

pile a sezione rettangolare e fronti triangolari a 90°

(sia verso monte che verso valle) $k_2 = 1.05$

coppia di pile a sezione circolare $k_2 = 1.05$

coppia di pile a sezione circolare unite da setto

longitudinale $k_2 = 0.95$

pile a sezione rettangolare e fronti circolari

(sia verso monte che verso valle) $k_2 = 0.90$

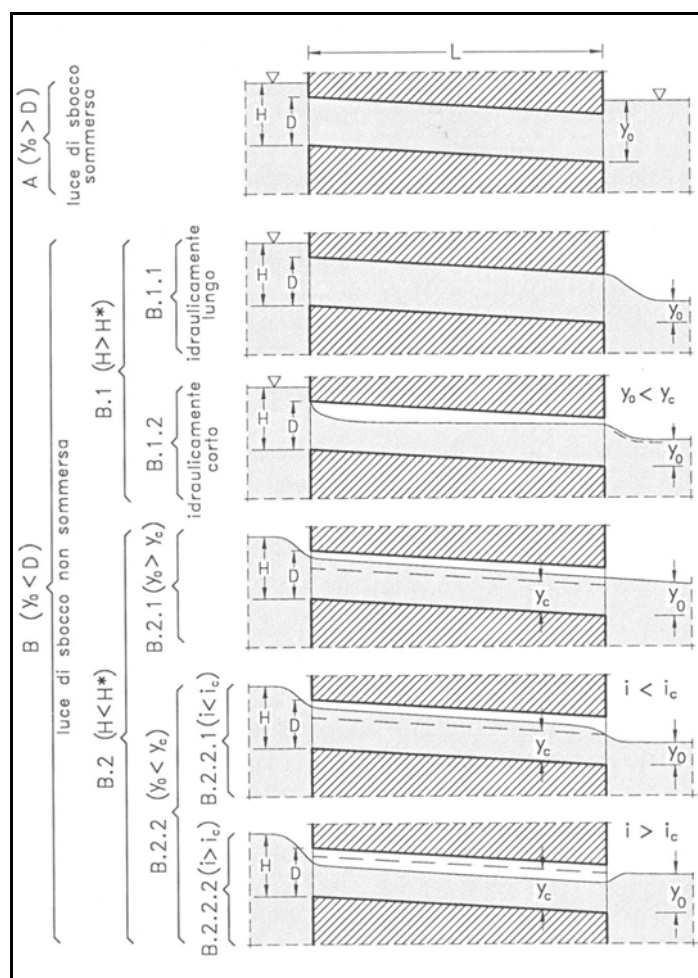
- e) Nel caso in cui i manufatti di attraversamento presentano la quota dell'intradosso dell'impalcato minore dell'altezza idrica, il fenomeno in studio può esser schematizzato come è illustrato nella figura seguente.

Le caratteristiche del moto dipendono principalmente dalla forma dell'imbocco e dal tipo di sezione, dalla scabrezza, dalla pendenza e dalle condizioni idrometriche di monte e di valle.

Definita H^* un'altezza di riferimento compresa tra 1.2 e 1.5 volte l'altezza del tombino D , si possono individuare diversi comportamenti idraulici con riferimento allo stato idrometrico dello sbocco (se sommerso o non sommerso), al rapporto tra il carico H^* ed il carico H esistente all'imbocco ($H < H^*$ oppure $H > H^*$) e alle caratteristiche del deflusso all'interno del tombino.

Indicate con y_c e y_o le altezze corrispondenti rispettivamente allo stato critico e di sbocco, i_c e i le pendenze, rispettivamente critica e del fondo del tombino, i casi possibili sono quelli rappresentati in Figura 2.

Figura 2.: Possibili andamenti dei profili liquidi in un tombino



I ponti in cui la quota idrica è superiore all'impalcato possono essere schematizzati come nel caso A, come corrente in pressione. Il dislivello Δh tra il carico di monte e di valle, è dato applicando l'equazione del moto per i liquidi reali:

$$\Delta h = \frac{1}{C^2} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

avendo posto

$$\frac{1}{C^2} = \frac{2 \cdot g \cdot L}{K_s^2 \cdot R^{4/3}} + k_i + k_s$$

dove v rappresenta la velocità della corrente, L la lunghezza dell'attraversamento, K_s il coefficiente di scabrezza di Strickler, R il raggio idraulico, k_i e k_s i coefficienti di imbocco e di sbocco, posti rispettivamente pari a 0,5 (corrispondente al caso di imbocco a spigolo vivo) e 0,18.

