

#### 4.7 洪水予警報システムの設計

漢江中下流区間における洪水予警報システム計画の基本的理念は次の通りである。

- (1) 丹江口ダムから長江合流点までの漢江中下流区間の高水管理を統一した水系一貫管理の手法によりコントロールする。
- (2) 漢江中下流区間の高水管理に対して、水理・水文の見地より情報を収集し洪水予測処理を行う機関は長江水利委員会であり、またその情報を基本として河川管理を行う機関は湖北省であり、両者の関係は高水管理に対しては一体をなしている。
- (3) 漢江中下流区間の治水計画あるいは高水管理に対して丹江口ダム、杜家台分洪区および中下流区間遊水地は、最も重要な治水施設である。従って、これらの施設の操作運用に対する情報伝達については、迅速および高品質なシステムとする。
- (4) 水理・水文情報を確実にかつ速やかに収集するものとし、また収集された情報から高水管理上必要となる水位・流量を迅速に計算処理し、確実に伝達できるシステムとする。

洪水予警報システムは、情報を収集するシステム、情報を処理するシステムおよび情報を伝達するシステムにより成り立っており、システム設計を行うに当たっては、これらのシステムを有機的に結合する必要がある。システム設計の基本方針は次の通りである。

##### (1) 情報収集システム

水文および雨量ステーションからの水理・水文的情報を確実にかつ速やかに情報処理の基準地点である長江水利委員会に収集するシステムとする。なお、洪水時においては、通信回線等の異常が発生する事も考えられる事から、これらの問題が発生しても機能的には対応可能な水文・雨量ステーションの配置を考えるものとする。

(2) 情報処理システム

収集された情報をオンライン処理により自動的に電子計算機の中に入力し収集データの加工処理、データ蓄積処理、および洪水予測計算処理を自動的に行うシステムとする。また、停電等の異常に対しても対応可能なバック・アップ機能を持たせるものとする。

(3) 情報伝達システム

予測された情報を必要とする機関に迅速に伝達するシステムであるが、情報内容に応じて伝達ルートおよび伝達先も異なる事から、中国の実情に応じたシステムを構築するものとする。

丹江口ダム下流域洪水到達時間(実績洪水)

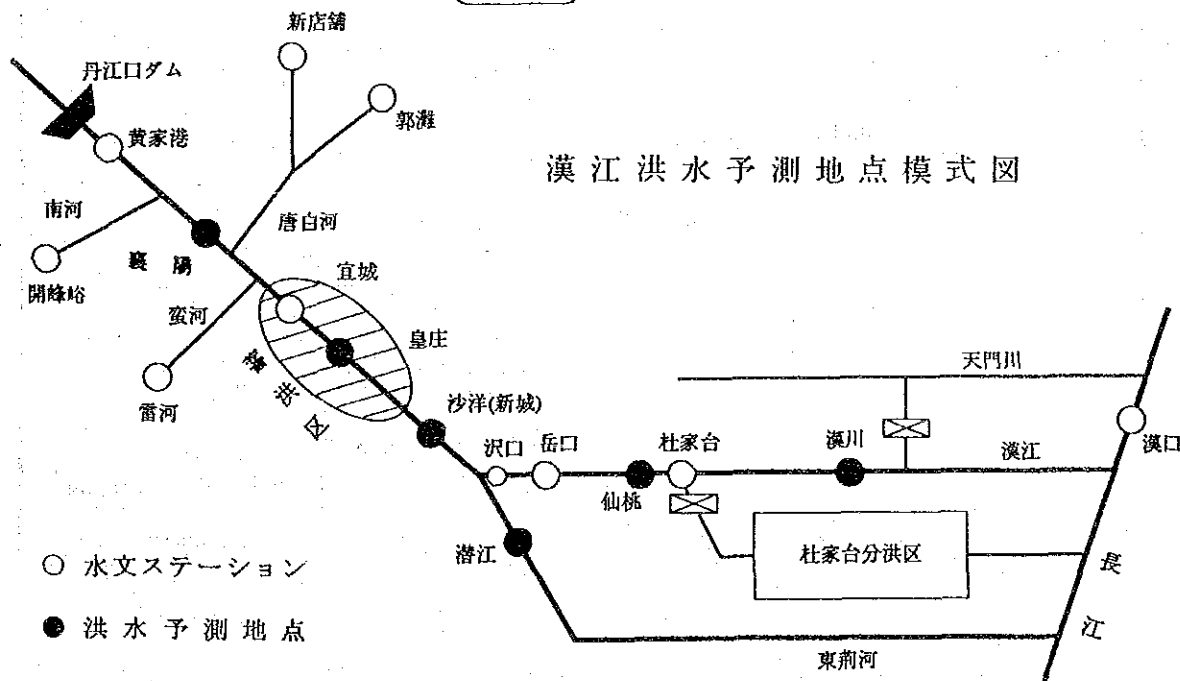
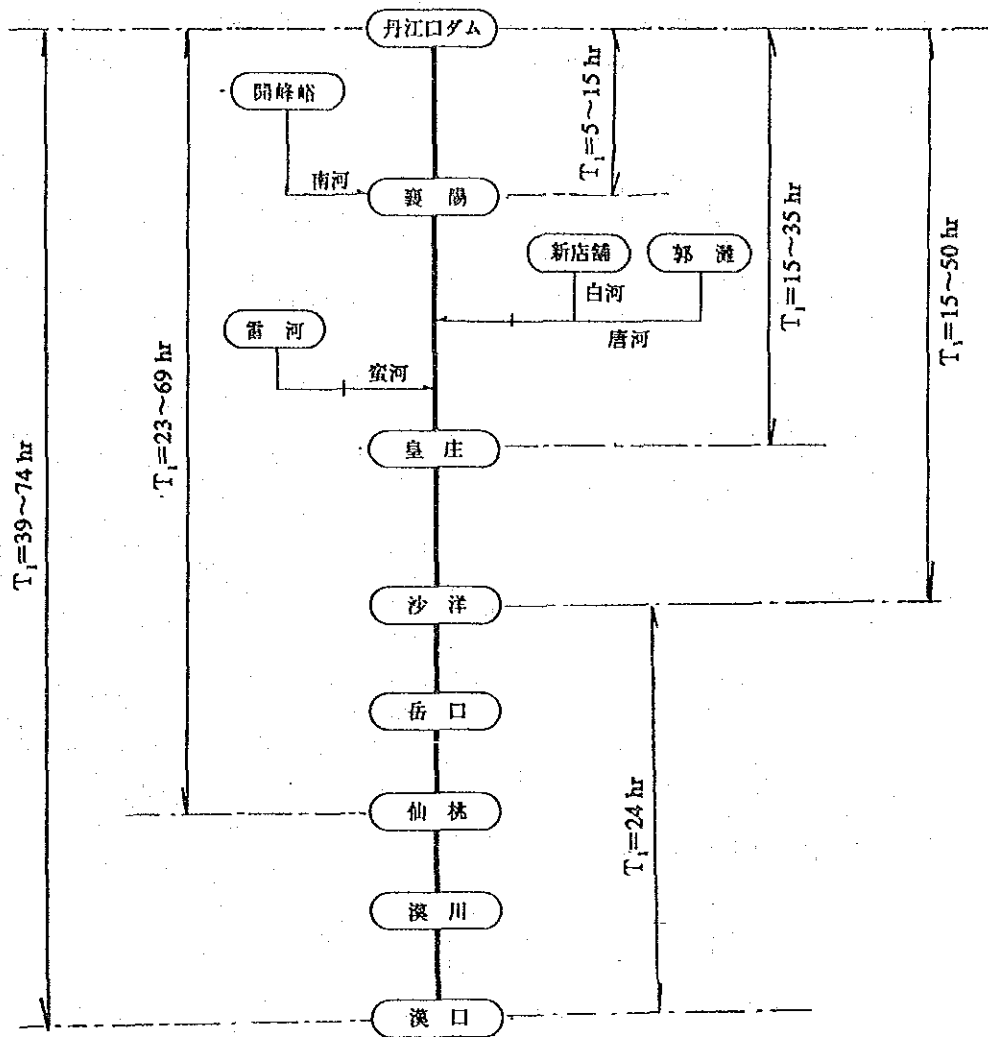


