

全建技術シリーズ 23

洪水予報

国土庁水資源局水資源調査室長

西原 巧 編



社団法人 全日本建設技術協会

出版企画委員会

- | | | |
|-----|----|--------------------------|
| 西原 | 巧 | 国土庁水資源局
水資源調査室長 |
| 小川 | 裕章 | 宅地開発公団事業部
事業計画課長 |
| 松尾 | 和幸 | 建設省中国地方建設局
出盤工事事務所長 |
| 小林 | 芳夫 | 建設省道路局
国道第一課課長補佐 |
| 中川 | 幸男 | 建設省都市局下水道部
下水道企画課課長補佐 |
| 古土井 | 光昭 | 運輸省港湾局
建設課補佐官 |
| 坂井 | 秀正 | 住友金属工業(株)
建設プロジェクト部長 |

発刊にあたって

全日本建設技術協会が、建設関係諸施策の確立および建設技術者の技術水準、地位の向上を旗じるしとして昭和21年12月に創立されてから、間もなく30年を迎えようとしております。

その間、本協会は国土の総合的な開発、利用、保全のための調査研究と、関係方面に対する建議、あるいは講習会、研修会等を通じて幅広い活動を続け、きわめて大きな成果を挙げて参りました。

これを組織面からみますと、会員数は創立当初の13,000名から60,000名へと増加し、名実ともにわが国建設技術界最大の組織へと発展いたしました。これは中央及び地方を通じての役員の地道な活動と会員各位のご協力によるものでありますとともに、建設技術者各位の本会に寄せる期待がいかに大きいかを示すものであります。

本会では、創立30周年を記念して、全建に結集し、全建によって育まれた建設技術の総決算としての技術叢書の刊行を計画しました。関係各位の骨身を惜しまぬご努力によって、ここに皆様のお手許に全建技術シリーズ全33巻をお届けすることになりましたことは、非常に喜びであります。

本シリーズは建設関係に必須のあらゆる部門を網羅しており、その執筆陣には建設行政の第一線で活躍中の本会々員を迎え、さらに新界の権威者を加えて万全をはかっております。

豊富な資料を駆使し、豊富な経験に裏打された本シリーズは、会員各位の日常業務の上に有力な参考資料となることはもちろん、施工管理技士をはじめとする諸国家試験の準備等にも役立つものと信じます。

全建技術シリーズに対するご愛顧をお願いするとともに、全建活動に対する一層の御支援をお願いして発刊のごあいさつとします。

なお、本シリーズの企画に当たった出版企画委員会の諸君および執筆者各位の労を多とするものであります。

昭和50年8月

社団法人 全日本建設技術協会 会長

参議院議員 山 内 一 郎

序

本書は洪水予報やダムの管理等に従事する河川技術者を対象に、洪水予報の実際を解説する目的で書かれたものである。

わが国の洪水予報は、昭和30年の水防法の改正によって制度化されて以来、すでに20年の歴史を有するのであるが、そのための専門の解説書が出版されたことはなかった。これは洪水の被害が大きく、洪水予報の重要性が高いわが国のこととしては、不可解としかいえないことである。洪水予報が気象学、水文学、河川工学、情報工学、システム工学等多くの分野に関係することが、単行本としての出版を阻んだのであろうか。その結果、本書がはからずもわが国におけるはじめての洪水予報解説書の栄を担うことになったのであるが、その内容は必ずしも万全とはいえず、執筆者一同その浅学非才を深く恥じている。

本書の成立には、全建の機関誌である月刊建設に、編者の企画によって昭和47年9月から10回にわたって連載した技術講座「洪水予報の技術」がその母体になった。とはいっても、内容的には一部を除いて全く新しく書き直しをしている。

そのほか、東南アジアからの研修生用のテキストとして作成された Flood Forecasting, Warning and Flood Fighting (1969)、わが国の技術援助計画の一環として実施されたパンパンガ河、淡水河及び漢江の洪水予報システムに関する調査報告書を参考とさせて戴いた。関係の方々には深い謝意を捧げたい。

技術援助計画といえ、それが対象河川の洪水予報システムの改善に役立ったであろうことは当然としても、それがわが国河川の洪水予報関係者に与えた刺激の大きさには驚くべきものがある。編者等にしても、淡水河の調査に従事することがなければ、果たして本書の執筆を企画したであろうか。

本書は7章からなっている。

第1章においてはわが国における洪水予報の現況を概観し、洪水予報の意義

について解説した。

第2章では洪水予報の歴史をふり返えることとしたが、紙数の都合から重要なできごとのみに限った。

第3章は本書の中心をなすもののひとつであって、洪水予報の水文学的、統計学的及び水理学的手法の解説にあてられている。

第4章は洪水予報における気象予報の役割についての解説である。河川技術者に対する気象学一般の解説としての役割をも果たすかと思う。

第5章はダム管理の一環としての洪水予報を取扱っている。近時わが国のダムは急速に増加しており、その適正な管理はますます重要になってきている。本章はその面でお役に立てるであろう。

第6章は洪水予報システムの設計法の解説にあてられている。この分野は十分確立されたものとはいえないと思うが、ひとつの試みとして敢えて提出したものである。御批判を待ちたい。

第7章はいくつかの河川について、洪水予報の実例を解説したものである。

洪水予報の担当者にとって、過去の教訓——適切な言葉ではないが——の研究こそ今後の糧である。その意味から、本章に掲げた実例は極めて示唆に富むものである。なお、この章の豊川に関する節は中部地方建設局の中原保夫氏の手をわずらわした。ここに感謝の意を表する次第である。

最後に、洪水予報に携わる方々の日常業務の処理に際して、本書が少しでもお役に立つことを祈念して筆をおくことにしたい。

1975年秋

編者しるす

各章執筆者

第1章 西原

第5章 西原

第2章 西原

第6章 西原、中尾

第3章 西原、青木、宮井

第7章 宮井、中尾

第4章 宮井

目 次

序 文

第1章 洪水予報の現況	1
1・1 洪水予報の必要性	1
1・2 洪水予報の法制	3
1・3 洪水予報および水防警報の種類	8
1・4 洪水予報の方法	13
1・5 洪水予報の施設	15
第2章 洪水予報の歴史	18
2・1 洪水予報の誕生	18
2・2 流出計算法の発展	21
2・3 電子計算機の導入	23
2・4 電気通信の発展	26
2・5 海外との技術協力	27
第3章 洪水予報の手法	30
3・1 予報の効果と予報の精度	30
3・1・1 予報とエントロピー	31
3・1・2 予報の効果と精度	34
3・1・3 予報精度の評価	38
3・2 線型予報式の精度の評価	40
3・3 予報手法の精度	45

3・3・1	流出計算の精度	45
3・3・2	水位～流量曲線から求めた流量の精度	48
3・4	上・下流 2 地点間の水位相関による予報	49
3・4・1	1 河川の上・下流地点間の水位相関	49
3・4・2	上流 2 支川の水位と下流水位の相関	51
3・4・3	横流入量を無視できない場合	53
3・4・4	上流支川群からの流入量と下流水位の相関	54
3・5	流域平均雨量の推定	58
3・5・1	概 説	58
	(1) 算術平均法	59
	(2) Thiessen 法	59
	(3) 等雨量線法	60
3・5・2	ティーセン図の作成法	61
3・5・3	欠測の場合の補充	63
3・6	貯留関数法による洪水流出量の予測	65
3・6・1	概 説	65
3・6・2	予測計算例 (貯留関数の K, P を洪水期間中, 固定値として流域流出量を予測する場合)	68
3・6・3	予測計算例 (貯留関数の K, P を洪水期間中, 変動させて流域流出量を予測する場合)	71
3・6・4	予測計算上の問題点	78
3・7	マスキングム法による洪水流の追跡	79
3・7・1	概 説	79
3・7・2	追跡計算例	81
3・8	不定流の基礎方程式の積分による洪水流出量の予測	84
3・8・1	はじめに	84
3・8・2	特性曲線法による流出解析	86
3・8・3	計 算 例	94
3・8・4	差分法による不定流の数値解析	101
	(1) 中間点の計算	110

(2) 上流端の計算	111
(3) 下流端の計算	112
(4) 合流点の計算	115
3・9 単位図法による洪水流出量の予測	118
3・9・1 概 説	118
3・9・2 有効雨量の推定法	120
3・9・3 流出予測計算への応用例	121
3・10 特殊な計算法	124
3・10・1 湛水池水位の計算法(1)	124
3・10・2 湛水池水位の計算法(2)	130
3・10・3 実際の河川への応用例	134
第4章 洪水予報と気象予報	130
4・1 洪水の原因	139
4・1・1 台 風	141
4・1・2 梅 雨	149
4・1・3 融 雪	152
4・2 強雨の地域と移動特性	153
4・2・1 強雨の地域分布	153
4・2・2 近畿地方の大雨の基本型と移動特性	161
4・2・3 台風による近畿地方の大雨と移動特性	165
(1) 九州北上型	168
(2) 中国北東進型	168
(3) 大阪湾通過型	168
(4) 紀伊半島北上型	168
(5) 紀伊半島北東進型	173
(6) 異常進路型	174
4・3 雨量予報の現況と計算例	174
4・3・1 気象要素から予測方程式で求める方法	176

4・3・2	類似台風からの予報	178
4・3・3	数値解析モデルによる降雨予想の一例	179
4・3・4	統計的類似法による降雨予想	183
4・4	数値予報	186
4・5	洪水予報と気象予報	189
第5章	洪水予報とダムの管理	195
5・1	ダムの管理	195
5・2	ダムによる洪水調節	197
5・3	多目的ダムの操作	201
5・4	洪水予報と治水ダムの操作規則	203
5・5	洪水予報とダムの管理	208
第6章	洪水予報システムの設計	211
6・1	洪水予報システム	211
6・2	洪水予報システムの設計	213
6・2・1	システムの目的の設定	213
6・2・2	洪水予報システムからみた洪水の特性	215
6・3	システムの信頼性	216
6・3・1	機器の信頼性	217
6・3・2	システムの信頼性	219
6・3・3	冗長システム	221
6・3・4	フェイルセーフシステム	222
6・3・5	保全を伴うシステム	222
6・4	洪水予報方式の選定	223
6・4・1	避難, 出勤等に必要な時間	226
6・4・2	データ処理, 予報作業に必要な時間	228
6・4・3	洪水予報等に要する時間による予報方式の検討	228
6・5	雨量観測所の配置	231

6・5・1	所要観測密度	232
6・5・2	故障時のバックアップ	235
6・5・3	システム維持の難易	235
6・5・4	所要経費	235
6・6	水位観測所の配置	226
6・6・1	洪水予報の対象地点	236
6・6・2	ダム管理上必要な地点	237
6・6・3	洪水流出シミュレータの精度を確保するうえで必要な地点	237
6・7	演算システム	238
6・7・1	大型卓上電子計算機による演算システム	239
6・7・2	ミニ・コンピュータによる演算システム	242
6・7・3	中型電子計算機による演算システム	245
6・7・4	アナログ型またはハイブリッド型計算機による演算システム	247
6・8	通信方式	248
6・8・1	専用テレメータ以外の方式	249
6・8・2	専用テレメータ方式	250
6・8・3	洪水予報等の伝達方式	251
6・9	レーダ雨量計とファックス	252
6・9・1	レーダ雨量計	252
6・9・2	気象ファックス	254
6・10	洪水予報システムの設計実例	255
6・10・1	小規模流域の設計例	255
6・10・2	中規模流域の設計例	259
6・10・3	大規模流域洪水予報システムについて	261
第7章	洪水予報のケース・スタディ	263
7・1	利根川の洪水予報システムと1972年洪水	263
7・1・1	利根川の洪水予報システムの現況	263
7・1・2	利根川における降雨予測	264
(1)	総降雨量の予測	264

(2) 時間雨量の予測	266
7・1・3 1972年洪水における降雨予測.....	267
7・1・4 1972年における流量予測.....	270
7・1・5 1972年洪水における水位予測.....	271
7・2 淀川の洪水予報システムと1972年洪水.....	274
7・2・1 淀川の洪水予報組織.....	274
7・2・2 淀川ダム統合管理事務所の施設.....	278
(1) 情報収集, 処理, 通信連絡装置	279
(2) 電気設備	279
(3) 空調設備	280
7・2・3 1972年9月洪水における洪水予報.....	280
7・3 淡水河の洪水予報システムと1969年洪水.....	298
7・3・1 淡水河の現況.....	298
7・3・2 上流域の洪水流出モデル.....	301
7・3・3 下流域における洪水氾濫の状況と1969年洪水.....	304
7・3・4 基準量水標における水位の予知法と1969年洪水.....	308
7・3・5 洪水予報施設.....	310
7・4 豊川の洪水予報システムと1969年洪水.....	314
7・4・1 豊川の現況.....	314
7・4・2 豊川における洪水予報.....	314
7・4・3 1969年8月洪水予報.....	317
(1) 台風7号による降雨と出水.....	317
(2) 洪水予報.....	318