Nel caso in cui la quota idrica supera anche la quota dell'estradosso del ponte si deve tenere conto anche della portata che transita al di sopra del manufatto, schematizzando il fenomeno con uno stramazzo a larga soglia:

$$q = 0.385 \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}.$$

2.3 TARATURA DEL MODELLO IDROLOGICO – IDRAULICO

Il modello idrologico-idraulico di ogni corso d'acqua viene tarato utilizzando, ove disponibili, le seguenti informazioni :

- dati pluvio-idrometrici registrati all'interno dei bacini in esame, inerenti ad eventi reali che hanno provocato esondazioni o situazioni di insufficienza dei manufatti;
- informazioni storiche legate all'individuazione di aree di allagamento;
- informazioni emerse durante sopralluoghi.

La taratura permette di determinare i valori dei parametri che caratterizzano sostanzialmente le perdite idrologiche e i tempi di risposta dei diversi sottobacini, i valori di scabrezza dell'asta fluviale e le modalità di funzionamento delle opere interferenti.

3. PLUVIOMETRIA

La modellazione afflussi – deflussi richiede input pluviometrici idonei alla previsione di onde di piena di assegnato tempo di ritorno.

Tale componente essenziale dell'indagine idrologica richiede, a partire dai dati storici relativi alle precipitazioni di forte intensità e breve durata, di effettuare le seguenti determinazioni:

- a. scelta dei tempi di ritorno necessari per la simulazione delle piene nella situazione in atto e negli scenari di intervento;
- b. elaborazione delle curve di possibilità pluviometrica sia di ogni stazione pluviografica disponibile, sia, attraverso criteri di regionalizzazione, di areali di interesse;
- c. adozione di valori idonei delle durate complessive degli eventi e di forme degli ietogrammi di progetto adatte per la rappresentazione delle dinamiche d'alveo e degli eventuali invasi in aree di espansione;
- d. adozione di idonei valori dei coefficienti di ragguaglio all'area per evitare errori di stima delle precipitazioni intense su areali di vasta dimensione in cui la disuniformità spaziale delle precipitazioni divenga significativa.

3.1 TEMPI DI RITORNO

Il presente studio è stato effettuato, in accordo con le scelte dell'Autorità di Bacino del Po, adottando tempi di ritorno pari a 2, 10, 100 e 500 anni. In particolare il tempo di ritorno 2 anni è stato assunto per ottenere un preliminare ordine di grandezza delle portate di piena adottate dalle reti di fognatura delle aree urbane pianeggianti.

I tempi di ritorno 10, 100 e 500 anni sono stati considerati per la ricostruzione delle onde di piena di riferimento per la delimitazione delle aree di allagamento poste a base della delimitazione delle fasce fluviali rispettivamente A, B, C.

3.2 CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica di cui al punto a) si è effettuata la raccolta ed l'elaborazione di tutti i dati disponibili con particolare riferimento al recente *Rapporto sulla valutazione delle piene per l'Italia nord occidentale (2001)* di C. De Michele e R. Rosso od alla pubblicazione *Il regime delle piogge intense a Milano (1976)* di U. Moisello. Effettuate elaborazioni puntuali, determinata cioè per ciascuna stazione la LSPP si è andati a studiare la variazione spaziale della stessa attraverso la costruzione delle curve iso-a, per diversi tempi di ritorno, ed iso-n.

Successivamente, al fine di una ulteriore validazione del lavoro svolto, sono stati confrontate le variazioni spaziali dell'informazione pluviografica così determinata con quella effettuata da Maione et al. denominato "*Modello regionale per la stima delle piogge di breve durata ed elevato tempo di ritorno*" (2000), il quale a fronte di una minore disponibilità locale di dati presenta però il vantaggio di essere molto più solida ed affidabile.