図 4.1 漢江洪水予想地点と洪水到達時間

漢江中下流区間洪水予警報

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

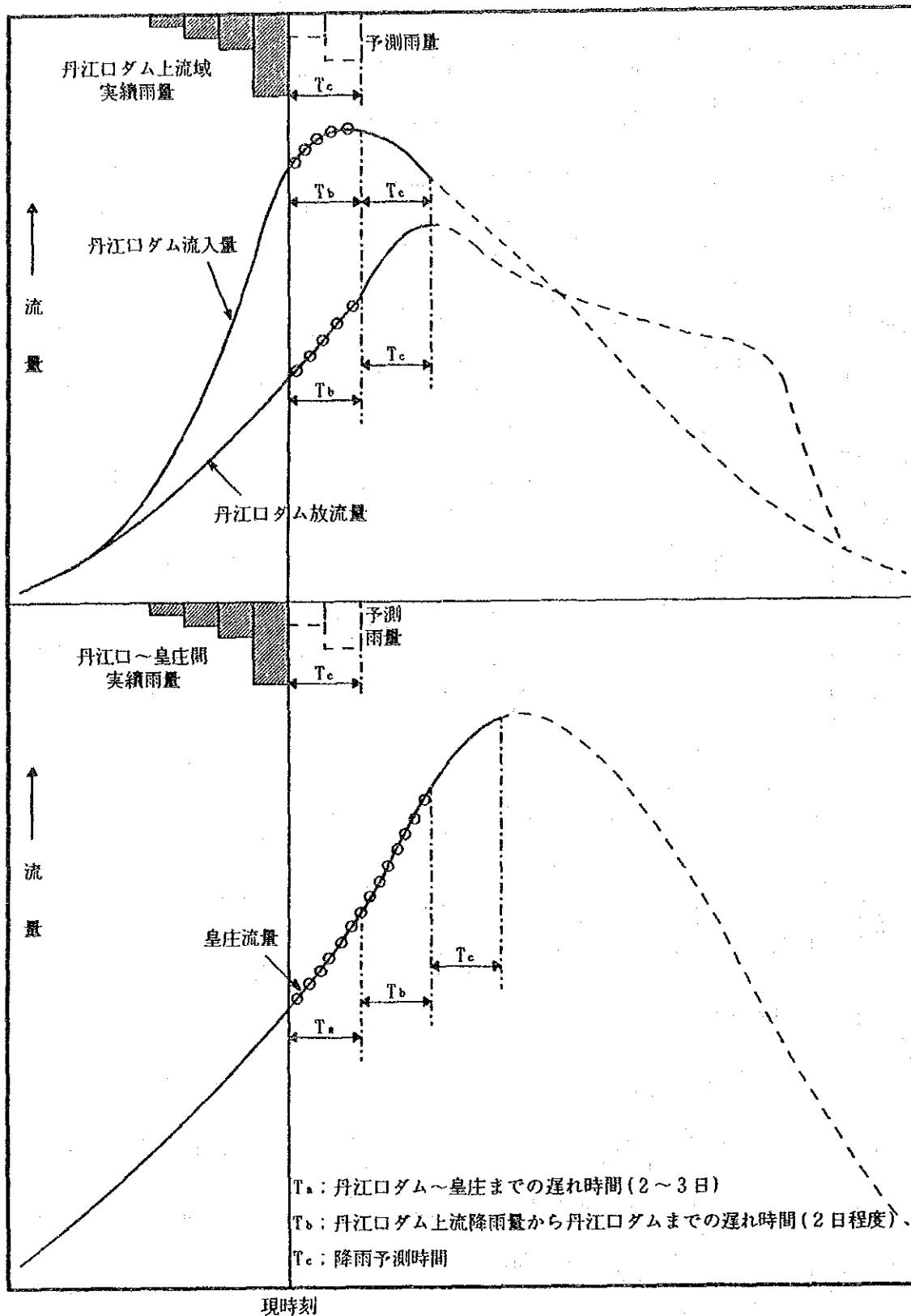


図 4.2 漢江洪水予測概念図

漢江中下流区間洪水予警報

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

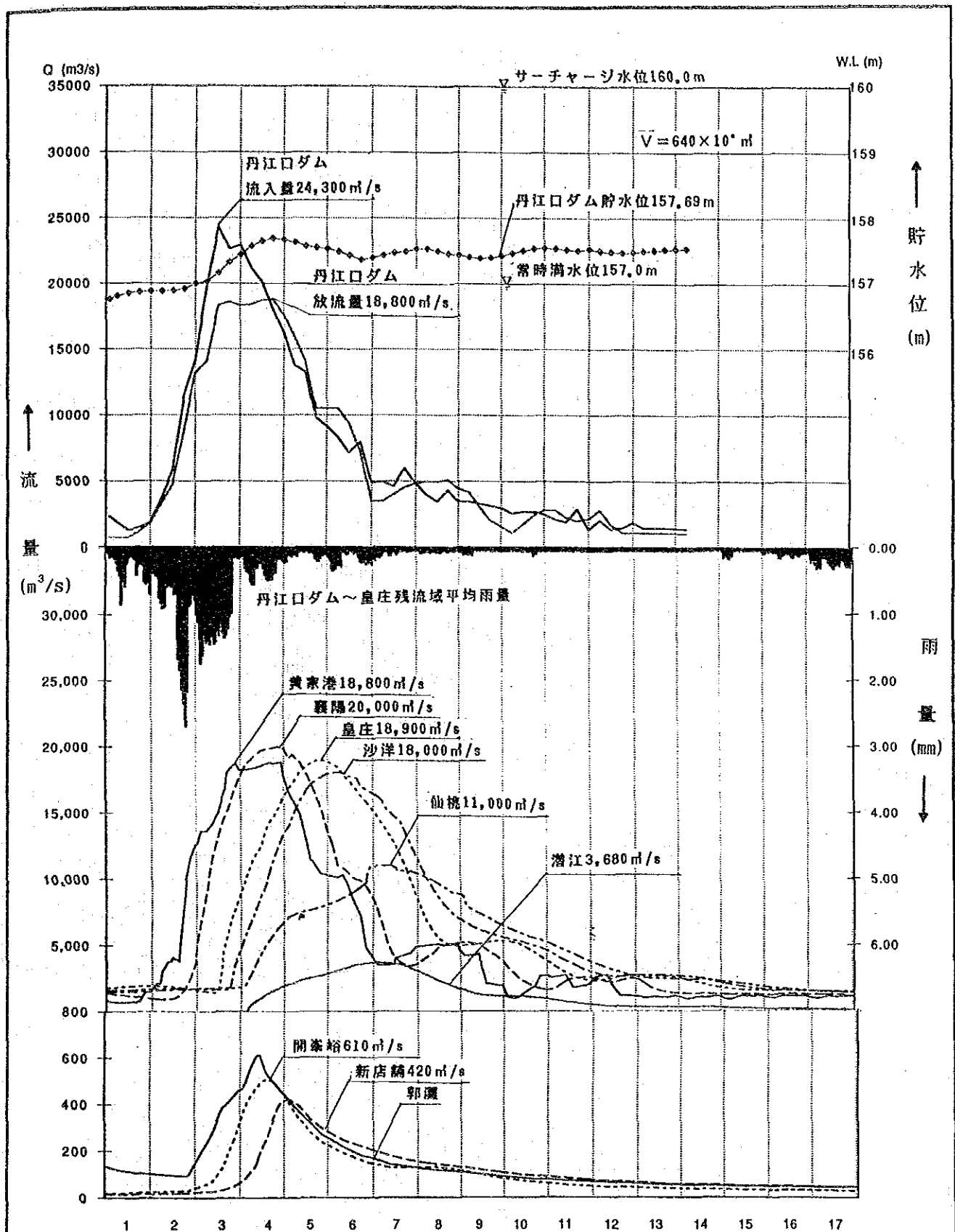


図 4.3 漢江流域洪水波形図  
(1974年10月洪水)