付 録

建河73型洪水流出計算機仕様書.....	323
----------------------	-----

第1章 洪水予報の現況

1・1 洪水予報の必要性

わが国の治水事業は三次にわたる治水五箇年計画の実施によって大いに進捗したが、新たに昭和47年度から総額4兆500億円に及ぶ第四次治水五箇年計画が発足し、さらに完全な治水を目指して努力が傾注されていることは、周知のとおりである。

しかしながら、この五箇年計画が完了する昭和51年度末になっても、治水計画がすべて完成するわけではなく、直轄河川* の堤防を例にとると、現在の基準** からみて必要とされる堤防延長のわずかに41%が完成するに過ぎない。であるから、現在の各河川の状況はかなり不完全な状態にある。

建設省の調査によると、50mm/時、つまり6～7年に1度は起こるような降雨によって全国の市街化区域の11.4%の面積が何らかの被害を受け、被災人口は668万人に及ぶものとみられている。これらの地域に居住している人々は、洪水が起こった場合には、生命財産を保全するために避難その他の措置をとらねばならないわけで、これらの人々にとって洪水予報は必要欠くべからざるものといえよう。

では、治水計画が完成すれば洪水に対して安全であるかといえ、必ずしもそうではないといわねばならない。

現在の基準では、一級河川はその重要度に応じて200～100年確率洪水***、

* 河川法の規定により建設大臣が管理する河川をいう。

** 昭和60年において必要であると想定される治水施設を基準としている。

*** 200年確率洪水とは、200年に一度の割合で起こると考えられる規模の洪水をいう。

二級河川は50年確率洪水程度を計画の対象として治水計画をたてることとなっている。であるから、計画の対象となった規模より大きい洪水が起これば堤防は破壊し洪水は氾らんするであろう。このような場合に、計画規模を超えた洪水なのだからといって、手をこまねいていることは許されないのであって、少なくとも人命には損失がないよう、住民を避難させることを考えねばならない。

未曾有の大災害といわれた昭和34年9月の伊勢湾台風による災害を契機として、以上のような論議が盛んに行なわれたが、けだし当然というべきであろう。

洪水予報は、治水事業が十分に行なわれていないところではもちろんのこと、仮りに十分な治水事業が実施されていても必要なものであるということを示したが、治水の遅れているところではその代替事業として洪水予報が大きく取上げられている。これは、財政上の理由から治水投資が不十分な東南アジアの開発途上国において、よくみられることである。

昭和43年に ECAFE* および WMO（国連アジア極東委員会および世界気象機構）の共同プロジェクトとして台風委員会が設立せられて以来、わが国は技術協力計画の一環として、これらの地域の技術者を対象とする「洪水予警報研修」を実施するとともに、台風常襲地帯に位置する諸国に対して各1河川宛のモデル河川を選んで、洪水予警報施設を建設するために必要な調査団の派遣および器材の供与を行なっている。すでに実施されたものとしてはフィリピンのバンバンガ河、中国（台湾）の淡水河および韓国の漢江がある。

図 1・1・1 は ECAFE 地域諸国における洪水時の死者と罹災人口とを示したものである。洪水予報の実施によりこれらの数字がいくらかでも減少すれば、その利益は計り知れないものがあるといえよう。

図 1・2・2 は同地域の諸国の1人当りの洪水による損失額と国民所得（GNP）とを示したものである。これをみると、先進諸国のなかでは日本が図抜けて大

* ECAFE は1974年に ESCAP と改称された。

きな被害額を示していることや、台湾、韓国、パキスタン、フィリピン等が洪水被害の大きさやその国民所得に対する比率の大きいこと目立っていることがわかるのである。

1・2 洪水予報の法制

わが国の洪水予報に関する根本法規は水防法(昭和24年6月4日法律193号)である。

同法第10条には、「気象庁長官は、気象等の状況により洪水又は高潮のおそれがあると認められるときは、その状況を建設大臣及び関係都道府県知事に通知するとともに、必要に応じ放送機関、新聞社、通信社その

他の報道機関の協力を求めて、これを一般に周知させなければならない。」と一般的に規定し、ついで同条第2項において「建設大臣は、二以上の都府県の区域にわたる河川又は流域面積が大きい河川で洪水により国民経済上重大な損

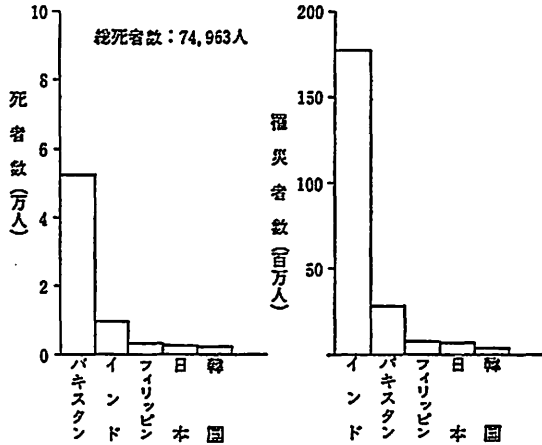


図 1-1-1 ECAFE 諸国の洪水による死者と罹災者数 (1961~1970) の1位から5位¹⁾

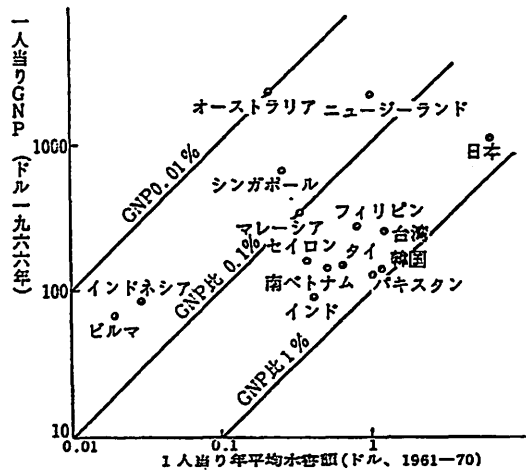


図 1-1-2 ECAFE 諸国の1人当りの洪水被害額と国民所得²⁾

害が生ずるおそれがあるものについて、洪水のおそれがあると認められるときは、気象庁長官と共同して、その状況を水位又は流量を示して関係都道府県知事に通知するとともに、必要に応じ報道機関の協力を求めて、これを一般に周知させなければならない。」と定め、さらに同条第3項において、「前項の河川は、建設大臣が運輸大臣に協議して定める。」こととしている。

この法律は、洪水予報のほかに、「洪水又は高潮によって災害が起るおそれがあるとき水防を行なう必要がある旨を警告して行なう発表」としての水防警報について定めてある。すなわち、第10条の4には、「建設大臣は、洪水又は高潮により国民経済上重大な損害が生ずるおそれがあると認めて指定した河川、湖沼又は海岸について、都道府県知事は、建設大臣が指定した河川、湖沼又は海岸以外の河川、湖沼又は海岸で洪水又は高潮により相当な損害を生ずるおそれがあると認めて指定したものについて、水防警報をしなければならない。」とある。

これらの条文によって定められた事項をまとめて示すと表1・2・1のようにな

表 1・2・1 洪水予報および水防警報の分担

	実施機関	河川	内容	通報先
洪水予報	建設大臣、気象庁長官	二以上の都府県にまたがる河川又は流域面積の大きい河川で建設大臣が運輸大臣に協議して定めた河川	洪水のおそれの状況を水位又は流量を示して	都道府県知事、報道機関
	気象庁長官	一般の河川	洪水のおそれの状況	建設大臣、都道府県知事、報道機関
	気象庁（気象業務法第13条）		予報および警報	報道機関
水防警報	建設大臣	洪水等により国民経済上重大な損害を生ずるおそれがあると認めて指定した河川		都道府県知事
	都道府県知事	その他の河川		関係水防管理者等
	気象庁（気象業務法第14条の2）	一般の河川	水防活動用気象警報、洪水警報	建設省、都道府県、電々公社

表 1・2・2 建設大臣が気象庁長官と共同して洪水予報を実施する
河川および水防警報を実施する河川一覧 (49.1.1 現在)

地方選 設局名	洪水予報指定河川 (水防法第10 条第2項)	計	水 防 警 報 指 定 河 川 (水防法第10条の4第1項)	計
東 北	阿武隈川, 最上川 北上川	3	岩木川, 馬淵川, 米代川, 雄物川, 最上川 赤川, 鳴瀬川, 北上川, 名取川, 阿武隈 川, 子吉川	11
関 東	利根川, 荒川	2	久慈川, 那珂川, 利根川, 多摩川, 鶴見川 富士川, 荒川	7
北 陸	信濃川, 阿賀野川	2	阿賀野川, 信濃川, 手取川, 庄川, 小矢部 川, 常願寺川, 黒部川, 関川, 姫川, 神通 川, 荒川, 梯川	12
中 部	木曾川, 天竜川	2	狩野川, 安倍川, 大井川, 菊川, 天竜川, 豊川, 矢作川, 木曾川, 鈴鹿川, 笠出川, 櫛田川, 庄内川	12
近 畿	紀の川, 大和川, 淀川, 由良川	4	淀川, 大和川, 円山川, 加古川, 紀の川, 九頭竜川, 由良川, 揖保川, 新宮川	9
中 國	太田川	1	天神川, 日野川, 千代川, 斐伊川, 旭川, 高梁川, 吉井川, 江の川, 高津川, 芦田川 太田川, 小瀬川, 佐波川	13
四 国	吉野川	1	肱川, 重信川, 吉野川, 那賀川, 土器川, 物部川, 仁淀川, 渡川	8
九 州	筑後川	1	筑後川, 松浦川, 六角川, 本明川, 遠賀川 山國川, 大分川, 大野川, 番匠川, 菊池川 白川, 緑川, 球磨川, 五ヶ瀬川, 小丸川, 大淀川, 川内川, 肝属川, 矢部川, 嘉瀬川	20
北海道 開発局	石狩川	1	石狩川, 天塩川, 十勝川	3
合 計		17		95

る。

表 1・2・1 には、気象業務法第 13 条および第 14 条の 2 にかかる事項を併記した。ただし、この法律によるものと水防法によるものとの区別は漠然としており、制度上検討すべき点があるように考えられる。

昭和36年に公布せられた災害対策基本法(昭和36年11月15日 法律 223号)は、その名称が示すように災害対策に関する基本法であって、水防法をその下における実施法のひとつとして包括している。同法は国、地方公共団体およびその他の公共機関に対して、防災計画の作成を義務づけており、中央(国)、都道府県、市町村の各レベルにおいて設けられた防災会議は、それぞれ防災基本計

画、都道府県地域防災計画および市町村地域防災計画を作成し、指定行政機関および指定公共機関* はそれぞれの防災業務計画を作成することになっている。

防災基本計画は、同法第35条によれば

- 1 防災に関する総合的かつ長期的な計画
- 2 防災業務計画および地域防災計画において重点をおくべき事項
- 3 前各号に掲げるもののほか、防災業務計画および地域防災計画の作成の基準となるべき事項で、中央防災会議が必要と認めるもの

について定めるものであり、防災業務計画および地域防災計画は、これを受けて、その所掌事項、業務あるいはその所轄する地域に関して作成される防災計画である。これらの相互関係を示すと、図1・2・1に示すとおりである。

洪水予報および水防警報に関しては、防災業務計画および地域防災計画において重点をおくべき事項として、同法第35条に規定されており、これらの計画においては

1. 気象業務に関する施設の整備に関する事項
2. 水防、消防及び救助に関する施設及び設備の整備に関する事項
3. 災害に関する予報及び警報の伝達並びに警告の方法に関する事項

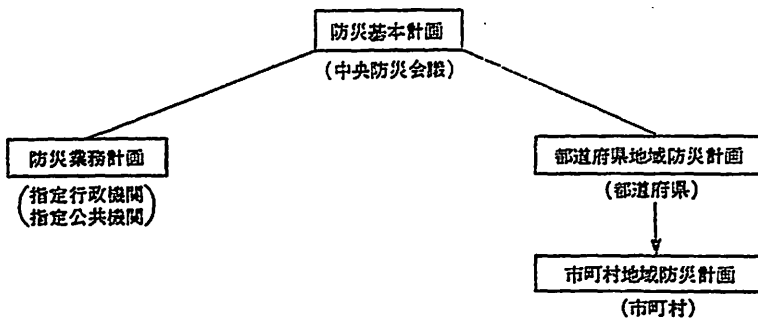


図 1・2・1 各種防災計画の関係

* 災害対策基本法第2条参照

4. 水防活動，消防の活動又は救助に関する事項

5. 災害時における通信計画に関する事項

について定めなければならないのである。

洪水予報の担当者は，一方ではこれらの防災計画の作成者でもあるのが普通であるが，そうでない場合にはこれらの防災計画を十分研究しておく必要がある。

ところで，洪水予報は，一般住民の洪水に対する準備や避難のためだけでなく，ダム等の施設の操作にとって重要なものであり，また水防警報は水防団等の準備や出動にとってもっとも重要なものであるから，その通報の方法や伝達経路等については，十分事前に調整を行っておかねばならない。