3.3 IETOGRAMMI DI CALCOLO

Tra i diversi tipi di piogge sintetiche utilizzate nella progettazione di opere idrauliche, è stato qui utilizzato lo ietogramma Chicago, le cui caratteristiche principali sono: andamento temporale non costante dell'intensità di precipitazione, caratterizzato in particolare dalla presenza di un picco d'intensità posto all'interno della durata complessiva dell'evento e che separa due rami rispettivamente crescente, prima del picco, e decrescente, dopo il picco, aventi andamento esponenziale; congruità tra le intensità medie dello ietogramma e quelle definite dalla curva di possibilità pluviometrica per qualsiasi durata parziale attorno al picco minore o uguale a quella dello ietogramma complessivo.

Lo ietogramma Chicago presenta molteplici vantaggi largamente messi in luce dagli studi

specializzati di settore.

Anzi tutto è da sottolineare come tale ietogramma conduca a riprodurre onde di piena poco sensibili rispetto alla durata totale dell'evento meteorico, poiché un aumento di essa ha effetto solo sul prolungamento delle code iniziale e finale dello ietogramma ove l'intensità è minore.

Inoltre uno stesso ietogramma Chicago, proprio perché è congruente con la curva di possibilità pluviometrica per ogni durata parziale attorno al picco, risulta contenere le piogge critiche di ogni sottobacino del bacino complessivo, purché la durata totale dello ietogramma sia maggiore del tempo di risposta del bacino complessivo. Esso quindi evita la ricerca dell'evento critico specifico di ogni sottobacino, ricerca che, anche se priva di difficoltà concettuali, diviene pesante quando un bacino sia suddiviso in molti sottobacini ed occorra ogni volta procedere a molteplici simulazioni riferite a differenti tempi di ritorno e a differenti scenari di intervento.

È poi da tenere presente che la presenza del picco dello ietogramma Chicago consente di evitare gli errori di sottostima delle portate al colmo conseguenti, soprattutto nei bacini di piccole e medie dimensioni, all'adozione dello ietogramma costante, assai diffuso nelle elaborazioni idrologiche anche perché particolarmente semplice e ben maneggiabile nei modelli matematici.

Si deve peraltro ricordare che lo ietogramma Chicago, poiché rispetta la curva di possibilità pluviometrica per ogni durata parziale, è caratterizzato da un tempo di ritorno maggiore di quello nominale, con conseguente sovrastima dell'onda di piena. È noto che tale aspetto può assumere rilevanza soprattutto quando si scelga una durata eccessivamente maggiore del tempo di risposta del bacino e quando sia di interesse la simulazione di fenomeni di vaso influenzati più dal volume che dal picco dell'idrogramma di piena. Peraltro l'eventuale sovrastima è da considerarsi positivamente nel campo della pianificazione in cui le valutazioni devono essere a carattere prudenziale, tenendo conto delle inevitabili approssimazioni di tutte le elaborazioni idrologiche.

Per il calcolo dello ietogramma Chicago si è utilizzato il software URBIS¹ che richiede come dati in ingresso: i parametri a e n della prescelta curva di possibilità pluviometrica; la durata della pioggia; il parametro r che definisce la posizione del picco all'interno della durata complessiva.

La durata dello ietogramma è stata assunta pari a 24 ore e il parametro r è stato assunto pari a 0,3.

¹ Mignosa P., Paoletti A.: URBIS: Un programma di idrologia urbana, Istituto di Idraulica, Poltecnico di Milano, 1986

3.4 RAGGUAGLIO DELLE PRECIPITAZIONI ALL'AREA

Poiché il modello afflussi – deflussi vengono utilizzati per la simulazione distribuita di interi bacini di vasta estensione, è necessario individuare i coefficienti correttivi di ragguaglio delle precipitazioni all'area.

Precisamente ogni ietogramma Chicago, individuato come sopra detto per ogni sottobacino, deve essere moltiplicato per il coefficiente di ragguaglio riferito al bacino complessivo, allo scopo di tener conto sia pure in modo sintetico della disuniformità della distribuzione spaziale delle piogge legata al movimento delle celle temporalesche.

In proposito è opportuno sottolineare come tale disuniformità sia sempre molto pronunciata negli eventi reali, tanto che è usuale l'osservazione di parti di bacino fortemente investite da forti meteore mentre altre parti del bacino non lo sono, o lo sono state in precedenza.