漢江中下流区間洪水予警報

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

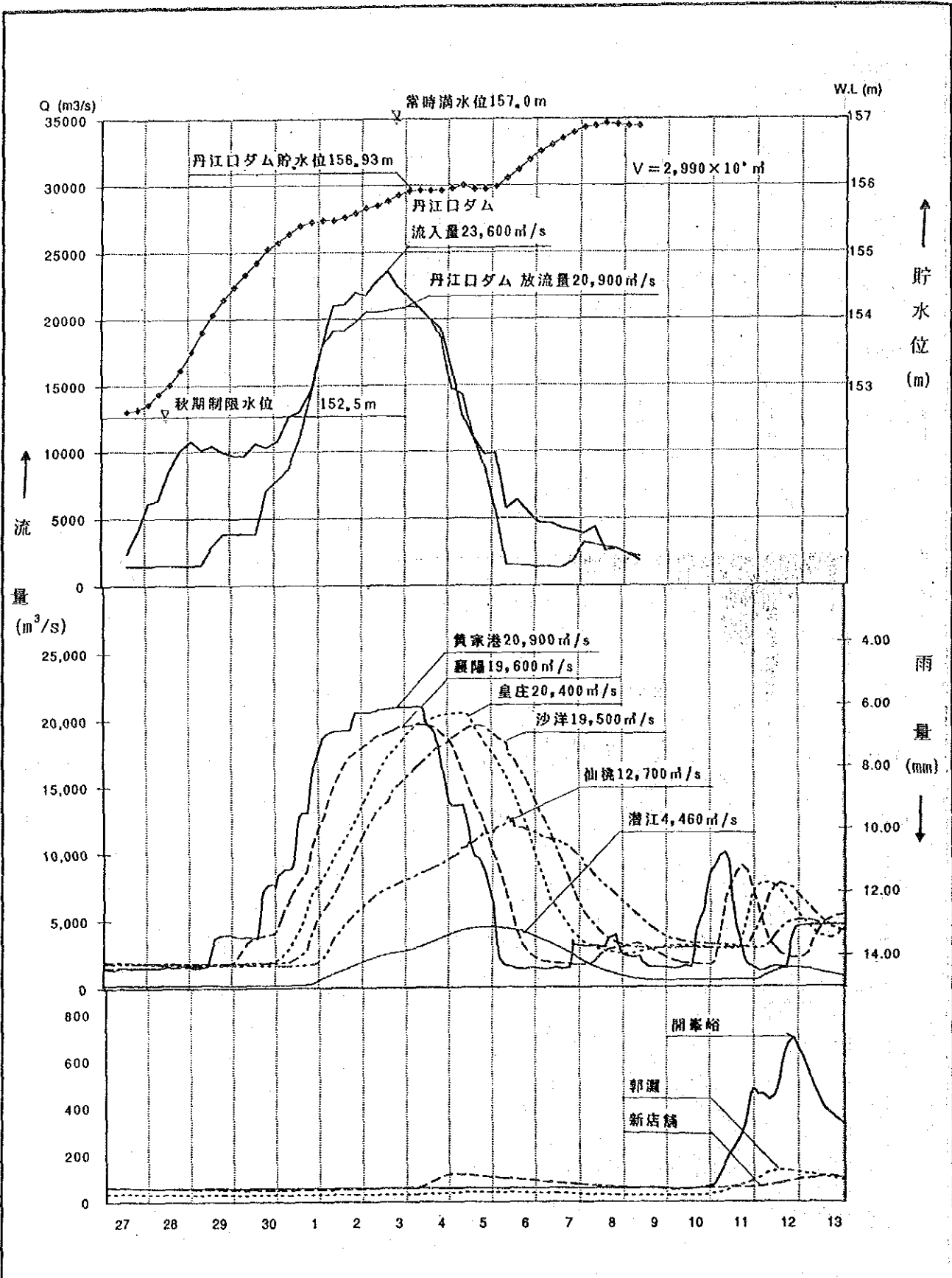


图 4.4 汉江流域洪水波形图  
(1975年10月洪水)

漢江中下流区間洪水予警報

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

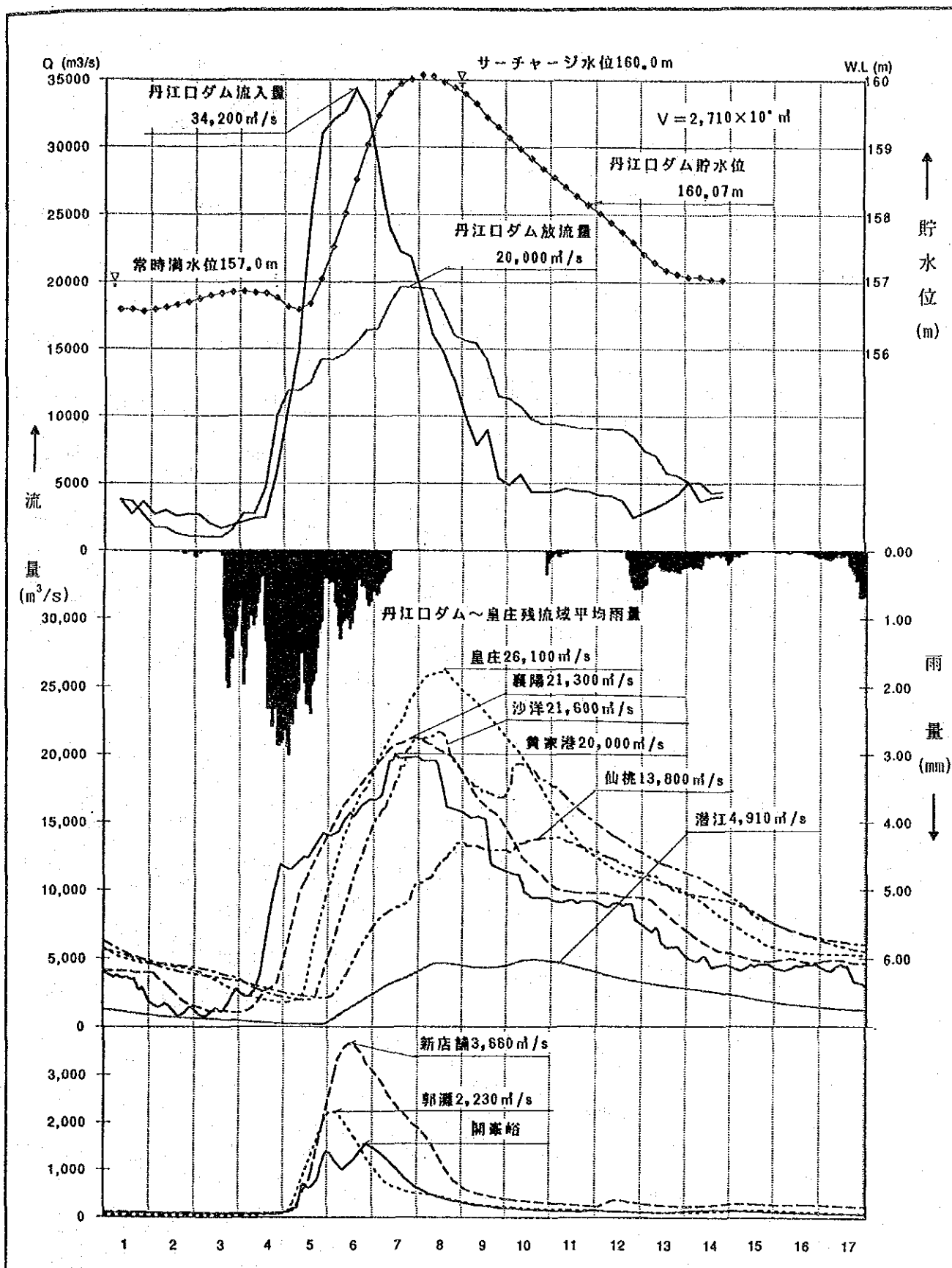


図 4.5 漢江流域洪水波形図  
(1983年10月洪水)

漢江中下流区間洪水予警報

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY





## 第5章 解析および計画検討



## 第5章 解析および計画検討

### 5.1 気象・水文観測計画

#### 5.1.1 水文・水位テレメータの配置計画

##### (1) 基本的考え方

水文・水位テレメータの適正配置計画は、洪水予測の目的および洪水予測手法と深い関係があることから次の考えにより観測所の抽出を行うものである。なお、現況における水位・流量観測所位置図を図5.1に示す。

- a) 漢江中下流洪水予警報システムの目的は、(i)漢江の堤防安全確保、(ii)丹江口ダムの洪水調節、(iii)杜家台分洪区のゲート操作、(iv)漢江中流地区蓄洪区の運用、および(v)河川附帯施設の操作等であり、これらの管理運用を行うに当たって必要となる観測所を抽出する。
- b) 洪水予測システムを設計するに当たっては、流域流出量モデル、河道流下量モデルおよび遊水地モデル等を組み合わせて設計する必要がある、これらのモデル作成上必要な観測所を抽出する。
- c) 洪水予測精度は、洪水予測手法との関係もあるが、時々刻々とリアルタイムに入手される情報量あるいは情報内容によって異なる。従って、洪水予測精度を総合的に高めるために必要となる観測所が必要となる。

##### (2) 水文・水位観測所の評価

水文および水位テレメータの配置計画は、前述したように(a)システムの目的に対する抽出(b)システム設計に対する抽出および(c)予測精度上必要となる地点等、を基に抽出されるべきである。従って、対象流域内の水文および水位観測所に対して個々に評価を行うと表5.1に示す通りとなる。なお流量データは、水位・流量関係が一定の一価関数で

表現する事が可能であるならば水位データのみを伝達すれば良いが、漢江本川の場合は、河床変動および水面勾配変化等により水位・流量関係が非定常的なループを呈していることから時間的遅れが若干考えられるが流量データも水位データと同様に伝達するものである。評価の考え方は次の通りである。

- a) 漢江本川および東荆河の水文観測所は洪水予測に対して特に重要な観測所としてAランクに評価した。
- b) 漢江本川の水位観測所は、水防活動のための洪水伝播を知る上で重要であるが、洪水予測システムの設計に対しては必要性が小さいのでCランクとした。ただし、ダム水位観測所である龍王廟、杜家台ゲート操作に必要である杜家台、武漢市の堤防管理に必要である漢川等はAランクとした。
- c) 漢江の支川である南河、唐白河、蛮河等の水文・水位観測所は残流域からの流出量を把握する上では重要であるが、あくまでも支川の水防活動にとって重要であり漢江本川の水防活動に対して評価すればCランクとなる。なお、支川観測所の必要箇所は、各支川流域の流出を把握する上で重要となる代表観測所とした。