建設大臣が気象庁長官と共同して洪水予報を行うこととされている表 1・2・2 に示す利根川，淀川等17水系の河川についてはそれぞれの水系の名を冠した洪水予報連絡会が組織せられて，通信訓練を随時実施するとともに，器材の整備につとめている。

また，この共同作業を円滑に実施するために，建設省河川局長と気象庁長官とは協定を結び*，さらに細部について覚書を交換している。

洪水予報を実施するには，そのための技術者等に要する人件費のほかに，雨量観測所の設置や維持のための経費が必要となる。建設省においては，表 1・2・2 に示した17水系の河川の洪水予報と95水系の河川の水防警報の実施のために，現在約 350 の無線局と約 280 のテレメータ化された雨量観測局とを保有している。これらの施設を維持する経費と，新たに30のテレメータ化された雨量観測局を設置するための経費として，昭和50年度予算に計上された予算は約 1 億 4,000万円** である。

テレメータ化された雨量観測局の1局当りの建設費は約 400 万円であって，

* 建設省及び気象庁が共同して行う予報業務についての基本協定（昭和32年1月21日）

** 都道府県に対する水防倉庫建設費補助（1/3）15棟分および水防車整備費補助（1/3，1/4）を含む。

表 1・2・3 水防管理団体の現況
(昭和48年1月1日現在)

	区 分	指定管理 団 体	そ の 他	計
水 防 管 理 団 体	市 町 村	1,535	1,567	3,102
	水防事務組合	40	2	42
	水害予防組合	26	15	41
	計	1,601	1,584	3,185

表 1・2・4 水防団員の現況
(昭和48年1月1日現在)

区 分	団 員 数
専 任 者	20,709
兼 任 者	1,146,445
計	1,167,154

建設省ではさらに170局余りの新設を計画している。

洪水予報や水防警報は、なにも上記の予算で作られた施設のみを用いて行なわれているのではなく、当然のことながらダムや河川の一般的な管理のために設けられた施設も、フルに利用されている。

ところで、洪水予報と深い関係にある水防の責任は、水防法の規定するところによって都道府県知事および市町村長に課せられているが、建設省においては水防倉庫や水防車の整備あるいは水防資材の購入のための経費の補助を行なっている。補助率は1/4~1/3の範囲である。

なお、昭和48年1月1日現在における水防管理団体の数は表1・2・3および表1・2・4に示すように3,185に及び水防団員数は専任者が21,000人、兼任者が1,146,000人、合計で1,167,000人に達している。

1・3 洪水予報および水防警報の種類

水防法の規定に従って実施される洪水予報（同法第10条2項）の種類については、法令には特別の定めがないが、予報作業の便と予報を利用する側の便を考慮して、洪水に対する注意を喚起するための洪水注意報と、洪水による被害の発生や避難の必要等を警報するための洪水警報とに分類して、予報が行われている。また、洪水に関する情報を提供するための洪水情報が予報の一環として発表されるのが普通である。

これらの発表基準については、予報対象河川を管轄する地方建設局と気象官

署との間で結ばれた業務協定において定められている。そのため、各河川毎に若干の差はあるが、基本的には同一であるとしてよい。表1・3・1は、関東地方

表一1・3・1 洪水予報の種類と発表基準*

種 類	発 表 基 準
洪水注意報	予報地点の何れかの水位が警戒水位を超える洪水が予想されるとき
洪水警報	警戒水位を超え、かつ計画高水位程度もしくは計画高水位を超える洪水となることが予想されるとき、又は重大な災害が起こるおそれがあるとき
洪水情報	洪水注意報、警報の補足説明、および内容を修正する必要が生じたとき、又は出水の規模を知らせる必要があるとき

* 利根川および荒川を対象とするもの

建設局と気象庁予報部が、利根川および荒川の洪水予報に関して締結した協定に定められている洪水予報の種類とその発表基準を示したものである。

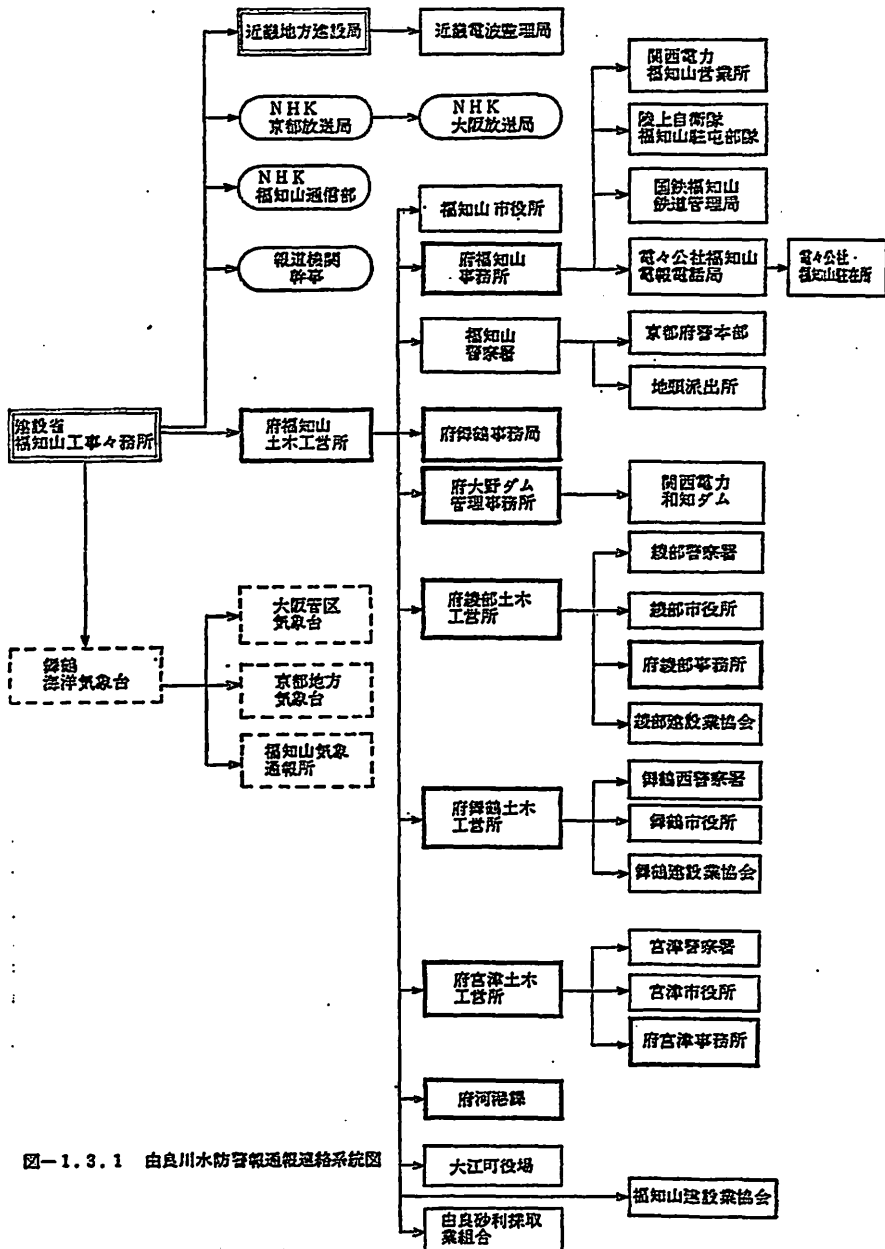
洪水警報は、その洪水によって、対象量水標における河川の水位が警戒水位を超え、さらに計画高水位に達すると予想される場合に発表される。この場合、改修が完了している河川においては破堤の恐れはまずないと考えられるが、河川沿いの土地や低い土地に住んでいる人びとは避難の準備をしなければならないであろう。水位がさらに上昇し、破堤の恐れがある場合には、その旨の予報がなされると同時に、地域防災計画（災害対策基本法第42条）に従って適当な避難場所に対する避難が開始されよう。この場合の指示伝達系統は、災害対策基本法に

都道府県知事 → 市町村長 → 一般市民
 （災害対策基本法第55条）（同法56, 60条）

のように定められている。なお、市町村長が避難のための立退きの指示等ができない場合には、警察官又は海上保安官がその指示を代行できることとなっている（同法第61条）し、洪水の氾らんによって著しい危険が切迫している場合には、都道府県知事、その命を受けた職員又は水防管理者が立退きの指示をすることができることとなっている（水防法第22条）。

破堤等が発生した場合には、指示伝達系統に混乱を来たし、折角の情報をど

第1章 洪水予報の現況



図一 1.3.1 由良川水防警報通報連絡系統図

図 1.3.1 由良川水防警報通報連絡系統図

こに伝達すべきか迷ったり、見当違いの方向に伝達すべく無用の努力をしたりすることがあるので、平常時に十分の検討を加えておく必要がある。

洪水予報の伝達はできるだけ短い時間内に行われなければならない。しかし、中間で2段階程度の中継をする一般の警報伝達システムでは、相当の訓練をしない限り短時間での伝達にはかなりの困難がある。わが国のある大河川における通信訓練時の実例では、洪水注意報の段階で末端までの連絡に41～63分を要し、洪水警報の段階では39～53分を要したと報告されている。

つぎに、水防警報の種類であるが、これについても法令には特別の定めがなく、水防警報を実施する機関において適宜定めているが、一般には、表1・3・2に示すように、待機、準備、出動、指示、解除の5段階に分けて実施されてい

表 1・3・2 水防警報の種類、内容及び発表基準

種 類	内 容	発 表 基 準
待 機	1. 出水あるいは水位の再上昇等が予想される場合に、状況に応じて直ちに水防機関が出動できるように待機する必要がある旨を警告するもの。 2. 水防機関の出動期間が長引くような場合に、出動人員を減らしてもさしつかえないが、水防活動をやめることはできない旨を警告するもの。	気象予、警報等及び河川状況により、特に必要と認めるとき。
準 備	水防に関する情報連絡、水防資器材の整備、水閘門機能等の点検、通信及び輸送の確保等に努めるとともに、水防機関に出動の準備をさせる必要がある旨を警告するもの。	雨量、水位、流量その他の河川状況により必要と認めるとき。
出 動	水防機関が出動する必要がある旨を警告するもの。	洪水注意報等により、また、水位、流量その他の河川状況により、警戒水位を越えるおそれがあるとき。
指 示	水位、滞水時間その他水防活動上必要な状況を明示するとともに、越水、濁水、法崩、亀裂その他河川状況により警戒を必要とする事項を指摘して警告するもの。	洪水警報等により、または、既に警戒水位を越え、災害のおこるおそれがあるとき。
解 除	水防活動を必要とする出水状況が解消した旨及び当該基準水位観測所名による一週の水防警報を解除する旨を通告するもの。	警戒水位以下に下降したとき。または警戒水位以上であっても水防作業を必要とする河川状況が解消したと認めるとき。

* 利根川および荒川を対象とするもの

る。

待機は出動を命ぜられる可能性があるという段階であり、準備は出動を命ぜられるものとして諸準備を行う段階である。出動は水防機関に対する出動要請であって、水防機関は水防管理者の命令によって出動することになる。指示は水防機関に対して、さらに具体的に指示するもので、とくに危険な箇所を指摘し、必要な水防工法等を指示するものである。

水防警報の伝達経路は水防法第10条の4および5に
建設大臣

↓
都道府県知事 → 水防管理者 → 水防機関

のように定められている。実際の伝達経路は、洪水予報同様各機関における内部委任規程や地域防災計画等に基づき別途詳細に定められるが、末端までの伝達時間は可能な限り短くしなければならない。昭和47年に大災害を蒙った江の川の例によると、データ収集、解析、警報文作成、警報伝達の各段階に対する想定必要時間と実績とは表のとおりであったと報告されている。予報文作成の

表 1-3-3 所要時間の想定と実績 (47.7豪雨)

警報の種類	作 業	所 要 時 間	
		想 定	実 績
待 機	データ収集、警報文作成 水防団員への伝達	35 分	15 分
		10	125
準 備	データ収集、解析、警報文作成 水防団員への伝達、集合	65	20
		10	45
出 動	データ収集、警報文作成 水防団員への伝達、現場到着	20	15
		30	55