La letteratura è ricca di studi in proposito, anche se in ogni caso i detti coefficienti correttivi mantengono inevitabilmente una notevole dose di empirismo e quindi di incertezza.

Giova ricordare che i coefficienti correttivi devono in linea logica essere due.

Il primo è il classico coefficiente di riduzione del volume di pioggia all'area; esso tiene conto che il volume complessivo di pioggia considerato nello ietogramma di progetto come sopra calcolato, da intendersi riferito al centro di scroscio, deve essere ridotto all'aumentare dell'area del bacino per tener conto del fatto che statisticamente altri punti del bacino sono investiti da piogge minori. Il detto coefficiente è quindi minore dell'unità. In proposito, tenuto conto dell'intento pianificatorio dello studio e della necessità di procedere con assunzioni di tipo cautelativo legate alla protezione idraulica del territorio per eventi a carattere straordinario, si è assunto un unico valore del coefficiente di ragguaglio, costante per tutti i sottobacini, pari a 0.9; tale valore è stato ottenuto, in media, applicando per i sottobacini in esame le formule di letteratura (Columbo, Procedura Wallingford, Moisello).

Il secondo è meno diffuso nella pratica idrologica, anche se è decisamente importante come dimostrano alcuni studi (ad esempio, Shilling; Niemczynowicz; Mignosa e Paoletti). Si tratta infatti di un coefficiente correttivo, questa volta maggiore dell'unità, che tiene conto del fatto che l'onda di piena che consegue ad un determinato ietogramma presenta volumi e portate al colmo maggiori qualora la precipitazione avvenga con distribuzione disuniforme nello spazio, rispetto al caso in cui uno ietogramma di pari forma e volume avvenga uniformemente nello spazio. In altri termini, se lo ietogramma che si immette nel modello è lo stesso per tutti i sottobacini, è da attendersi che l'idrogramma che ne consegue sia sottostimato rispetto a quello che si otterrebbe se lo stesso volume complessivo di precipitazione fosse immesso nel modello con distribuzione spaziale disuniforme. Tale comportamento dipende dal carattere non lineare delle perdite idrologiche, che sottraggono volumi di precipitazione non proporzionali agli afflussi lordi.

Pertanto si adotta per tutti i sottobacini uno ietogramma Chicago corretto con il medesimo coefficiente di riduzione all'area pari a 0,9, e dovendosi conseguentemente attendere che le onde di piena siano affette da sottostime dei volumi e delle portate, occorre correggere gli ietogrammi in input con un coefficiente maggiore di 1, allo scopo di compensare tali sottostime.

Anche se gli studi disponibili concordano su tale aspetto, tuttavia le proposte in merito sono ancora poco documentate.

Nel caso di interesse, tenuto conto dei ricordati caratteri dello studio, si è assunto per tale coefficiente il valore 1.1.

4. UTILIZZAZIONE DEL MODELLO

Occorre porsi il problema se è possibile e proficuo simulare con MIKE 11 in un unico modello l'intero sistema idraulico di cui trattasi (che per comodità qui definiamo con il termine "macromodello") o se la simulazione debba avvenire separatamente per ogni sottoinsieme di corsi d'acqua (che per comodità qui definiamo con il termine "submodello"), sia pure tenendo conto delle mutue interazioni attraverso le condizioni al contorno. Tale problema deriva dal fatto che i corsi d'acqua oggetto di modellazione si sviluppano su una lunghezza complessiva di 558 km e saranno rappresentati nel modello da circa 2700 sezioni trasversali dettagliatamente rilevate e da 858 ponti ed attraversamenti (tali dati sono variabili in funzione delle modifiche che verranno apportate al programma delle indagini).

I nodi principali di interconnessione e scambio idrico sono, sempre escludendo le reti fognarie, in numero di circa 25-30 . Le condizioni idrauliche sono sovente di tipo lento, date le ridotte pendenze in gioco, con conseguenti interazioni da valle verso monte.

Con tali caratteristiche la simulazione separata in submodelli consente certamente il livello di dettaglio richiesto mantenendo ampi margini di operatività e agilità numerica. Peraltro essa corre il rischio di perdere di vista l'effetto complessivo del sistema. Per contro la simulazione complessiva con un unico macromodello utilizzando tutte le informazioni di dettaglio, che sarebbe in grado di tener conto degli effetti di tutte le interconnessioni, non appare possibile dato il gigantismo e la ridottissima operatività numerica che la contraddistinguerebbe.