### (3) 配置計画

水文・水位観測所を評価し、洪水予警報のために必要となるテレメータ設置観測所を抽出すると表5.2に示す通りとなる。また、テレメータにより伝送する情報および伝送サイクルは次の通りとする。

#### a) 水位テレメータ

河川水位およびダム水位の1時間単位の情報とする。ただし、杜家台観測所は、杜家台ゲート上流側水位、下流側水位（いずれも左右岸平均値）および杜家台地点漢江水位の3ヶ所とする。

#### b) 水文テレメータ

水位情報は水位テレメータと同様に1時間単位とするが、流量情報は流量観測を行った任意の時間間隔とする。なお、丹江口ダム放流量は黄家港実測流量とするが、丹江口ダム流入量は放流量とダム貯水位により計算によって求めるものとする。

#### c) 丹江口ダム

丹江口ダムからの情報としては、貯水位（龍王廟の水位）、流入量（貯水位変動による計算値）、放流量（黄家港の実測流量）およびゲート状態（全開、全閉）とする。各情報とも1時間間隔とするが、ゲート状態は6時間間隔とする。

#### d) 鴨河口ダム

鴨河口ダムからの情報も、丹江口ダムと同様とし、貯水位、流入量、放流量およびゲート状態とする。各情報の伝達サイクルも丹江口ダムと同様とする。

### 5.1.2 雨量テレメータの配置計画

#### (1) 概要

漢江の中流区間である丹江口ダム～皇庄間の残流域（46,839km<sup>2</sup>）では洪水流出量を予測するために流域平均雨量（以後“流域雨量”と称す。）を把握する必要がある。雨量テレメータ観測所とは、この流域雨量を許容観測誤差の範囲内で推定するために必要となる流域の雨量を代表し得る最小地点の雨量観測所群（以後“代表雨量観測所”と称す。）である。流域雨量の推定では代表雨量観測所地点の雨量を用いた「代表係数法」を適用するものとし、この代表雨量観測所を残流域内の既設145雨量観測所の中から実測雨量資料の統計学的解析手法（重回帰分析法）により選出した。

流出解析で対象流域を複数の小流域の集合とする場合は、代表雨量観測所は小流域毎に選出され、配置計画は小流域の分割の仕方に依りて異なる。したがって、当該残流域において(i)残流域を複数の小流域の集合として取り扱う場合、さらに代替案として(ii)残流域を分割しない単一流域として取り扱う場合について配置計画を検討した。

## (2) 配置計画

配置計画の策定では豪雨実績資料（日および時間）の中から、降雨の原因・規模・記録の欠測状況などを勘案の上、検討対象豪雨として(i)1975年8月（熱帯性低気圧）(ii)1983年9月（秋雨前線）、(iii)1983年10月（秋雨前線）、(iv)1984年9月（秋雨前線）の4豪雨を抽出した。

### a) 残流域を複数の小流域の集合として取り扱う場合

丹江口ダム～皇庄間の残流域を地形条件・降雨流出形態および既存水文観測所の位置等を勘案の上、当該残流域において現在使用されている洪水予測モデルの流域分割と同じ9小流域に分割した。

代表雨量観測所は2段階の検討を通して、許容観測誤差 $\leq 10\%$ の範囲で分割流域内の流域雨量を推定できる最小地点の観測所群、すなわち表5.3、図5.2に示す合計47ヶ所の既存観測所を抽出した。観測誤差は雨量の時間的分布および総雨量の両面から評価すべく1連続降雨毎に次の指標を採用した。

$$\text{- 標準誤差} : E_1 = \sqrt{(\sum ((R_o - R_s) / \max R_o)^2 / N)}$$

$$\text{- 総雨量誤差} : E_2 = (\sum R_o - \sum R_s) / \sum R_o$$

ここに、 $R_o$  : 真の流域雨量 (mm/日, またはmm/時)

$\max R_o$  : 真の流域雨量の最大値 (mm/日, またはmm/時)

$R_s$  : 推定流域雨量 (mm/日, またはmm/時)

$N$  : 降雨の標本数

$\sum R_o$  : 1連続降雨の真の総雨量 (mm)

$\sum R_s$  : 1連続降雨の推定総雨量 (mm)

### (i) 第1ステップ

図5.3に示す様に雨量観測所の増加にもかかわらず流域雨量の推定精度（真の流域雨量と推定流域雨量の相関係数： $r$ ）の向上が著しく減少し始める点（偏曲点）

がある。これは、この偏曲点の観測所の組み合わせにさらに別の観測所を追加しても推定精度の向上には効果が小さいことを意味している。したがって、偏曲点での相関係数が  $r \geq 0.9$  の条件の基でこの偏曲点を与える観測所の組み合わせを代表雨量観測所の候補地点とした。なお、相関係数の計算は日雨量を使用した。

#### (ii) 第2ステップ

第1ステップで選ばれた候補地点に対して、(ア)将来豪雨の予知しえない不確定要素を考慮した流域内一様分布、(イ)容易かつ確実な維持・管理、(ウ)既設テレメータの利用（分割流域3のみ）等を勘案の上、表5.3に示す通り追加／修正を施した。

ステップ(i),(ii)の検討から選定された観測所群による推定流域雨量が許容誤差 $\leq 10\%$ 以内になることを、1975年8月（熱帯性低気圧）、1983年10月（秋雨前線）豪雨の時間雨量資料により表5.4の通り確認し、選定観測所が雨量テレメータを設置する代表雨量観測所として妥当であることを検証した。

#### b) 残流域を単一流域として取り扱う場合

残流域全体(46,839km<sup>2</sup>)を単一流域として、代表雨量観測所をa)で選定した47観測所の内から同手法により検討を行い、表5.3・図5.2に示す17観測所を選定した。本検討では重回帰分析に必要な日雨量資料が十分でないため時間雨量資料を用いた。

選定された17観測所による残流域全体の推定雨量が許容誤差 $\leq 10\%$ 以内になることを1975年8月、1983年10月豪雨の時間雨量資料により表5.4に示す通り確認し、代表観測所としての妥当性を検証した。

### 5.1.3 レーダ雨量計の配置計画

#### (1) レーダ雨量計の役割

レーダ雨量計は、レーダ装置より発射したマイクロ波が雨滴により反射された電波を

受信し、その受信電力より間接的に雨量を測定するものであり、洪水予警報計画においては次のような役割が考えられる。

a) 面積雨量の把握

地上雨量計による雨量観測は点観測であり、面積雨量を把握するためには面的な雨量を計測することが必要である。レーダ雨量計は、このために開発された施設であり、地上雨量計と有機的に結合する事により、より適正な面的雨量を把握する事が可能である。

b) リアルタイムによる降雨監視

雨量レーダの大きな特長の一つとして、カラーディスプレイにより時時刻刻の雨域の移動をリアルタイムにより消長を目視で把握できる。従って、人間の極めて優れたパターン認識能力によって雨域の位置、移動方向、スピードを定性的に把握する事ができる。

c) 降雨予測の可能性

地上雨量計の点観測ではその時刻での降雨量は分かるが、その後の将来において更にはどの程度の降雨量があるか極めて把握し難い。これに対して、レーダ雨量計は時時刻刻観測範囲全域の面積雨量を求める事により、雨域分布の時間的観測から雨域の移動方向、スピードを定量的に求め、将来の雨域の位置、強度を予測する事ができる。

(2) レーダ雨量計の機能

レーダ雨量計システムは地上雨量計による雨量観測の限界を補うために開発されたものであり、見通しの良い山頂等に設置した気象レーダとその出力を処理するためにオンライン化したコンピュータシステムで構成され、降雨の地域的面的状況および時間的状況を観測するものである。レーダ雨量計システムを機能面にて整理すると次のようになる。



a) 観測範囲

- ・半径120km内の定量観測
- ・半径200km内の定性観測

b) 処理

約3kmメッシュの5分間の雨量強度、5段階の定性表示データ及び10段階区分の定量表示データを算出。

c) 表示

- ・実測雨量, 実測雨量再生, 予測雨量について下記の4パターンの表示を行う。
- ・河川定性図 ----- 半径200km内の3kmメッシュ5段階定性表示。
- ・河川定量図 ----- 半径120km内の3kmメッシュ10段階定量表示。
- ・流域定量図 ----- 各流域ごとの定量表示
- ・流域区分雨量図 ---- 各流域の分割流域雨量表示

d) 伝送

複数の遠隔地へ同時に伝送サービス。

(3) レーダ雨量計の計画

レーダ雨量計配置計画に対する考えは次の通りである。

a) 漢江中下流区間で降雨量を把握するに当たってもっとも重要な範囲は、右支川の南河と左支川の唐白河である。また、降雨分布は下流部より出来るだけ上流部の流域をカバーする必要がある。

b) 丹江口ダムは、漢江の防洪体制上非常に重要な施設であり、ダムから上流域の降雨分布を把握することは、中下流域の降雨分布を把握する上に重要である。

- c) 漢江の地形形状から考えて、効率よく有効にレーダ雨量計を配置し、さらに遠い将来の長江全流域のレーダ雨量計配置計画を念頭におく必要がある。

#### (4) 配置候補地点の検討

レーダ雨量計を本システムで導入する場合の配置候補地点について検討する。配置候補地点の検討にあたっては、今回の検討対象流域ができるだけ測定精度の高い区域に入っていることと、管理運用のための組織および施設があることが必要である。この面から漢江中下流流域の地形的状況等から判断すると襄樊（暹山）および揚山（丹江口）が有力な候補地点としてあげられる。近傍の監視コントロールセンターとしてはそれぞれ襄陽水文ステーションおよび丹江口水文総ステーションがあげられる。この二地点を比較検討すると表5.5の通りであり、各候補地点にレーダサイトを設置した場合の測定範囲状況を図5.4に示す。また、レーダ雨量計システム構成図を図5.5に示す。