段階の所要時間が想定よりも短いのに対して、警報の伝達と水防団の出動に要する時間が大幅に長くなっているのは注意を要するところであろう。

図-1-3-1 は、一級河川由良川における水防警報の通報連絡系統を示したものである。

1・4 洪水予報の方法

洪水予報の種々の水文学的手法については第3章において解説するが、全体の概念をつかむためにここで簡単にふれておこう。

わが国で現在実用されている洪水予報の方法にはつぎのようなものがある。

i) 上流地域の降雨量から下流地点の水位を推定するもの（例：筑後川）

ii) 上下流2地点間の水位相関によるもの（例：利根川）

iii) 貯留法によるもの（例：淀川）

iv) 上流域流出量を単位図を用いて算出し、これを単純化した不定流の基礎方程式と連続式とで

追跡するもの（例：
北上川）

そのほか、現在のところでは十分な成果をあげていないが研究中的のものとして

v) 厳密な不定流の基礎方程式と連続式と

で、追跡を行なうもの（例：淀川）

vi) いわゆる コアキシャル・リレイション図（共軸相関図）を用いるもの（例：筑後川）がある。

なお、例にあげた河川ではその方法だけを用いているのでは決してなく、洪水予報の各段階に応じて、単純な方法から複雑な方法までを使い分けているのである。

参考のために、筑後川を例にとって洪水予報の実際の作業の様子を見てみることにしよう。図1・4・1は筑後川の流域を示したものである。

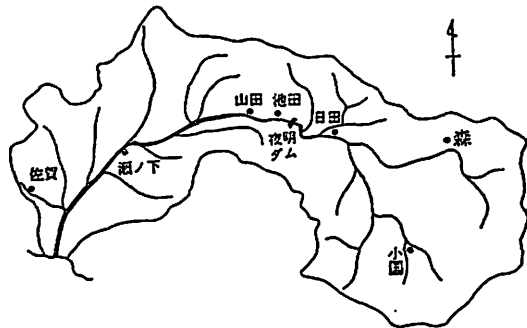


図 1・4・1 筑後川流域図

第1段階

福岡管区気象台発表の降雨予報に基礎を置いて予報を行う。降雨量の予報そのものの精度がよくないので概略のことしかわからない。

図1・4・2に示すように、小国の6時間雨量の予想値から、日田および瀬の下の水位を予報する。

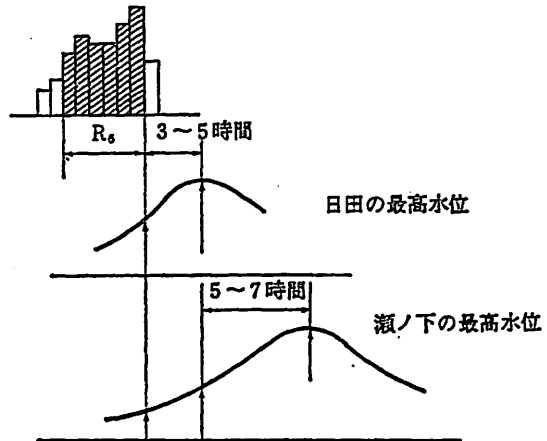


図 1・4・2 上流域の降雨量と下流水位

第2段階

上流域における降雨がピークを過ぎると、第2段階の予報が行われる。小国、森および日田における毎時雨量と地蔵原、女子畑および夜明における3時間雨量とから水位の予測が行なわれる。

用いられる方法は、小国の降雨量から直接日田、池田および瀬の下の水位を予測するものと、日田における水位を小国の降雨量から推定し、それから水位相関法によって池田および瀬の下の水位を予測するものがある。データの蓄積において優っている後者の方がよい結果を与える。

第3段階

日田の水位が下降し始めた時点で第3段階に入る。この段階においては、夜明ダムの放流量を考慮に入れて日田および池田の水位から、瀬ノ下の水位を予測するのである。この段階において、瀬ノ下の最高水位を5～7時間前に予報することができる。図1・4・3は日田と瀬ノ下との水位の相関を示したものである。後の段階になるほど精度がよくなっていることはいうまでもない。

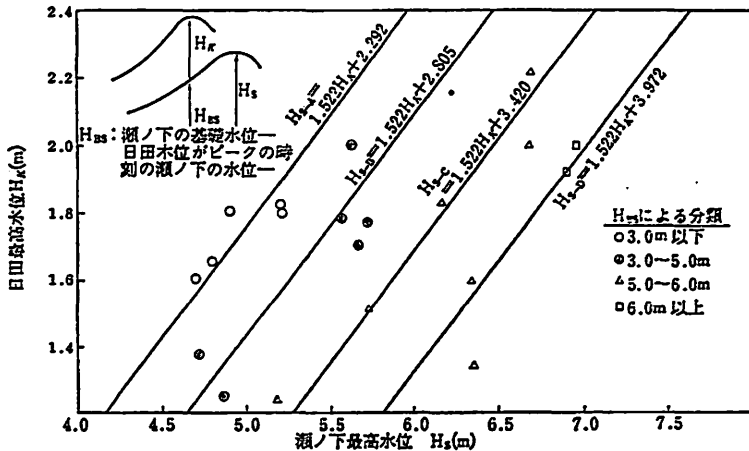


図 1.4.3 日田と瀬ノ下との最高水位の相関

1.5 洪水予報の施設

洪水予報の施設としては

- i) 雨量計
- ii) 水位計
- iii) 情報伝達装置
- iv) データ処理装置

が必要である。

かつては普通雨量計と電話もしくは電報との組合わせて、降雨データが洪水予報センターへと送られていたが、今日ではほとんどすべてが自記雨量計とVHF または UHF 帯の電波を利用するテレメータにとって代られている。

水位計も同様にテレメータ化されており、長期間自記々録用紙を交換する必要のないものが出現して、保守を容易にしている。

情報伝達装置としては、前述のテレメータと指令その他を伝達するための通信回線とがある。電電公社の回線も即時通話可能の地域が広がったが、河川上流部の山地部ではまだまだ普及度が低く、ダムその他では建設省の水防用マ

イクロ回線に全面的に依存している。

この水防用マイクロ回線は、東京と各都道府県庁との間を結ぶと同時に建設省の業務用回線とネットワークされ、電電公社や警察とならんで、もっともきめの細かな情報伝達網を形成しているのであるが、このことは比較的看過されているようである。

データ処理装置としては、大型電子計算機が盛んに導入されるようになってきた。

北上川の三菱電機製電子管式洪水シミュレータを初めとして、淀川ダム統合管理事務所の FACOM 230—35、利根川ダム統合管理事務所の TOSBAC—3400—41 などが導入されて、複雑な計算を非常な短時間で遂行できるようになったことは、洪水予報の精度向上に大いに貢献している。

しかしながら、一方では多くの河川においてノモグラムと卓上電子計算機との組み合わせ程度のシステムで、洪水予報の実務が行なわれている。

相当複雑なプログラミングが可能な卓上電子計算機が出現しているし、いわゆるミニコンも専用周辺機器の開発によって低廉になりつつあるので、これらを利用するシステムの研究が実施されてよいであろう。1973年に、建設省の河川および電気通信技術者が中心となって、社団法人建設電気技術協会常設の研究會である、河川情報システム分科會において取りまとめた建河73型洪水流出計算機仕様書は、電卓としてはやや大きい規模に属する機種を母体としてプログラムの整備をはかり、種々の洪水流出計算を可能ならしめたものである。

これは、かなり複雑な洪水流出計算であっても、卓上電子計算機によって遂行することが可能であることを示したもので、大型電子計算機を備えつけることが困難な中小クラスの河川に対して、効率的な洪水流出計算システム整備の途を開いたものである。

大型電子計算機は機能的にはまったく問題がないが、維持費が高くつき、洪水期以外の時期の利用方法を考えなければ容易に採用するわけにいかないという欠点を持っている。

大型電子計算機を導入した前述の淀川ダム統合管理事務所では、近畿地方建

設局の電子計算センタとしての機能をも果たすことによってこの問題を解決しているし、利根川ダム統合管理事務所においては、利根川水系に関する調査や解析にフルに活用しているようである。

プログラミング機能を有する卓上電子計算機を利用した例としては、セイコー S 301 型卓上電子計算機 2 台を中心としてシステムを構成した、中国の淡水河³⁾ および YHP 21 型卓上電子計算機を中心として構成した豊川洪水予報システムがある⁴⁾。

やや変わった施設としては、利根川ダム統合管理事務所に設置されている降雨量測定用レーダがあげられるであろう。このレーダは電子計算機と連結されて、その瞬間における降雨量を直ちに知ることを目標として設置されたものであって、目下活発な研究が行なわれている。

参 考 文 献

- 1) 川村光雄：東南アジアの防災体制，河川，1969年 4 月
- 2) 同上
- 3) 海外技術協力事業団：淡水河の洪水予警報システム確立のための調査報告書，1972 年 1 月
- 4) 中部地方建設局豊橋工事事務所：豊川における洪水予報，1974

第2章 洪水予報の歴史

2・1 洪水予報の誕生

洪水予報を、ただ単に「洪水が起こりそうだ」ということを前もって言明することの意味にとると、その誕生は恐らく古代にまでさかのぼることになるであろう。しかし、水防法第10条に規定するように「その状況を水位又は流量を示して」行うものとすれば、フランスの M. Belgrand がセーヌ川の1876年の洪水を3日前に予報し、1cmの誤差におさまったのを^{まじし}もって嚆矢とするといわれている。

一方、わが国においてはあまり進歩を見なかったが、大正末期から昭和の初年にかけて種々の研究が発表せられるようになり、大正15年(1926年)には朝鮮の漢江において洪水予報を実用に供するための体制が整えられるにいたっている¹⁾。

大正9年(1920年)、朝鮮南部においては大洪水があり、漢江も氾らんしてソウル付近にも大きな被害があったが、とくに交通の中樞であった龍山駅が浸水したことは、当局に大きな衝撃を与え、洪水予報の必要が提唱せられるにいたった。かくして、鉄道、警察、土木等の関係者が協議を行い、ソウルまでの洪水到達に約12時間を要する漢江上流の北漢江の駟州、および南漢江の加平の2壘水標の水位を3時間毎に電報でもって通報し、これによって洪水予報を行うことが取り決められたのである。

その結果はすこぶる良好で、引続いて起こった大正14年の洪水においても相当の効果を挙げたとのことである。

大正10年には訓令をもって「漢江増水報告通報規程」が定められ、大正15年には「漢江洪水予報雨量観測並に報告規程」が定められているが、このこと

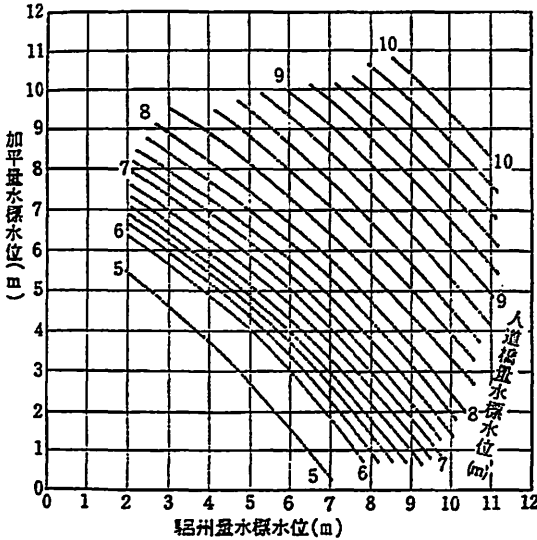


図 2・1・1 驛州水位と加平水位より人道橋水位を求めめる図表

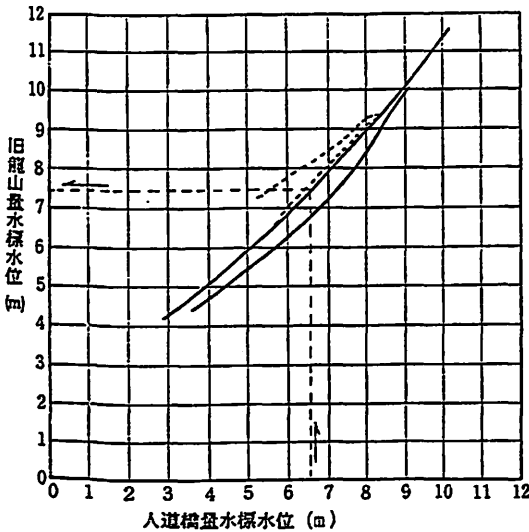


図 2・1・2 人道橋水位より旧亀山水位を求めめる図表

は、すでに当時において洪水予報が日常業務として行われていたことを示すものであって、その先進性に驚かされるのである。

図 2・1・1 は加平の水位と驛州の水位とから、ソウル市内の人道橋水位を計算するためのものであり、図 2・1・2 は人道橋水位から旧亀山の水位を求めめるためのものである。