In tale contesto si procederà in tre successive fasi di analisi.

- Fase 1.* Nella prima fase sarà condotta un'analisi attenta degli aspetti idraulici delle numerose singolarità presenti lungo i corsi d'acqua in modo da evidenziare le sezioni di potenziale controllo e disconnessione degli effetti idraulici di valle. Tale analisi condurrà quindi, salvo gli approfondimenti delle fasi successive, a definire i sub-sistemi in cui è possibile suddividere il sistema complessivo in funzione di condizioni al contorno che in prima analisi escludono il rigurgito da valle.
- Fase 2.* Per ciascuno dei sub-sistemi risultanti dalla Fase 1 verrà approntato in questa fase il modello MIKE 11 dettagliato. In proposito, oltre all'accurato inserimento di tutti i dati geometrici e topografici disponibili a seguito della raccolta delle informazioni e dell'attività di campagna, sarà determinante:
- la scelta dei parametri rappresentativi degli aspetti idrologici ed idraulici dei sottobacini urbani e extraurbani che compongono il sub-sistema e che verranno rispettivamente rappresentati con i moduli NAM-URBANO e NAM. La taratura di tali parametri sarà condotta simulando eventi noti in ogni sottobacino (per i bacini urbani è disponibile una estesa raccolta di recenti sperimentazioni e calibrazioni dei parametri; molte di tali sperimentazioni inoltre riguardano settori urbani proprio dell'area oggetto di studio), in modo da raggiungere un buon grado di affidabilità di tali fondamentali componenti del modello;
 - la scelta dei parametri rappresentativi delle resistenze al moto ripartite e concentrate che caratterizzano i corsi d'acqua e le corrispondenti singolarità, nonché i parametri idraulici atti a rappresentare i fenomeni di esondazione e invaso nelle aree limitrofe.

Inizialmente le condizioni al contorno di valle di ogni sub-sistema saranno ancora quelle definite nella prima fase, e cioè quelle derivanti dall'ipotesi di disconnessione dai sub-sistemi di monte e di valle. Ma la stessa simulazione idraulica dettagliata consentirà sia di definire le onde di piena che, in tali ipotesi, raggiungono la sezione di valle di ogni sub-sistema, sia di verificare le condizioni idrauliche che si realizzano durante il transitorio nelle stesse condizioni al contorno di monte e di valle, al fine di apportare le eventuali correzioni a tali condizioni. In sintesi in questa fase la taratura di ogni sub-sistema avrà luogo attraverso un processo iterativo di successive verifiche e correzioni. Al termine tutti i sub-sistemi saranno tarati e mutuamente coerenti. Sarà comunque inevitabile che il complesso dei sub-sistemi dovrà essere gestito manualmente (e cioè con modifiche manuali delle condizioni al contorno) ogni qualvolta si simuleranno variazioni infrastrutturali (ad esempio quelle corrispondenti alle ipotesi progettuali) comportanti modifiche delle onde di piena entranti ed uscenti dalle sezioni al contorno del singolo sub-sistema. Tale carattere manuale del modello complessivo può considerarsi positivo per il fatto che imporrà di mantenere sempre presente una valutazione critica dei risultati; tuttavia la contropartita negativa è insita nel fatto che il

notevole numero dei sub-sistemi potrà richiedere un pesante intervento manuale, non privo di rischio di errori, in ogni occasione modificativa.

Fase 3. In questa fase si studierà la possibilità di approntare un macromodello automatico MIKE 11 complessivo per l'intero sistema idraulico in esame. Si ritiene infatti possibile costruire un modello che utilizzi artifici idraulici idonei a rappresentare ogni sub-sistema con algoritmi semplificati calibrati sulla base delle simulazioni di dettaglio della fase 2, ma con attenta simulazione delle rispettive condizioni al contorno. Con tale macromodello sarà quindi oltremodo più agile simulare le diverse configurazioni progettuali, salvo verificare con i sub-modelli dettagliati della fase 2 l'effettiva funzionalità e rispondenza del macromodello, riscontrandone quindi la necessità di messe a punto e correttivi, e controllando anche eventuali errori legati agli aspetti manuali della fase 2.