## 5.2 流出解析および洪水予測モデル

### 5.2.1 流出解析

#### (1) 概要

流出解析は、洪水予測モデルの構築に不可欠な基礎的検討事項であり、予測モデルへの導入の容易性も勘案して以下の基本方針により実施した。

- a) 漢江中下流区間の洪水流出は、丹江口ダムからの放流量が本川を流下し、また主要な支川である右支川南河・蛮河、左支川唐白河等が皇庄地点より上流で本川に合流するという地形条件から、皇庄地点には本川・支川およびその他の小流域からの流量のほぼすべてが集まる。さらに、この皇庄地点の上下流地域には蓄洪区（遊水地）が分布しており、この蓄洪区の洪水低減効果を流出モデルに組み込む必要がある。したがって、丹江口ダム～沙洋区間は本川の河道流下モデル、流域からの洪水流出モデルおよび蓄洪区の遊水地モデルを組み合わせた水文学的手法を適用する。

- b) 沙洋地点から長江合流点区間は大きな支川が無く堤内地盤高が低いため洪水期に左右岸流域からの合流は無いことから、本川の洪水低減効果のみを考慮すれば良い。しかし、右派川東荆河への分流，杜家台地点での分洪があり、また長江の水位により下流端境界条件の変動からこの区間は水理的な不定流計算の取扱いが必要である。
- c) 漢江の流出特性は季節的な変化が大きく、基底流出・中間流出成分にその影響が見られ有効雨量の推定が非常に複雑であるから、丹江口ダム～沙洋区間の流域流出モデルは降雨の初期損失および有効雨量の概念を自動的に取り込んで処理できる“タンクモデル法”とする。一方、丹江口ダム～沙洋区間の本川流下モデルは河道の洪水低減効果を表現する必要があり、解析資料・計算精度・解析の容易性などを考慮して“貯留関数法”を採用した。河道区間に応じた計算手法は以下のように整理される。

河道区間	計算手法
丹江口ダム	水文学的計算手法
↓↓	(タンクモデル法, 貯留関数法など)
沙 洋	-----
↓↓	水理学的手法
長江合流点	(不定流計算法)

## (2) 丹江口ダム～沙洋区間の洪水流出モデル

丹江口ダム～沙洋間流域の洪水流出解析は水文学的な手法を用いることから、地形条件・河川系統および降雨流出形態・既設の流量観測所の位置等を勘案して、図5.6に示すように当該流域において現在使用されている洪水予測モデルの流域分割と同じ9小流域に分割することとした。この流域分割に基づく洪水流出モデルの系統図は図5.7の通りであり、流出モデルは次のように“タンクモデル法”，“華水法”，“貯留関数法”を用いた16の流出解析要素の組み合わせとした。

- 支川流域：タンクモデル法・・・分割流域 1～9
- 支川河道：華水法（中国独自の解析手法）・・・分割河道 A, C, D, E
- 本川河道：貯留関数法・・・分割河道 B, F, G

洪水流出モデルの検討は過去の主要洪水から、流出特性、規模等を勘案して表5.6に整理する6洪水を抽出して実施した。なお、雨量・流量資料は時間単位の資料が入手され、計算時間間隔は1時間とした。

#### 支川流域モデル（タンクモデル法）

タンクモデルは図5.8に示すように、分割流域の出口で実測流量資料が得られる、(i)分割流域1：開峰峪地点（1975年8月洪水）、(ii)分割流域4：新店舗地点（1983年10月洪水）、および(iii)分割流域6：郭灘地点（1975年8月洪水）でそれぞれ同定した。

しかし、分割流域の出口で実測流量資料が得られない流域は、洪水流出への影響要因のうち主として流域内の地形特性を勘案のうえ上記のいずれかのモデルを準用するものとした。すなわち、分割流域2および9は分割流域4のタンクモデルを、また分割流域5、7および8は分割流域6のタンクモデルを準用した。

#### 支川河道モデル（華水法）

支川の河道モデルにおいても洪水波形の河道低減を表現する必要があり、中国で開発され水文予測に定着し広く用いられている“華水法”を使用した。華水法は支川の分割河道A, C, D, Eに適用し、モデル定数は現在各分割河道に採用されている値を使用している。

#### 本川河道モデル（貯留関数法）

丹江口ダム～沙洋区間の河道流下モデルは、洪水予測地点である既設の水位・流量観測地点：襄陽，皇庄，沙洋水文観測所で3分割して分割河道区間毎にモデルの同定を行った。以下にK, PおよびT<sub>1</sub>を示す。

河道区間	区間距離 (km)	河床勾配	貯留関数			
			流量範囲 (m <sup>3</sup> /s)	K	P	T <sub>1</sub> (hrs)
丹江口ダム～襄陽	103	1/3,600	Q < 11,000	1,497,000	0.593	4
			Q ≥ 11,000	179,000	0.818	
襄陽～皇庄	103	1/6,500	Q < 9,000	609,000	0.739	7
			Q ≥ 9,000	19,000	1.121	
皇庄～沙洋	88	1/12,600	Q < 8,500	289,000	0.805	0
			Q ≥ 8,500	107,000	0.919	

注：  $S = KQ^P$  において  $S(m^3)$ ,  $Q(m^3/s)$  とする。

同定された各モデル要素を図5.7の流出系統に従って組み合わせて行った、表5.6に示すモデルの検証洪水（No. 2, 4, 5および6の4洪水）の再現計算は図5.9および次表に示す通りである。計算結果および実測値の両ハイドログラフは良く一致しており今回作成した洪水流出モデルの丹江口ダム～沙洋区間への適用性が検証された。

単位：%

洪水	ピーク流量誤差			標準誤差		
	襄陽	皇庄	沙洋	襄陽	皇庄	沙洋
1975年8月	1.1	7.8	0.1	6.8	3.4	3.8
1983年9月	1.3	4.1	2.1	5.5	6.2	5.5
1983年10月	3.8	8.7	7.8	3.3	6.3	8.0
1984年9月	3.2	4.6	4.6	3.0	4.0	3.7
平均	2.4	6.3	3.7	4.7	5.0	5.3

注：標準誤差 =  $\sqrt{\sum ((\text{実測値} - \text{計算値}) / \text{最大実測値})^2 / \text{データ数}}$

### (3) 沙洋～長江合流点区間の洪水流出モデル

沙洋～長江合流点区間において洪水予測上最も重要な事は杜家台分洪区を的確に操作して武漢市の堤防を守ることであり、このために沙洋地点の流量から杜家台操作の基準地点である仙桃の流量を予測し、仙桃の流量が下流部の流下能力以下であるか否かを判

断して杜家台分洪区のゲート開度を十分時間的余裕を持って適切に調整する事が要求される。しかし、下流部の流下能力は長江水位に追随して変動する事から一義的には決定しがたい。さらに、漢江下流部は河床勾配1/18,000程度と非常に緩やかであるため流下能力は洪水波形の非定常性の影響を非常に受け易い。このように複雑な水理現象の下にある当該区間の洪水予測システムを考える手法として、不定流計算手法を適用した。不定流計算の基礎方程式は以下のように示される。

連続の式

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial (A + A_0)}{\partial t} = q$$

運動の式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Q^2/A)}{\partial x} + gA \left\{ \frac{\partial h}{\partial x} + S_t \right\} - qV_x = 0$$

ここに、	$Q$ : 流量(m <sup>3</sup> /s)	$A$ : 流水面積(m <sup>2</sup> )
	$A_0$ : 死水域の断面積(m <sup>2</sup> )	$x$ : 距離(m)
	$h$ : 水位(m)	$t$ : 時間(s)
	$q$ : 横流出入量(m <sup>3</sup> /s)	$g$ : 重力加速度(m/s <sup>2</sup> )
	$V_x$ : $q$ の $x$ 方向流速(m/s)	$R$ : 径深(m)
	$S_t$ : 摩擦勾配 = $\frac{n^2  Q  Q}{A^2 R^{4/3}}$	$n$ : Manningの粗度係数