図 2・1・1 は現在でも用いられているようで、韓国政府の技術者によって発表された論文において言及されたことがある²⁾。

一方、国内の河川については、利根川に関する青木楠男氏の研究、筑後川に関する上野巳熊氏の研究³⁾、北上川に関する並川熊次郎氏の研究⁴⁾、淀川に関する坂本助太郎氏の研究⁵⁾等が相ついで発表せられた。これらは、いずれもすぐれた内容のものであって、現今の技術の水準に照らしても

いささかも劣っていないといわざるを得ないことは、一面ではこの方面の技術の進歩がいかに遅いかということを示しているともいえる。

用いられている手法は、上下流の水位の相関を利用するいわゆる水位法、流域内の降雨量より流出量を求めそれを水位に換算するいわゆる雨量法、あるいはこれらを併用したものであるが、特記すべきは、1932年に L. K. Sherman が Engineering News Record 誌に発表して一躍注目を浴びたユニットハイドログラフ、すなわち単位図法と全く同じ発想がもられている梶山浅次郎氏の漢江ほか2河川に関する論文⁶⁾である。また、この研究は、現在においてもその手法がほとんどそのままで洪水予報に用いられているという点で、筑後川に関する上野巳熊氏の研究と双璧をなすものである。

このように、水文学的な面での研究は盛んに行われたが、これらの研究が実際の洪水予報に結びつけられるにいたったのは、漢江の例を除けば、はるかに下って第2次大戦後のことといってよい。その理由は、洪水予報の効果に対する一般の認識が低かったことと、洪水の出水が早くて当時の貧弱な通信施設では、これを実用化することが非常に困難であったことであろう。

現在の関東地方建設局の前身である東京土木出張所においては、昭和11年(1936年)に利根川の洪水の状況を管下の工事事務所に通報し、水防等の便に供したといわれているが、その詳細はわからない。淀川、筑後川等の他の主要な河川においても、事情は似たものであったのではないだろうか。

いくらか組織的な動きが見られ出したのは、昭和22年(1947年)のキャスリーン台風による利根川の大洪水を経験してからである。すなわち、この年関東地方建設局、気象庁予報部および経済企画庁資源調査会は気象連絡会を組織し、昭和24年の水防法の制定後における洪水予報連絡会のさきがけとなった。この連絡会は、昭和23年のアイオン台風の襲来に際して、大きな効果を挙げたといわれている。表2・1・1はこのときの利根川における予報水位と実績水位とを示したものである。

水防法の制定* によって、全国18の主要河川においては建設大臣が洪水予報

* 洪水予報は、昭和30年の改正(法律第61号)によって制度化された。

表 2・1・1 アイオン台風時の水位予報と実際

量水標	発表時刻	予想水位	実際水位	予想時刻	実際時刻
栗橋	16日1時00分	8.00m	7.66m	17日6時より早くない	17日 4時
、	17 5 30	7.70	7.60	17日6時頃	17 6
取手	17 5 30	8.00~8.50	8.42	17日18時頃	17 18
、	17 9 30	8.50m上	8.41		17 18
佐原	17 5 30	5.00~5.30		16日23時頃	
、	17 21 00	5.00m下	6.62		17 24

を実施することとなるなど、洪水予報の体制は大いに整備されたが、洪水予報のための施設、とくに通信施設の整備には大きな困難があった。敗戦直後の米軍による占領下にあったため、無線通信用の電波の使用が容易に認められなかったからである。しかし、この問題も、昭和25年の電波法の制定を契機として解決に向い、同年、利根川、木曾川、淀川3水系に18の無線局が誕生した。

その後、無線回線を利用して自動的に観測データを送信するテレメータ装置が開発されて、昭和30年には木曾川水系の丸山ダムに設置せられるにいたり、洪水予報の施設は大きな発展を遂げることになったのである。

2・2 流出計算法の発展

昭和20年代の後半は、Sherman のユニットグラフの日本の河川への応用や米国の Ohio 河で開発されたという洪水追跡法—マスキング法—の研究からはじまって、種々の新しい方法が提案せられ、流出計算法の全盛時代を現出した。

ユニットグラフに関してはその線型仮定* が本邦の河川においては成立しないことを指摘した石原藤次郎博士の論文⁷⁾、中安法として広く用いられている中安博士によるユニットグラフ作成法の研究⁸⁾、同じく立神博士の研究⁹⁾などが続々と発表せられた。

* 有効雨量と洪水流出のピーク流量とが正比例の関係にあるとする仮定

この頃、水文学の古典的教科書 Applied Hydrology の著者の一人であり、水文学の世界的権威である Stanford 大学の Linsley 教授のもとに留学した竹内博士は、帰国後貯留法* に基礎をおく計算法を提案している¹⁰⁾。

これに引続いて、同じく貯留法に基礎を置く計算法が木村博士によって提案せられ、貯留関数法¹¹⁾の名のもとに広く用いられるにいたった。

その間、洪水流出を指数型の関数で表わす試みがなされ流出関数と名付けられている。

以上は降雨から流出を計算する方法についての研究であるが、一方では河道内における洪水の伝ぱんをできるだけ忠実に解こうとする研究が多くの人によってなされている。周知のように、洪水流の運動を表わす基本式は非線型の微分方程式であるから、これを紙と鉛筆で解くことは非常に困難である。それゆえ、基本式の各項のうち、あまり重要と思われない項を省略して計算を簡略化し、これを解くことが試みられている。

洪水流の基本式は、一般には不定流の基本式とよばれ、つぎの運動方程式および連続式とからなっている¹²⁾。

$$v_t + w_x + g y_x + E = 0$$

$$v_x y + w_x + y_t = 0$$

ここに

x : 河道に沿って測った距離

t : 時刻

v : 流速

y : 水深

g : 重力の加速度

E : 単位の質量に働く外力、すなわち

$$E = -gS + gS_f \quad S = \text{一定}$$

S : 水路勾配

* 流域の水の貯留量と流出量との関係を基本にする流出計算法。マスケンガム法もこの一つである。

S_f : マサツ勾配

$v_t : \partial v / \partial t$, すなわち流速の時間的变化

$v_x : \partial v / \partial x$, すなわち流速の距離的变化

$y_t : \partial y / \partial t$, すなわち水深の時間的变化

$y_x : \partial y / \partial x$, すなわち水深の距離的变化

である。

ここで、もし

$$v_t = y_t = 0$$

すなわち、流速の時間的变化と水深の時間的变化を0とおけば、不等流の式が得られ、さらに

$$v_x = y_x = 0$$

とおけば、定流の式が得られるわけである。以上は極端なケースであるが、これらのうちのどれか一つの項を無視すれば、それに応じていくつかの式が得られ、また、その式独得の性質の流れが得られるのである。

なお、この流れと若干異ったやり方で線型化をはかる方式も提案されているが、ここでは省略しておこう¹³⁾。

しかしながら、現在は電子計算機を使用することにより、洪水流の基本式を忠実に解くことが可能になっている。

2・3 電子計算機の導入

洪水の追跡計算を機械的に行おうとする試みは、Applied Hydrology によると1940年に米國工兵隊において試みられている¹⁴⁾。

これは5箇のドラムと2箇のモータとからなる器械で、流入量とダムゲートの操作とを与えると、貯水池の水位と放流量とが記録紙上に画かれるようになっている。また、米國氣象局においては、基本式として貯留法を用いて、電気の流れと水の流れとの相似を利用するいわゆるダイレクトアナログ型の洪水追跡器を作成している¹⁵⁾。

わが国では1956年に淀川においてダイレクトアナログ型の追跡器が作成された¹⁶⁾。これは速水博士の洪水流の理論すなわち

$$By_t + (AB)^{5/3}y_t^3 + (B\mu y_t)_x$$

ここに

B : 河幅

$$A: \sqrt{S/n}$$

n : manning の粗度係数

μ : 河相係数

を基礎式に採用している。この場合の電気量と流体量との対比を示すと表 2.3.1 のとおりであって、淀川の標準河幅 $B=600\text{m}$, $A=0.6$ (m-s単位), $\mu=5 \times 10^3$ (m-s単位) に対して, $R_0=14.22\text{K}\Omega$, $C_0=12.5 \mu\text{F}$ が対応したという。

なお、河道は 1~5 km の区間に分割され、たとえば、淀川は広瀬~西島間が12の区間に、宇治川は宇治~広瀬間が5つの区間に分割された。

$y^{5/3}$ を求めるには五極管 6SJ7 のプレート電流の 5/3 乗特性を利用しているのは巧妙な着想であるといえよう。なお、洪水予報に際してはこの追跡器を直接用いることをせず、事前に種々の条件を与えて作成した計算図を用いたようである。

いわゆるインダイレクトアナログ型、すなわち一般のアナログ型電子計算機を洪水追跡の計算に用いるタイプのものがこれに引続いて出現した。これが北上川洪水シミュレータである¹⁷⁾。

表 2.3.1 流体と電気量との対比

流 体 量	電 気 量	変 換 係 数
y (m) 水深	V (volt) 電圧	$\alpha=2 \times 10^{-1}$
t_{hy} (sec) 時間	t_{el} (sec) 時間	$\beta=1.8 \times 10^4$
x_{hy} (m) 距離	x_{el} (mesh) 距離	$\mu=4 \times 10^3$
g (m ³ /sec/cm) 単位当り流量	i (Amp) 電流	$\theta=3.55 \times 10^3$

このシミュレータの基本式は、降雨量から流出量を計算する部分においてはユニットグラフを用い、河道内の洪水の伝ぱんの計算には、さきに掲げた洪水

流の基本式の v_1 および v_2 の項を省略したものを採用している。なお、連続式の右辺は 0 とせず

$$v_2 y + v_3 x + y_1 = p$$

として、降雨からの流出量を横流入の形で取入れている。

このシミュレータはアナログ型であるために計算速度がきわめて速く、実際の時間の 3,600 分の 1 の時間で計算が完了するので、洪水予報に直接使用することが可能であった。しかし、オペレーションズリサーチの手法等によってダム最適操作を追求することは不可能で、そのためには別の計算機を用意しなければならない。

北上川の洪水シミュレータの出現後において、河川技術者の努力の目標となったのは、洪水流の基本式を単純化することなく直接積分することであった。これは米国では 1954 年に J. J. Stoker によって Ohio 河の洪水の計算において実用化されている。彼は河道を 5 マイル毎の区間に分け、計算時間 Δt を 0.8 時間として、Ohio 河の延長 400 マイルの区間の 6 日間にわたる計算を行ったが、UNIVAC を用いての計算所要時間は 3 時間であったという¹⁸⁾。

この報告は、河川技術者に大きな夢——しかも、折りから出現しつつあった国産の大型電子計算機を考慮すると実現性の高い夢——を与えたのであった。

淀川統合管理資料と銘うって、「不定流の数値解法」¹⁹⁾ (1965)、「デジタル計算機による流出量の計算」(1966)、「淀川水系におけるダム群の統合管理について」(1968)等の印刷物が作成され、多くの研究会が持たれたのもこの頃である。

結局、利根川ダム統合管理事務所に引続いて 1969 年に設置された淀川ダム統合管理事務所においては、FACOM 230—35 が導入され、ダムの最適操作の計算を含む業務が開始されたのである。

2・4 電気通信の発展²⁰⁾

今日、建設省の工事事務所や出張所は、それが河川関係のものであれ道路関係のものであれ、専用マイクロ電話回線で相互に結ばれており、緊急時はもちろんのこと平時においても非常にスピーディかつ確実な通信を享受している。これらの回線は、また都道府県庁とも連絡して、水防あるいは消防等緊急時の重要通信回線を形成し昭和50年度当初における局数は、水防用、道路管理用を含めて、8584局の多きを数えている。

しかしながら、このような通信施設が完成するまでには、関係者の筆舌に尽くし難いご苦労があったと聞いている。ここに感謝の念をこめて振返ってみることにしよう。

戦後昭和22、23年と連続して大洪水を経験したことによって、昭和24年には水防法が制定され、洪水予報実施のための体制の整備が開始されるにいたったことは、すでに述べたとおりである。

当時の関係者の悩みのひとつは、雨量や水位の観測値を迅速・確実に洪水予報の中樞である土木出張所(地方建設局の前身)に伝達する手段に欠けていたことである。雨や風のなかをあるいは郵便局に駆けつけて電報を打ち、あるいは数少ない電話を備えつけている学校や商店に走った、当時の観測担当者の苦勞は並大抵ではなかったに違いない。しかし、台風によって電柱が倒れるとすぐ電話は不通になるし、電報もまた同様である。風のうなるなかを、雨や水位の情報をいまかいまかと待っていた予報担当者の気持が痛い程よくわかるのである。

昭和25年に電波法(昭和25年5月2日公布、法律第131号)が公布されると、年来の関係方面への陳情が功を奏して、利根、木曾、淀の3水系に18局の中短波帯の周波数(3730 kHz, 2920 kHz)を使用する無線局が、洪水予報およびこれに伴う緊急を要する通信のためという限定された条件のもとで認められた。

このとき誕生した無線局は

利根川水系 東京、佐原、小貝川、栗橋、八斗島、高崎、川越（7局）

木曾川水系 名古屋、桑名、岐阜、美濃、下呂、坂下（6局）

淀川水系 大阪、枚方、亀岡、瀬田、名張（5局）

であった。

昭和26年になると、信濃川、吉野川、北上川および筑後川の各水系に新たに11局が設置せられるとともに、利根川水系に150 MHz 帯の周波数を利用する移動局（車載無線）が登場する。

昭和29年は洞爺丸台風が猛威を振った年であるが、この年には利根川、淀川等11水系、固定局49、基地局11、移動局9、計69局を有するシステムに成長し、非常時以外にも使用することが可能ないわゆる常用局へと脱皮したのである。

現在盛んに使用されている降雨量及び水位テレメータは、木曾川水系の丸山ダム（昭和30年）および鬼怒川水系の五十里ダム（昭和31年）の完成を契機として用いられるようになっていく。丸山ダムでは150 MHz 帯、五十里ダムでは60 MHz 帯の周波数が採用されたが、五十里ダムのテレメータ回線は、栗橋を中継し6チャンネルの多重回線の一部を利用して、東京にまで延長された。

続いて、この多重回線は7 GHz 帯を利用するいわゆるマイクロ回線へと発展を遂げ、昭和38年には建設本省と各地方建設局間のマイクロ幹線が開通すると同時に、無線局数は2,000を突破するにいたった。

昭和42年度からは新たに自治省、消防庁と共同して、水防および消防用の連絡回線を整備することとなり、昭和50年度当初において、その必要のない東京都を除いたすべての道府県庁との間のマイクロ回線が完成している。

一方、昭和31年度からは水防通信強化のため、都道府県、市町村および水防管理団体を対象として、水防用無線施設に対する国庫補助が開始されている。

2・5 海外との技術協力

昭和30年代の所得倍増政策の進展によってわが国の経済力の向上は著しく、

発展途上国に対する経済協力や技術協力が盛んに行われるようになった。洪水予報の分野においては、国連 ECAFE と WMO とによる台風委員会の設立に伴ない、1969年から洪水予警報システムに関するトレーニングセミナーが開始された。このセミナーは台風委員会加盟国の気象技術者および水文技術者を対象としたもので、1973年に河川工学全般の研修を目的とする河川工学セミナーに改組されるまで続けられたのである。1970年からは、パイロットプロジェクトとして加盟各国の主要河川について洪水予警報システムの調査が実施されることになり、稲田裕氏* を団長とするバンバン河（フィリピン）調査団を皮切りに淡水河（中国）および漢江（韓国）に対して、数回にわたって専門家が派遣された。これらの河川では、その結果に基づき近代的なシステムの建設が計画され、すでにバンバンガ河および漢江については完成をみている。

以上の技術援助が相手国の洪水予報体制の整備に貢献するところ多大であったであろうことは当然であるが、これはまた、わが国の洪水予報体制に反省の眼を向けさせたという点で、大きな意義があったといえることができる。

研修用テキスト²⁾の作成を通じて、国内の河川における洪水予報の実態を知り、さらに海外の河川の調査を通じて、わが国の体制の不備に気がついたわけである。その具体的な表われの一つを、漢江調査団の団長を勤めた小坂忠氏** による洪水予報分科会の設立（1973）とその活躍にみるることができる。その詳細については省略するが、このことは研修の講師を勤められた諸大学の先生方、現場第一線の技術者の方々のご苦勞とともに記録しておく必要があるであろう。

参 考 文 献

- 1) 梶山浅次郎：朝鮮漢江、洛東江、大同江の洪水予報に就て、土木学会誌 vol. 14, pp.77~142, 1928
- 2) Yun Sik Lee: River forecasting techniques in Korea, Hydrological Forecasting, Technical Note No. 92, WMO, 1969

* 当時、建設省河川局広域利水調査室長であった。

** 当時、建設省河川局都市河川対策室長であった。

- 3) 上野巳熊：筑後川瀬下の水位と森町雨量との関係，森林治水彙報第3号，p. 50，1924
- 4) 並川熊次郎：北上川筋降雨量出水最高水位の関係，土木学会誌 vol. 10，pp. 1049～1061，1924
- 5) 坂本助太郎：淀川の出水及其の予報，1931
- 6) 前出1)
- 7) 石原藤次郎他：わが国における単位図の特性について，土木学会誌 vol. 41，pp. 102～107，1956
- 8) 中安米蔵：本邦河川洪水の Unit Graph について，建設省直轄工事第9回技術研究報告，pp. 333～346，1956
- 9) 立神弘洋：洪水流出の新解析法，三協社，1955
- 10) 竹内俊雄：河川流出に関する2，3の計算法，建設省土木研究所，1959
- 11) 木村俊晃：貯留関数法による洪水流出追跡法，建設省土木研究所，1961
- 12) J. J. Stoker: Water waves, p. 469
- 13) 遠水頌一郎：洪水波の伝播について，京都大学防災研究所，1951
- 14) R. K. Linsley and others: Applied Hydrology, p. 536
- 15) 同上 p. 537
- 16) 近畿地方建設局：淀川筋洪水追跡用アナログ・コンピュータとその応用について，1957
- 17) 井田至春他：電算組織による洪水予報，土木学会第13回水理講演集，pp. 19～24，1969
- 18) 前出12) pp. 482～505 または19)
- 19) 近畿地方建設局：不定流の数値解法，1965
- 20) 建設大臣官房会計課電気通信係：建設省電気通信15年小史
- 21) Flood Forecasting, Warning and Flood Fighting: The Preparatory Committee of the First Training Seminar in Flood Forecasting and Warning, Ministry of Construction, 1969

第3章 洪水予報の手法

3.1 予報の効果と予報の精度

洪水予報は、それに引続いて起こる実際の洪水によって、その精度を厳密に判定されるという宿命をもっている。その意味で、洪水予報の担当者は非常に厳しい条件下にある。

洪水予報の目的は、その予報に応じて一般のひとびとや水防にあたる人達が何らかの対策を取り得るようにすることである。それゆえ、洪水が起こるであろうという予報が外れて無駄骨を折らしたことになったり、あるいは洪水は起こらないという予報が外れて寝耳に水ということになったりすれば、厳しい批判にさらされることになる。また、どっち付かずの予報を出して、結果として利用者を惑わすようなことが起これば、これも問題であろう。

洪水予報は、以上の理由からその目的に応じた内容と精度とを備えていなければならない。

洪水予報に限らず、ある事象に関して予報をするということは、その事象についての不確実さを若干でも取り除き、われわれの対応をし易くすることを目的としている。身近な例でいえば、暗れるか雨が降るか全く五分五分の曇り空を前にして、かさを持っていかどうかを決めるとき、雨になる確率が高いという予報があれば、かさを持って家を出るのが一般の人の取る態度であろう。しかし、もし「雨が降るか降らないか判らない」という予報であれば、かさを持って出るかどうかは各々の場合における損失をその人がどう評価するかにかかっている。つまり、晴着を着て外出するお嬢さんは完全な雨具を準備するであろうし、車で出勤するサラリーマンはそのままの服装で飛び出すということである。

この例は、つぎに示す予報の具備すべき二つの重要な側面を如実に示したものであるといえる。

予報の具備すべき条件

1. 予報はその利用者の行動決定に際して必要な情報を与えるものでなければならない。
2. 予報はその利用者の行動決定に十分なだけの精度を持ったものでなければならない。

この二つの条件は相互に関連しているので独立して取扱うわけにはいかないのであるが、敢えて分離して考えるとすれば、前者は情報の不確実性により多く関連し、後者は利用者側の対応策により深く関連しているといえる。

3.1.1 予報とエントロピイ

予報はその事象に関する不確実さを減じるものでなければならない。三角形の2角の大きさを知っているものにとって、残りの1角を教えてもらうことはナンセンスであろう。このような観点からの予報の検討には、情報理論において用いられるエントロピイ (entropy) の概念が都合がよい^{*)}。

ある確率事象系 \mathfrak{A} があるとする。ここにおいて起こり得る確率事象が $A_1, A_2, \dots, A_i, \dots, A_n$ であって、各確率事象 A_i の起こる確率は p_i であるとする。

$$\mathfrak{A} = \begin{pmatrix} A_1 & A_2 & \dots & A_i & \dots & A_n \\ p_1 & p_2 & \dots & p_i & \dots & p_n \end{pmatrix}$$

$$p_1 \geq 0, \dots, p_n \geq 0 \quad p_1 + p_2 + \dots + p_n = 1$$

この確率事象系 \mathfrak{A} についてのエントロピイは次式で定義される。

$$I(p_1, p_2, \dots, p_i, \dots, p_n) = - \sum_{i=1}^n p_i \log p_i \quad (3.1.1)$$

対数 $\log p$ の底としては一般に2が用いられる*。

* 常用対数を底が2である対数に変換するには、公式 $\log_2 x = \log_{10} x / \log_{10} 2$ によればよい。

このように定義されたエントロピィは不確実さを示す測度* であって、不確実さの大きい事象についてはこの値は大きくなるのである。

[例題 1]

表 3・1・1 のケース 1 および 2 についてエントロピィを計算せよ。

表 3・1・1

	ケース 1		ケース 2		
A_i	$A_1 = \text{晴}$	$A_2 = \text{雨}$	$A_1 = \text{晴}$	$A_2 = \text{曇}$	$A_3 = \text{雨}$
p_i	$p_1 = \frac{1}{2}$	$p_2 = \frac{1}{2}$	$p_1 = \frac{1}{3}$	$p_2 = \frac{1}{3}$	$p_3 = \frac{1}{3}$

[解]

ケース 1

$$I_1 = -\sum_{i=1}^n p_i \log_2 p_i = -\left(\frac{1}{2} \log_2 \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \log_2 \frac{1}{2}\right) = -\log_2 \frac{1}{2} = 1^{**}$$

ケース 2

$$I_2 = -3\left(\frac{1}{3} \log \frac{1}{3}\right) = 1.58$$

事象の数が 3 であるケース 2 の方がエントロピィは大きくなる。エントロピィが不確実さを示す測度であることがよく理解できよう。

予報が不確実さを小さくするのに役立つのであれば、予報を行うことによってその事象系に対するエントロピィは減少する。

ある事象系 \mathfrak{A} において、事象 A_1 の生起が適中率 P で予報され、事象 A_2, \dots, A_n が同程度の生起確率を有する場合のこの事象系のエントロピィは次式で与えられる。

$$\mathfrak{A} = \begin{pmatrix} A_1 & A_2 & \dots & A_i & \dots & A_n \\ P & \frac{1-P}{n-1} & & \frac{1-P}{n-1} & & \frac{1-P}{n-1} \end{pmatrix}$$

* measure, 物指しの意である。

** 以下においては対数の底 2 は省略する。

$$\begin{aligned}
 P + (n-1) \frac{1-P}{n-1} &= 1 \\
 I &= -P \log P - \sum_{i=2}^n \frac{1-P}{n-1} \log \frac{1-P}{n-1} \\
 &= -P \log P - (1-P) \log \frac{1-P}{n-1}
 \end{aligned} \tag{3.1.2}$$

予報によるエントロピイの減少量 I_R は (3.1.1) 式と (3.1.2) 式とから

$$I_R = - \sum_{i=1}^n p_i \log p_i + P \log P + (1-P) \log \frac{1-P}{n-1} \tag{3.1.3}$$

で与えられる。

[例題 2]

例題 1 のケース 2 について、晴れるであろうとの予報の適中率 P が 50%, 60%, 70%, 80%, 90% および 100% で行われた場合のエントロピイの減少量を求めよ。

$$P = 50\% (=0.5)$$

$$\begin{aligned}
 I_R &= - \sum_{i=1}^n p_i \log p_i + P \log P + (1-P) \log \frac{1-P}{n-1} \\
 &= 1.58^* + 0.5 \log 0.5 + (1-0.5) \log \frac{1-0.5}{3-1} \\
 &= 1.58 - 0.500 - 0.5 \times 2.00 \\
 &= 0.08
 \end{aligned}$$

$$P = 60\%$$

$$\begin{aligned}
 I_R &= 1.58 + 0.6 \log 0.6 + 0.4 \log \frac{0.4}{2} \\
 &= 1.58 - 0.44 - 0.93 = 0.21
 \end{aligned}$$