解析手法としては、4点陰形式差分法を採用し差分化した上記の基礎方程式を、時刻( $t$ )における既知の水理量と時刻( $t + \Delta t$ )の未知の水理量により連立し、Newton-Rapson法の適用により連立方程式の近似解を求めるものとした。

図5.10に示す不定流計算モデルの構築に際しては、計算条件を次のように設定した。

a) 上流端境界条件は沙洋地点で実績流量を、下流端境界条件は長江合流点とし漢口水文

観測所の実績水位を与える。

- b) 東荆河への分流量は潜江地点の実績流量を与える。また、杜家台地点の分洪量は実績流量を与える。
- c) 河道断面は1984年の測量断面を使用し河床は固定床として扱う。計算では71断面を使用した。

モデルの同定には近年の洪水では最も規模が大きく、杜家台地点で分洪が実施された1983年10月洪水（丹江口ダム建設後の最大洪水）および1984年9～10月洪水を使用した。より精度の高い同定を行うために、(i)沙洋～漢口間を6等粗度区間に分け、粗度係数は流量により変化するものとし、粗度係数～流量曲線の設定では各流量範囲に対し実績水位と計算水位の標準誤差（ $\sqrt{\sum (\text{実測値} - \text{計算値})^2 / \text{データ数}}$ ）を最小にする粗度係数を試算により求めた。また、(ii)沢口から沙洋までの河道は比較的複断面が多く、広大な高水敷を有する箇所が点在しているため、これらの区間に死水域を与えた。

同定されたモデルを検証する為、1983年、1984年洪水に対し不定流計算を行った。なお、等粗度区間での粗度係数と流量の関係は1983年、1984年洪水の同定結果より、異なる洪水に対してもほぼ一定の傾向にあると判断される為、粗度係数～流量曲線は2洪水の平均値を用いた。図5.11～図5.13および下表に示すように、1983年、1984年洪水における各地点の水位・流量とも、実績値と計算値はほぼ一致しているため、本モデルの沙洋～長江合流点区間への適用性は検証された。しかし、より精度の高い流出計算を行なうために今後とも洪水終了後に粗度係数～流量曲線の同定を行ない、その傾向を把握することが必要と思われる。

同定地点	ピーク水位誤差 (m)		平均水位誤差 (m)		ピーク流量誤差 (%)		標準流量誤差 (%)	
	83年	84年	83年	84年	83年	84年	83年	84年
沢口	-0.48	0.02	0.33	0.36	—	—	—	—
岳口	-0.49	-0.06	0.37	0.41	—	—	—	—
仙桃	-1.15	-0.04	0.42	0.41	-1.4	0.6	3.3	4.4
漢川	-0.52	-0.14	0.30	0.45	—	—	—	—
新溝	-0.57	-0.18	0.28	0.38	—	—	—	—

## 5.2.2 洪水予測モデル

### (1) 概要

"5.2.1流出解析"の検討結果から、図5.6,図5.7に示すように洪水予測モデルは丹江口ダム～沙洋区間はタンクモデル法、貯留関数法、華水法、蓄洪区（遊水地）モデル等を組み合わせた、主として水文学的な解析モデルを用いる。一方、沙洋下流から長江合流点までは水理学的な不定流モデルとした。したがって、洪水予測の方法は水文学的・水理学的に構築された流出解析モデルを基本として、テレメータから送信される最新の情報を基に過去の予測誤差を評価し現在の実績値に従って新たな条件により予測を行う事になる。予測モデルは、(i)フィードバック手法、(ii)降雨量予測等を基本的な勘案事項として比較検討した。

水文・水位テレメータから情報が送られる地点では基本的にフィードバックを行い常に最新情報に基づく予測作業が可能であるが、洪水予測地点での予測誤差の制御効果を勘案して漢江本川の水文・水位テレメータ観測所をフィードバック地点とした。

漢江中下流区間では、本川の流出と支川の流出の到達時間の違いから到達時間の早い支川流域では降雨の予測が必要になる。しかし、当該流域の流出特性として支川のピークが流出して1～2日後に本川ピークが現れる事が挙げられ、本川ピークを予測する時点では残流域の降雨量は最盛期を過ぎ収束状態にあり降雨量の予測精度が本川におけるピーク流量の予測精度に及ばず影響は少ないものと思われる。降雨の予測は過去の実績雨量により推定するものとした。なお、洪水予測は2日先までについて行っている。

### (2) 丹江口ダム～沙洋間の洪水予測モデル

#### a) 予測モデル代替案の比較検討

洪水予測モデルは、(i)流域流出モデル（タンクモデル）における降雨予測の有無、(ii)本川の河道流下モデル（貯留関数モデル）におけるパラメータKのフィードバックの有無により、次の3代替モデルについて比較検討を行った。各モデルとも洪水予測地点における予測開始時の流量は、テレメータから送信される実績値によって置き



換えられる。

モデル - 1 : 降雨予測およびKのフィードバックを行わないモデル (降雨予測を行わないことは、予測開始時点より将来において降雨は無いものと仮定する事と同等である。)

モデル - 2 : モデル - 1 にKのフィードバック機能を追加

モデル - 3 : モデル - 2 に降雨予測の機能を追加

フィードバック地点は予測誤差の制御効果を勘案して漢江本川の襄陽・皇庄・沙洋テレメータ観測所とした。したがって、漢江本川河道における貯留関数モデルのパラメータがフィードバック制御の対象でありパラメータKを制御する事とした。

貯留関数法における次の基本方程式 (5.2.1), (5.2.2)において貯留関数パラメータKは毎時刻毎に変化するものと定義し、 $\delta t$  時間間隔にて差分型で表すと(5.2.3)式のようになる。

$$I(t) - QI(t) = \frac{\delta SI(t)}{\delta t} \dots \dots \dots (5.2.1)$$

$$SI(t) = K \{QI(t)\}^p \dots \dots \dots (5.2.2)$$

$$\frac{I(t-1) + I(t)}{2} - \frac{Q(t-1) + Q(t)}{2} = \frac{SI(t) - SI(t-1)}{\delta t} \dots \dots \dots (5.2.3)$$

したがって、時刻tにおけるKは次式のようになり、初期値を与えることにより漸次毎時間毎のK値の逆算が可能である。。

$$K(t) = \frac{Cx \delta t + 2K(t-1)Q^p(t-1)}{2Q^p(t)} \dots \dots \dots (5.2.4)$$

ここに  $C = I(t-1) + I(t) - \{Q(t-1) + Q(t)\}$

$I(t-1), I(t)$  : 時刻 t-1, t における河道流入量 ( $m^3/s$ )

$Q(t-1), Q(t)$  : 時刻 t-1, t における  $T_1$  後河道流出量 ( $m^3/s$ )

$T_1$  : 遅滞時間  
 $K(t-1), K(t)$  : 時刻  $t-1, t$  における貯留関数パラメータ  
 $p$  : 貯留関数パラメータ (一定値)

豪雨の時間降雨分布の形は同一のものではなく、その形の正確な予測は不可能である。しかし、時間降雨量の累加曲線はその線形がなめらかであることから、一定時間であれば同一勾配である程度近似、すなわち同一の降雨量が続くものと仮定しても大略的には予測可能であるものと考えられる。予測降雨量は各分割流域の予測誤差を最小にする過去  $n$  時間の平均値とした。

各代替モデルの洪水予測結果を比較検討の上、当該区間の予測には“モデル-3”が最適であると判断された。図5.14は“モデル-3”による洪水の予測結果を示す。

#### b) 蓄洪区（遊水地）モデルの検討

漢江中下流区間における鍾祥一帯は、古来自然の洪水氾濫地域であったが、周辺の農民は農地として運用することを考え、洪水から農地を守るべく独自で堤防を築いた。これが沙洋から上流の“民間堤防”であり、また氾濫地区は“蓄洪区”と呼ばれる。

漢江では、特に沙洋から下流において流下能力が大幅に減少するという水理特性から沙洋上流において蓄洪区を運用し洪水を下流流下能力以下に低減させる計画である。すなわち、洪水が皇庄地点で $20,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、沙洋地点で $18,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になると下流側堤防の安全確保が困難になる事から、この民間堤防の一部を爆破して洪水を一時蓄洪区に分洪／貯留し下流への洪水低減を図るものである。

漢江中下流区間の蓄洪区は図5.15に模式的に示されるように合計14地区あり、全面積 $1,110 \text{ km}^2$ 、農地面積6万ha、全貯水容量 $35 \text{ 億 m}^3$ の規模を有している。洪水予測に際してこの蓄洪区効果も予測する必要がある以下に以下の検討を行った。

民間堤防の爆破に伴う蓄洪区の水理現象は非常に複雑であり、また水理的な実績記録も乏しいことから現象を厳密にモデル化することは困難である。しかし、洪水予測上求められる水理諸量は蓄洪区の運用による洪水の河道低減効果である事を勘案して現象をマクロ的に捉える事は可能であり、次のようにモデルの基本式を設定した。(図5.16参照)