以下同様にしてつぎの表が得られる。

エントロピイの減少量がどの程度であれば予報として十分であるかという問題には、一概に答えることはできない**。次節で述べる対応策についても検討

* 例題 1 による。

** 高橋浩一郎博士によればエントロピイの減少量が 0.2 程度以上あればその予報には価値があるといつてよいようである²⁾。

適 中 率	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
当 初 エントロピィ	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58
予報後エントロピィ	1.50	1.37	1.18	0.92	0.57	0.00
減 少 量	0.08	0.21	0.40	0.66	1.01	1.58

しなければならぬからである。エントロピィは、むしろ各種の予報の質の比較や、限られた時間内において予報作業のどの部分に重点を指向すべきかという問題を検討する場合に役立つものであろう。

3.1.2 予報の効果と精度

洪水予報が効果を挙げるためには十分な内容と精度とを備えていなければならない。本節では洪水予報に要求される精度について検討を加える³⁾。

まず、必要な用語を定義しておこう。

予報適中率 P : 予報の適中する割合、 $(1-P)$ は不適中率)

予報の絶対利得 G_0 : 予報により対策を講じることによって得られる利得

予報の相対利得 G : 予報により対策を講じることによって、対策を講じない場合よりも多く得られる利得

予報尊重率 Q : 予報を受けて対策を講じる者の割合、 $(1-Q)$ は予報無視率)

予報の社会的利得 G_s : 予報を行うことによってその社会の得られる利得

洪水損失 L : 洪水による損失

対策後洪水損失 l : 対策をとっても避けることのできない洪水損失、一般に

$$L \gg l$$

対策費用 E : 対策をするために必要な経費^{*}、一般に $L \gg E$

以上の準備をして、予報の絶対利得 G_0 を求めてみよう。

考えられる事象としては、予報が適中する場合と適中しない場合とがある。

適中した場合の利得は、定義によって

$$L - (l + E)$$

^{*} 洪水予報に必要な経費はこのなかに含めるべきであらう。

で与えられよう。ただし、予報の適中率は P であるから、予報の期待利得* は

$$P\{L-(I+E)\}$$

となる。

つきに、予報が適中しない場合の損失は、無駄となった対策費 E であるから、同様にして予報の期待損失は

$$(1-P)E$$

で与えられる。

予報の絶対利得 G_0 はこの二つの事象の和であるから

$$G_0 = P\{L-(I+E)\} - (1-P)E \quad (3.1.4)$$

となる。

G_0 が正であるための条件、つまり予報により対策をとることが真の利益となるための条件は、 $G_0 > 0$ とおくことによって求められる。結果を適中率 P について整理すると

$$P > \frac{E}{L-I} \quad (3.1.5)$$

が得られる。

同様に、予報の相対利得 G を求めておこう。 G は、 G_0 から予報に応じて対策をしなかった人の得る利得を差引いたものである。すなわち

$$\begin{aligned} G &= G_0 - \{-PL + (1-P)E\} \\ &= P\{L-(I+E)\} - (1-P)E + PL - (1-P)E \\ &= P\{2L-(I+E)\} - 2(1-P)E \end{aligned} \quad (3.1.6)$$

G が正である条件は、 $G > 0$ とおいて

$$P > \frac{2E}{2L-I+E} \quad (3.1.7)$$

となる。

(3.1.5) 式および (3.1.7) 式において $L \gg I$ または $L \gg I-E$ とおけば、近似式として

* 利得の期待値、すなわち何回もの予報が行われる場合の利得の平均値である。

$$P > \frac{E}{L} \quad (3.1.8)$$

が得られる。

(3.1.8) 式は、予報利得 G_0 。もしくは G が正であるために必要な洪水損失 L および対策費用 E と予報適中率 P との関係を表わす式である。当然のことながら E/L が小さければ、適中率 P は小さくても予報利得は正となり、通常の場合、適中率が相当悪くても予報利得があることがわかる。

つぎに、予報の社会的利得 G_s を求めることにしよう。定義から

$$G_s = QG_0 + (1-Q)G_0' \quad (3.1.9)$$

ここに G_0' は予報があったにもかかわらず対策を講じない者の得る利得であって

$$G_0' = -PL + (1-P)E \quad (3.1.10)$$

で与えられる。(3.1.4) 式を変形すると

$$G_0 = P(L-I) - E$$

が得られ、(3.1.10) 式から

$$G_0' = -P(L+E) + E$$

が得られる。この二つの式を比較すると P の係数が異っているが

$$G_0 \doteq -G_0' \quad (3.1.11)$$

と近似的に置いても許されるであろう。そうすると G_s は

$$G_s = QG_0 + (1-Q)G_0' \doteq QG_0 - (1-Q)G_0 = G_0(2Q-1) \quad (3.1.12)$$

となって、 $G_0 > 0$ ならば

$$Q > \frac{1}{2} \quad (3.1.13)$$

が社会的利得 G_s が正である条件となる。

以上の結果によると、予報の適中率 P 同様に予報の尊重率 Q の向上を計ることが、社会全体としては重要であるということになる。

なお、ここでは予報が適中する、適中しないの二つの事象に分けられる場合を想定して論議をすすめてきたが、この考え方は洪水が堤防を越すかどうか、

あるいは床上浸水を起こすかどうかというような、洪水被害がある一つの線の上下で著しく異なる場合に適用して有効なものである。また、全く同様の論議をこれとは異ったケース、つまり適中、非適中というように分かれぬ場合に対しても行うことができる。

洪水予報は洪水があるであろうことを予報するのが普通であるが、場合によっては逆に洪水がないということを用いる場合もあるであろう。この場合の利得は

$$G_0 = PE^* - (1-P)L \quad (3.1.14)$$

$$\begin{aligned} G &= G_0 + PE - (1-P)\{L - (l+E)\} \\ &= (P-1)\{2L - (l+E)\} + 2PE \end{aligned} \quad (3.1.15)$$

となり、利得が正である条件はそれぞれ

$$P > \frac{L}{L+E} \quad P > \frac{2L-l-E}{2L-l+E} \quad (3.1.16)$$

で表わされる。この関係は (3.1.5) 式および (3.1.7) 式とはほぼ逆の関係であって、ほとんど 100% に近い高い適中率が確保できなければ、このような否定的な予報はすべきでないことを示している。

最後に例題掲げて、洪水予報の効果と精度の項を終ることにしよう。

[例題 3]

i) $L = 100$ 万円, $l = 5$ 万円, $E = 10$ 万円のとき, P がいくら以上であれば、洪水が起こらないという否定的予報をしてよいか。

ii) また, $P = 0.95$, $q = 0.7$ のときの G , を求めよ。ただし, $L = 10,000$ 万円, $l = 500$ 万円, $E = 1,000$ 万円とする。

[解]

$$i) G_0 \text{ の場合: } P > \frac{100}{110} \quad \therefore P > 0.91$$

$$G \text{ の場合: } P > \frac{2 \times 100 - (5 + 10)}{2 \times 100 - 5 + 10} = \frac{185}{205} = 0.90$$

ii) (3.1.14) 式から

* この場合の利得は無駄骨を折らないで済んだことにあるのであるから, E となる。

$$G_0 = 0.95 \times 1,000 - 0.05 \times 10,000 = 450 \text{ 万円}$$

(3.1.12) 式から

$$G_1 = 450(2 \times 0.7 - 1) = 180 \text{ 万円}$$

3.1.3 予報精度の評価

洪水予報の精度に関係する要素は実に多岐にわたっているが、もっとも重要なものは

- i) 流出計算の精度
- ii) 水位～流量曲線から求めた流量の精度

であろう。

どのような方法を用いるのであれ、流出計算はなかなか合わないものである。流出解析の仕事をしたことのある人なら、このことに異論はないであろう。だが一步振り返ってみると、何をもってよく合うといい、また合わないというのかははっきりした基準がないのもまた事実である。

WMO (世界気象機構) は、1965年に Guide to Hydrometeorological Practices (水文気象作業ガイド) の初版を発行しているが、そのなかで水文予報値の信頼区間の法定法に一節をさいている。そうして、もとなつたデータの精度以上に予報値の精度をあげることは不可能であるから、単純な方法の採用こそ望ましいとして、予報値の信頼区間をつぎの式で計算することをすすめている⁴⁾。

$$Y_{1,2} = Y' \pm t(P) S_{Y'-Y} \quad (3.1.17)$$

または

$$Y_{1,2} = Y' \pm t(P) S$$

ここに

$$Y' : \text{予報値の期待値} \quad (3.1.18)$$

S : その予報方法の標準誤差*

$S_{Y'-Y}$: 個々の予報値の標準誤差

* ここでは、標準誤差 (Standard error) は標準誤差 (Standard deviation) と同じ意味に用いられている。

$t(P)$: 与えられた確率分布の偏差値。この値を得るには表 3・1・2 の Gauss 正規分布もしくは Student の t 分布を用いればよい。

個々の予報値の標準誤差は、予報の方法として線型相関式が用いられておれば、相関理論によりたとえば 2 変数の場合に対しては

$$S^2_{Y'-Y} = \frac{n}{n-2} \left[1 + \frac{1}{n} \left(1 + \frac{\Delta x^2}{\sigma_x^2} \right) \right] S^2 \quad (3.1.19)$$

で表わされる。ここに

S : 回帰式の標準誤差

$\Delta x_1, \Delta x_2, \dots, \Delta x_n$: 独立変数の平均値からの偏差

n : データ数

σ_x : 独立変数 x の標準偏差

ただし、(3.1.19) 式を用い得るのは線型相関の場合に限られていることに注意しなければならない。また、 S が相当大きいときに幅の広い信頼区間をとれば、推定値の上下限が過大、もしくは過小になり意味を持たなくなるので、信頼区間の幅を 80% より大きくしない方がよいといっている。

いま、この勧告に従って、信頼区間の幅を 80% とすると、 $t(p)$ の大きさは

正規分布 : 1.282

t 分布 : 1.383*

となる。

例題として、上下流の水位相関** を利用して下流の水位を予報する場合に (3.1.5) 式を適用することにしよう。

S 、すなわちこの方法による予報値の標準誤差を 0.5 m とすると

$$\begin{aligned} Y_{1,2} &= Y' \pm 1.282 \times 0.5 \text{ m} \\ &= Y' \pm 0.641 \text{ m} \quad (\text{正規分布}) \end{aligned}$$

が、予報値の 80% 信頼区間を与えることになる。

* 自由度 $n-1=9$ に対する値を示した。 n はデータの数を示し、 $n=\infty$ の場合に正規分布となる。

** 本章第 4 節参照。

これは Y' が 5 m の場合、予報が 80% の確率で中することを期待するためには

「〇〇の水位は 4.4 m から 5.6 m になるものと予想されます」

というほかはないことを示している。このような予報ではあまりに範囲が広すぎて一般の不評を買うことは必至であるから、実際の発表文では

「〇〇の水位は 5 m から 5.6 m に達するものと予想されます」

と、 $Y' \sim Y' + 0.641 \text{ m}$ を予報値として取り上げる方がよいであろう。

表 3-1-2 $t(p)$ の値 (t 分布)

自由度*	信 頼 区 間 の 幅 (%)					
	50	60	70	80	90	95
9	0.703	0.883	1.100	1.383	1.833	2.262
14	0.692	0.868	1.076	1.345	1.761	2.145
19	0.688	0.861	1.066	1.328	1.729	2.093
24	0.685	0.857	1.059	1.318	1.711	2.064
29	0.683	0.854	1.055	1.311	1.699	2.045
∞	0.674	0.842	1.036	1.282	1.645	1.960

* 自由度 = $n - 1$, n はデータ数

3.2 線型予報式の精度の評価

前節で述べたように、現在の予報手法の精度を前提とすれば、予報値の信頼区間の幅はかなり大きなものとなり、あまり厳密な取扱いをしても意味のない場合が多い。しかしながら、厳密な取扱いをして、理論上の背景を明きらかにしておくことも、観測値から得られた相関式をただ慢然と使用して、とんでもない間違いをするといった危険を防ぐためには役に立つであろう。

線型予報式といえば、直線

$$y = a + bx, \quad a, b \text{ は常数} \quad (3.2.1)$$

を用いて、既知量 x から y を予報するものである。洪水予報の分野で用いられるものとしては、上流地点の水位から下流地点の水位を予報するものがこれ

にあたるであろう。

この場合において 常数 a および b を定めるための方法がいわゆる最小自乗法であって、種々の公式が導かれている⁵⁾。たとえば、 x に誤差がなく、 y 座標がすべて同一の重みを持つ場合に対しては

$$a = \frac{1}{n} (\sum y_i - b \sum x_i) = \bar{y} - b\bar{x} \quad (3.2.2)$$

$$b = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2} = \frac{\sum xy - n\bar{x}\bar{y}}{\sum x^2 - n\bar{x}^2} \quad (3.2.3)$$