連続方程式：堤防爆破地点、洪水還流地点および蓄洪区について次の連続条件を設定する。

- 7) 堤防爆破地点 :  $Q_1 - Q_0 - Q_2 = 0$
- 1) 洪水還流地点 :  $Q_2' + I - Q_3 = 0$
- 7) 蓄洪区 :  $Q_0 - I = dS / dt$

ここに、 $Q_1$  = 堤防爆破地点の洪水分洪前河道流量( $m^3/s$ )  
 $Q_2$  = 堤防爆破地点の洪水分洪後河道流量( $m^3/s$ )  
 $Q_2'$  = 洪水還流地点の洪水還流前河道流量( $m^3/s$ )  
 $Q_3$  = 洪水還流地点の洪水還流後河道流量( $m^3/s$ )  
 $Q_0$  = 洪水分洪量( $m^3/s$ )  $I$  = 洪水還流量( $m^3/s$ )  
 $S$  = 蓄洪区貯留量( $m^3$ )  $t$  = 時刻

運動方程式：河道の運動方程式は不等流計算による。堤防爆破地点と洪水還流地点では不等流計算による水位～流量曲線 ( $H \sim Q$  曲線) を与える事により河道水位を求める。一方、堤防爆破地点および還流地点における運動方程式は次の越流公式を準用する。

- 7) 完全越流 :  $Q = 1.55 \times \alpha \times B(t) \times h_1^{3/2}$
- 1) 潜り越流 :  $Q = 4.03 \times \alpha \times B(t) \times h_2 \times (h_1 - h_2)^{1/2}$

ここに、 $Q$  = 堤防爆破による洪水越流量 (分洪量/還流量) ( $m^3/s$ )  
 $\alpha$  = 水頭損失,  $B(t)$ ,  $H \sim Q$  曲線等に係る誤差の補正係数  
 $B(t)$  = 有効越流幅 (≒堤防決壊幅) (m)  $t$  = 時刻  
 $h_i$  = 越流頂を基準とする河道/蓄洪区水位(m)

蓄洪区を運用した近年の大洪水である1983年10月洪水は皇庄～沙洋間の2蓄洪区（響家湖，小江湖）で計画的に堤防を爆破して分洪が実施された。この洪水に蓄洪区モデルを適用して皇庄～沙洋区間の蓄洪区運用による洪水の河道低減効果の再現を試み、モデル基本式の適用可能性を吟味した。1983年10月洪水の計算条件は図5.17，図5.18に示す通りである。

計算結果より、図5.19に示すように蓄洪区運用に伴う洪水の河道低減効果が良く再現されており、設定したモデルの基本式は漢江中下流の蓄洪区に適用出来るものと判断された。

さらに、蓄洪区モデルを選定された洪水予測モデル（モデル-3）に導入して行った1983年10月洪水の沙洋地点予測結果を図5.20に示す。なお、蓄洪区モデルを導入する場合は、河道区間の貯留関数定数Kのフィードバックは堤防爆破地点，洪水還流地点での実績流量がオンラインで即時に収集されないので実施しないこととした。

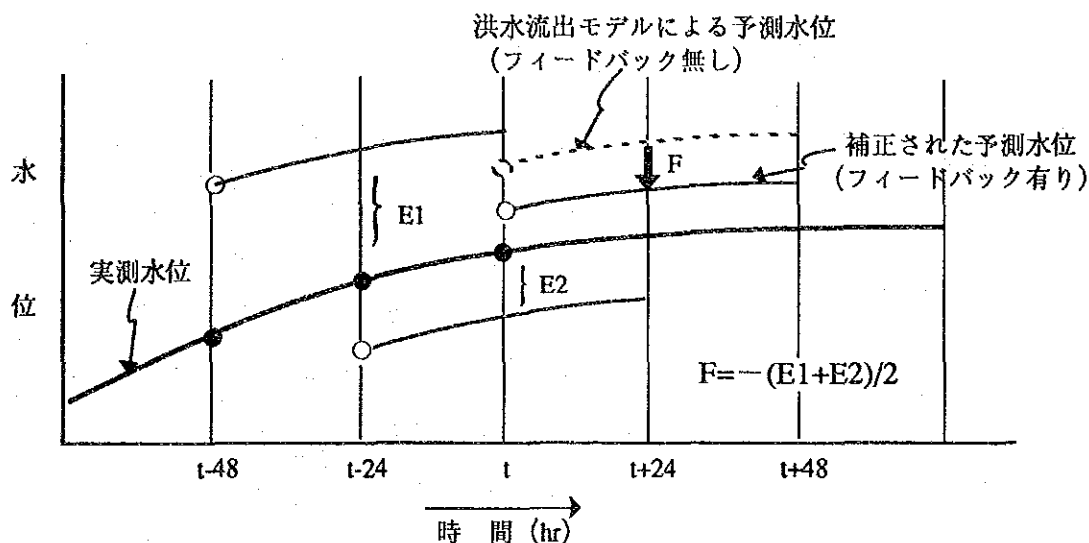
### (3) 沙洋～長江合流点区間の洪水予測モデル

5.2.1 (3)で構築した沙洋～長江合流点区間の洪水流出モデルに基づき、洪水予測モデルの検討を行った。

上流端境界条件は沙洋地点であり、丹江口ダム～沙洋間で構築された洪水予測モデルにより求められた48時間後までの予測流量が与えられる。また、下流端境界条件は長江合流地点とし漢口水文観測所の水位を与える。ここでは、予測水位が得られていないので実績水位を用いた。しかし実際の洪水予測計算においては、長江の螺山水位，九江水位および漢江流量等を用いて算定した漢口における予測水位が用いられる。その他の計算条件は、5.2.1 (3)と同じである。

沙洋～長江合流点区間の洪水予測計算におけるフィードバックは、過去に計算した予測水位と実測水位との誤差に基づき次の予測水位を補正するものである。ここでは現時

点より48時間前および24時間前に計算した24時間後の予測水位と実測水位の誤差の平均値を補正值として、48時間後までの予測水位を修正する。この事を図に表すと以下のようになる。



フィードバックを取り込んだ洪水予測モデルを用いて、1983年10月洪水と1984年9月洪水に対し行なった予測水位の結果を図5.21～図5.22に示す。さらに、水位観測所における12, 24, 36, 48時間後の予測水位と実測水位の絶対誤差の平均値を以下に示す。

予測水位と実測水位の誤差

単位：m

予測時間	沢口	岳口	仙桃	漢川	新溝	平均値	無補正
12(1983年)	0.26	0.27	0.32	0.21	0.20	0.25	0.37
(1984年)	0.18	0.20	0.21	0.22	0.21	0.20	0.35
24(1983年)	0.29	0.27	0.35	0.25	0.21	0.28	0.36
(1984年)	0.27	0.29	0.32	0.32	0.26	0.29	0.39
36(1983年)	0.46	0.45	0.43	0.27	0.24	0.37	0.40
(1984年)	0.30	0.31	0.36	0.37	0.34	0.34	0.41
48(1983年)	0.55	0.57	0.50	0.35	0.30	0.45	0.49
(1984年)	0.41	0.37	0.32	0.31	0.29	0.34	0.41
平均(1983年)	0.39	0.39	0.40	0.27	0.24	0.34	0.40
平均(1984年)	0.29	0.29	0.30	0.30	0.27	0.29	0.39

### 5.3 データ処理計画

本洪水予警報システムにおいて洪水予測計算に必要とされるデータ処理には、主に以下が挙げられる。

- －収集データの（欠測を含めた）異常値検出および補正
- －現時刻流量の算出
- －流域平均雨量の算出
- －洪水予測計算

以下に各項目について詳述する。

#### (1) 収集データの（欠測を含めた）異常値検出および補正

水位・流量データの異常値検出には以下の方法が考えられる。ただし、ここでは欠測値も含めて異常値として取り扱う。

- a) データの欠測
- b) 上下流観測所における水位・流量データとの相関性
- c) 各観測所における水位と流量の相関性（H-Q曲線）
- d) 物理的条件等（水位＜最低河床高，水位＞＞堤防高・・・）

また雨量データについては以下が考えられる。

- a) 他観測所との相関性
- b) 降雨強度と累加雨量との比較

上記方法により "異常" が検出されたデータは棄却され、代わりに他観測所等のデータを用いた補填が行われる。補填方法は、異常値の検出時に用いた相関手法等に基づき行われる。

#### (2) 現時刻流量の算出

本洪水予警報システムでは、各観測所における毎時間の流量データが必要とされる。

しかしながら既存の水文観測所では、常に1時間間隔で流量測定はしていないため、リアルタイムの流量データ（テレメータ等を通じコンピュータに入力される最新の流量データ）は、必ずしも現時刻流量を表していない。従って、リアルタイムの流量データを現時刻流量に直す必要がある。図5.23の例に示すように、流量観測所では低水時ではほぼ12時間間隔、洪水時には規模に応じて6, 3, 2, 1時間間隔で測定を行っている。従って、洪水時には現時点より少なくとも6時間以内には流量測定を行っている為、現時刻流量を以下の式で仮定する。

$$Q_t = a + b \cdot Q_{t-6} + c \cdot Q_{t-12} + d \cdot WL_t + e \cdot WL_{t-6} + f \cdot WL_{t-12} \dots\dots\dots (5-6)$$

上式においてQは流量，WLは水位，tは現時刻を表す。またa, b, c, d, e, fは実績データより得られる定数であり、各観測所に特有の水理特性を示す。図5.24に示すように、上式により求めた計算流量と実測流量とは極めて良く一致している。従って、洪水期一般（4月～12月）を通じた各流量観測所における現時刻流量の算出には、上式の適用が可能と思われる。また、式中の定数は観測所毎に求められ、将来におけるデータの蓄積と共に洪水時においても逐次、更新される。

本システムでは毎時刻の黄家港観測所における流量データおよびダムサイトの水位データが得られるため、下式に示す関係により現時刻のダムサイト流入量が算出可能となる。

$$Q_{in} = Q_{out} + dS/dt \dots\dots\dots (5-7)$$

上式においてSは丹江口ダムの貯水量、 $Q_{in}$ ,  $Q_{out}$ はダムの流入量，放流量を表す。

### (3) 流域平均雨量の算出

洪水予警報システムでは、選定された代表観測所における雨量データから精度の高い流域平均雨量を求める事が必要となる。そこで、過去の主要豪雨データを用い、各分割

流域または全流域における全雨量観測所から算出した流域平均雨量（真値）と代表観測所における雨量データとの関係を、重回帰分析により求めた。得られた重回帰式の妥当性を確認するため、代表観測所の雨量データから流域平均雨量を算出し（推定値）、真値との比較を行った。真値と推定値とは良く一致しており（平均相関係数は0.96以上）、上記回帰式は面積雨量の算出に適用可能であると思われる。また、各流域における代表観測所の回帰係数は、将来におけるデータの蓄積と共に更新される。表5.7に各分割流域における代表係数を示す。

#### (4) 洪水予測計算

本洪水予警報システムは、丹江口ダム下流から長江合流点までの流域を対象としている為、洪水予測計算を処理するに当たり、以下のデータが必要となる。

- a) 流域内の各観測所における水位・流量・雨量の測定値
- b) 丹江口ダムからの放流量の予測値
- c) 漢口水位の予測値

データ(a)については、テレメータ等を通じリアルタイムの測定値がコントロールセンターに入力される。しかしデータ(b)および(c)については、本システムの構成外で決定されるデータであり、本システムへは予測値として計算された上で入力される。従って、これらの予測値は本システムが必要とする“ある一定時間後のデータ”でなくてはならない。図5.25に洪水予測計算のフローチャートを示す。

以上により得られた各種データを用いて洪水予測を行うには、一次処理も含め以下の計算処理が必要となる。

- a) 雨量，水位，流量データの異常値検出および補正
- b) 現時刻流量および流域平均雨量の算出
- c) 流域流出モデル（タンクモデル等）を用いた各支川からの流出量計算
- d) 河道流下モデル（貯留関数等）を用いた丹江口ダム下流から沙洋までの流下量計算
- e) 不定流計算による漢口～沙洋間の水位・流量の算出



f) 遊水地モデルを用いた、蓄洪区における分洪量／還流量の算出

g) 東荆河分流量の算出

h) 杜家台分洪量の算出

## 5.4 情報伝達計画

### 5.4.1 情報伝達の現況

#### (1) 洪水時防洪体制

中国の河川管理は、水系統一管理と分割管理の組み合わせ原則によっており、長江においても長江水利委員会と長江流域内に存在する省の担当部署による重層的な管理が行われている。従って漢江中下流区間における洪水時の防洪体制は、国家防洪総指揮部の基に長江中下流防洪指揮部および湖北省防洪指揮部が情報収集および情報伝達のすべてを把握する機関となる。従って洪水時防洪体制は図5.26に示すようなヒエラルキーとなるものと考えられる。なお、洪水時には、省、市、県、地区、郷、鎮のそれぞれの人民政府の中に防洪指揮部が組織され長江水利委員会からの洪水情報を基にした水防活動が行われている。

水防活動を直接行う水防団の防洪体制は、中華人民共和国水法（1988年7月1日施行）における「水防と洪水対策」（第5章、第38条）に示されるように、「いかなる単位及び個人も水防、洪水対策に参加する義務を負う」とあるように、水防を行うべき堤防の地先周辺の工場、学校、役所等のあらゆる機関の中に水防団が組織されていて、地域（郷、鎮）の防洪指揮部の命令により水防活動が行われているのが現状である。

#### (2) 水防活動の状況

漢江本川の堤防は、その重要度に応じて確保堤（遙堤）、重要堤防（干堤）、重要支堤、および一般支堤とに区分されており、水防活動の対象となる範囲は、確保堤、干堤および重要支堤の全長727km（左岸368.485km、右岸358.444km）である。水防活動は基本的には、堤防が存在する地先が行うものとし、その総括を修防所等が行っており

その責任範囲は次の通りである。(図5.27参照)

水防活動対象範囲

水防活動責任機関	対象河川範囲	対象行政区域
武漢市水利局	漢江左右岸 111.73km	武漢市
孝感地区漢川県	漢江左岸 94.7km	漢川県
漢江修防総段	漢江右岸 66.36km	
荊州地区	漢江左岸 220.25km	鍾祥県, 天門市
漢江修防所	漢江右岸 218.56km	潜江県, 仙桃市
荊門市漢江修防所	漢江右岸 14.9km	荊門市
計	726.5km	

漢川県, 荊州地区および荊門市における漢江修防所の水防人員計画は、表5.8に示す通りであり水位高に応じて水防団出動計画が異なり、平均的に考えると1km当たりの出動人員は、設防水位で22人程度、警戒水位で60人程度、保証水位で273人程度となる。

水防活動に必要な情報は、図5.28に示すように長江水利委員会から防洪指揮部および修防所に一斉に伝達されている。

(3) 丹江口ダム操作の状況

丹江口ダムは多目的ダムであり、通常は利水運用のための操作を行っているが、皇庄流量が無害流量(夏期 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ , 秋期 $10,000\text{m}^3/\text{s}$ )以上になった時点から洪水調節を行う。なお洪水時操作の予測計算処理は丹江口ダム管理局と長江水利委員会水文局予報室の両者が個別に行い、ダム放流量の最終決定は、利水運用が関係していることから委員会と湖北省との間で協議して決定する。なお、1983年洪水のようなサーチャージ水位を越えるような異常洪水に対しては水利部との協議も行われている。また、ダムの操作命令は、1日1回であるが豪雨時には、12時間に1回あるいは、6時間に1回行われて

いる。図5.29に無害流量を越える場合のダム操作に関する情報伝達システムを示す。

#### (4) 杜家台分洪区操作の状況

杜家台分洪区の運用は杜家台ゲートの操作と杜家台分洪区内住民の避難誘導であり、水文・水理情報および洪水予測情報は長江水利委員会から伝達されるが、杜家台ゲート操作および住民の避難命令は湖北省防洪指揮部から伝達される。また分洪量に応じた分洪区内の堤防爆破条件は、長江水利委員会の情報を基にして武漢市水利局が判断・決定し爆破命令を伝達する。現況の情報伝達システムは、図5.30に示す通りである。

杜家台分洪区の方法は、杜家台水位観測所の水位が水門操作水位である35.12mに達した時点で開放するものとなっており、水位35.12mでゲート放流量4,000m<sup>3</sup>/s（設計流量）、水位35.45mで5,300m<sup>3</sup>/s（最大流量）となる。またゲート放流量が4,000m<sup>3</sup>/s以下の場合は、分洪河道と堤防に囲まれていない地区のみで対応が可能であるが4,000m<sup>3</sup>/s以上になると農民堤防を越える危険性がある事から堤防を爆破して遊水地区を拡大する。

#### (5) 漢江中流地区蓄洪区運用の状況

漢江中下流域における治水施設としては、丹江口ダム、杜家台分洪区、堤防および東荆河分流があるが、沙洋地点流量18,400m<sup>3</sup>/s以上になると遥堤と下流部堤防の安全度を確保することが困難になる。従って14地区の蓄洪区を利用して洪水の低減を図る必要がある。蓄洪区の運用方法は特に無いが経験的には、上流から順次下流へ、または貯水容量の小さい地区から大きい地区へ、洪水規模を推定し使用する地区を選定する。また同程度の容量の遊水地区の場合は、地区内の人口及び農作物収穫高等を考慮の上決定する。なお、大柴湖は、丹江口ダム建設にともなう移転住民が居住する事から原則的には、最後に使用するものとする。

漢江中流地区蓄洪区運用に関する情報伝達システムは、図5.31に示す通りであり、蓄洪区を使用する必要性、堤防爆破時刻等については、長江中下流防洪指揮部の洪水予測情報