であって、それぞれの誤差は

$$(a \text{ の標準誤差の推定値})^2 = \frac{1-r^2}{n-2} S_y^2 \left(1 + \frac{\bar{x}^2}{S_x^2}\right) \quad (3.2.4)$$

$$(b \text{ の標準誤差の推定値})^2 = \frac{1-r^2}{n-2} \frac{S_y^2}{S_x^2} \quad (3.2.5)$$

$$(y \text{ の計算値の標準誤差の推定値})^2 = \frac{1-r^2}{n-2} S_y^2 \left\{1 + \frac{(x-\bar{x})^2}{S_x^2}\right\} \quad (3.2.6)$$

で与えられる。ここに

$$r = \frac{\sum (x-\bar{x})(y-\bar{y})}{n S_x S_y} = \frac{\sum xy - n\bar{x}\bar{y}}{\sqrt{(\sum x^2 - n\bar{x}^2)(\sum y^2 - n\bar{y}^2)}} \quad (\text{相関係数}) \quad (3.2.7)$$

$$S_y^2 = \frac{[yy] - n\bar{y}^2}{n} \quad (3.2.8)$$

$$S_x^2 = \frac{[xx] - n\bar{x}^2}{n} \quad (3.2.9)$$

である。

つぎに x 座標にも誤差がある場合で、両座標に対する重みの比

$$w_x/w_y = c \quad (3.2.10)$$

が有限な一定値である場合については、その直線は重心

$$\bar{x} = [w_x x] / [w_x] \quad (3.2.11)$$

$$\bar{y} = [w_y y] / [w_y] \quad (3.2.12)$$

をとおり、傾斜 b は

$$b = \frac{1}{2c [w_x w_y]} \{c [w_x v^2] - [w_x u^2]\}$$

$$+\sqrt{\{c[w_x v^2]-[w_x u^2]\}^2+4c[w_x w]^2} \quad (3.2.13)$$

ここに

$$u=x-z, \quad v=y-z$$

で与えられることが証明されている。

これらの式は、使用する場合の条件が誘導時の前提に一致すればそのまま用いられるのであるが、都合の悪い場合がないわけではない。上下流の水位相関に対して、 x 軸に誤差がない場合の式を適用してもよいであろうか*。また、水位～流量曲線に適用する場合はどうであろうか。

後者の式は両軸に対して誤差を認めているから有用性が高いが、重みの比が一定という条件は現実の問題としては都合が悪い場合もあるであろう。

つまり、われわれが便利に使うことのできるものは

- イ. 両軸に誤差があり
- ロ. 両軸の重みの比が一定でない

場合に適用可能な計算法である。

このような場合の計算法については、W. E. Deming の著書 *Statistical Adjustment of Data* (データの統計的調整) において詳しく論じられている。この著書には邦訳⁶⁾があるので、必要の向きは参照されたい。

[例題 4]

表 3-2-1 は淀川の支川木津川の水位標加茂 (河口より 30.3 km) および八幡 (同じく 17.7 km) の 1970年 9月洪水の水位記録である。これから水位相関式**を求めよ。

[解]

両地点間の洪水流下時間は 2時間と考えられるので、加茂地点の水位 X_i と八幡地点の $i+2$ 時間の水位 Y_i との間の相関式を求めることにする。

* 線形相関の場合については実用上は全く問題ない。

** 正確には水位回帰式というべきであるが、習慣に従って水位相関式とよぶことにする。

表 3・2・1 加茂と八幡の同時水位 (木津川)

(m)

時刻	加茂	八幡	時刻	加茂	八幡
20	1.77	—	4	4.54	6.26
21	3.11	2.55	5	3.90	6.06
22	4.34	3.10	6	3.42	5.81
23	5.36	4.10	7	2.75	5.58
24	5.88	4.86	8	2.36	5.20
			9	2.02	4.84
1	6.13	5.56	10	1.69	4.48
2	5.82	6.04	11	1.52	4.04
3	5.26	6.27	12	1.40	3.80

i	① X_t	② Y_t	③ $X_t Y_t$	④ X_t^2	⑤ Y_t^2
1	1.77	3.10	5.4870	3.1329	9.6100
2	3.11	4.10	12.7510	9.6721	16.8100
3	4.34	4.86	21.0924	18.8356	23.6196
4	5.36	5.56	29.8016	28.7296	30.9136
5	5.88	6.04	35.5152	34.5744	36.4816
6	6.13	6.27	38.4351	37.5769	39.3129
7	5.82	6.26	36.4332	33.8724	39.1876
8	5.26	6.06	31.8756	27.6676	36.7236
9	5.44	5.81	31.6064	29.5936	33.7561
10	3.90	5.58	21.7620	16.2100	31.1364
11	3.42	5.20	17.7840	11.6964	27.0400
12	2.75	4.84	13.3100	7.5625	23.4256
13	2.36	4.48	10.5728	5.5696	20.0704
14	2.02	4.04	8.1608	4.0804	16.3216
15	1.69	3.80	6.4220	2.8561	14.4400
16	1.52	3.48	5.2896	2.3104	12.1104
17	1.40	3.20	4.4800	1.9600	10.2400
計	62.17	82.68	330.7787	274.9005	421.1994
平均	3.6571	4.8635			24.7764

(3.2.3) 式から

$$b = \frac{\sum xy - n\bar{x}\bar{y}}{\sum x^2 - n\bar{x}^2} = \frac{330.7787 - 3.6571 \times 82.68}{274.9005 - 17 \times 3.6571^2}$$

$$= \frac{28.4097}{47.5360} = 0.5976$$

(3.2.2) 式から

$$a = 4.8635 - 0.5976 \times 3.6571 = 2.6780$$

ゆえに求める水位相関式は

$$y = 2.6780 + 0.5976x$$

つぎに常数 a および b の標準誤差の推定値 σ_a および σ_b を求めよう。

(3.2.8) 式から

$$S_y^2 = \frac{\sum y^2 - n\bar{y}^2}{n} = \frac{421.1994 - 402.1166}{17} = 1.1225$$

(3.2.9) 式から

$$S_x^2 = \frac{\sum x^2 - n\bar{x}^2}{n} = \frac{274.9005 - 227.3593}{17} = 2.7965$$

(3.2.7) 式から

$$r = \frac{\sum xy - n\bar{x}\bar{y}}{\sqrt{(\sum x^2 - n\bar{x}^2)(\sum y^2 - n\bar{y}^2)}}$$

$$= \frac{330.7787 - 3.6571 \times 82.68}{\sqrt{(274.9005 - 17 \times 3.6571^2)(421.1994 - 17 \times 4.8635^2)}}$$

$$= \frac{28.4097}{\sqrt{47.5360 \times 19.0828}} = \frac{28.4097}{30.1184} = 0.9433$$

(3.2.4) 式から

$$\sigma_a^2 = \frac{1-r^2}{n-2} S_y^2 \left(1 + \frac{\bar{x}^2}{S_x^2}\right) = \frac{1-0.9433^2}{17-2} \times 1.1225 \left(1 + \frac{13.3741}{2.7965}\right)$$

$$= 0.04768$$

$$\therefore \sigma_a = \pm 0.2184$$

(3.2.5) 式から

$$\sigma_b^2 = \frac{1-r^2}{n-2} \cdot \frac{S_y^2}{S_x^2} = \frac{1-0.9433^2}{17-2} \cdot \frac{1.1225}{2.7965} = 0.002949$$

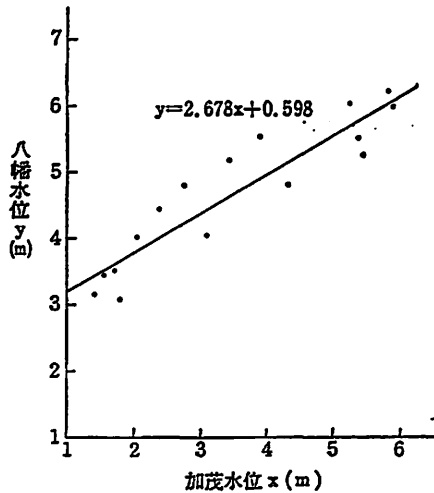


図 3・2・1 水位相関図 (木津川)

$$\therefore \sigma_b = \pm 0.05430$$

y の計算値の標準誤差の推定値 σ_v は (3.2.6) 式から

$$\begin{aligned} \sigma_v^2 &= \frac{1-r^2}{n-2} S_y^2 \left\{ 1 + \frac{(x-\bar{x})^2}{S_x^2} \right\} = \frac{1-0.9433^2}{17-2} \times 1.1225 \left\{ 1 + \frac{(x-\bar{x})^2}{2.7965^2} \right\} \\ &= 0.1350 + 0.01726(x-\bar{x})^2 \end{aligned}$$

結果は図 3・2・1 に示すとおりである。

3・3 予報手法の精度

3.3.1 流出計算の精度

洪水予報の主体をなす流出計算の精度については、いまだ信頼するに足るデータが発表されたことはないようである。

わずかに、東北、関東、近畿、中国、四国および九州の6地建管内の16河川(57基準地点)の234箇の洪水の解析結果について、近畿地方建設局が試算した結果が参考になるであろう⁷⁾。

表 3-3-1 (3.3.1) 式による S^2 の値 (16 河川)

方 法	S^2
単 位 図 法	0.02466
貯 留 関 数 法	0.01941
特 性 曲 線 法	0.02863
方 法 不 詳	0.03916
平 均	0.02379

表 3-3-2 筑後川の解析の例

洪水生起年月日	単位図法	貯留関数法	特性曲線法	洪水ピーク 時 流 量
昭和36年7月 5 日	0.03083	0.04615	0.02331	2270m ³ /s
37 7 5~7	0.01083	0.01123	0.03357	3381
37 7 13~15	0.00695	0.02544	0.01392	1701
38 8 16~17	0.00882	0.00861	0.00390	4580
40 6 19~21	0.04368	0.04317	0.04124	3600
40 7 6~7	0.06042	0.03960	0.06531	2060
平 均	0.02692	0.02903	0.03021	2932

これは洪水流量の実測値（水位～流量曲線による水位からの推定値） $Q_o(t)$ と計算値 $Q_c(t)$ とを比較し

$$S^2 = \frac{1}{T} \sum_{i=1}^T \left(\frac{Q_o(t) - Q_c(t)}{Q_p} \right)^2 \quad (3.3.1)$$

でその適合度を調べたもので、 Q_p はその洪水のピーク流量、 T は比較をした時間数である。

用いられた方法は単位図法、貯留関数法、特性曲線法等が主体をなしているが、 S^2 の大きさは表 3-3-1 に示すとおり、 $2 \sim 3 \times 10^{-2}$ の程度であり、方法による差はあまり顕著ではない。筑後川については、いくつかの洪水について上記三つの方法で解析が行われているので、その数値を掲げてみると表 3-3-2 に示すとおりである。

なお、解析の対象となった洪水のピーク流量の大きさ Q_p は表 3-3-3 に示す

表 3・3・3 解析対象洪水のピーク流量 (筑後川)

ピーク流量(m ³ /s)	洪水数	比率(%)
～ 1000	69	29.5
1001～ 2000	55	23.5
2001～ 3000	37	15.8
3001～ 4000	15	6.4
4001～ 5000	17	7.3
5001～ 6000	10	4.3
6001～ 7000	10	4.3
7001～ 8000	8	3.4
8001～ 9000	2	0.8
9001～10000	5	2.6
10000 以上	6	2.6
計	234	100.0

とおりであるが、 S^2 の値は Q_p の大きさには関係ないようである。

近畿地方建設局が淀川の工事実施基本計画改訂のための検討に際して実施した調査の結果は以上のとおりであるが、この結果を洪水予報の誤差の推定にそのまま用いるわけにはいかない。これらの解析が、実測値にもっともよく合うことを目的に探し出した常数を用いている以上、誤差が小さいのはむしろ当然であって、まだ生起していない洪水に対して適用する場合には、誤差はもっと大きくなると考えられるからである。

(3.3.1)式では流量の平均値 Q の代わりに Q_p で割っているから、本来の意味の標準偏差ではないが、洪水のピーク流量を重視しなければならないわれわれの立場からすれば、このような常数を用いて洪水モデルの適合度を評価するのは大いに有意義であるといえる。

ところで、(3.3.1)式が個々の洪水流量の予測値に対して成立するとすると

$$Q_o = Q_p \pm S \cdot Q_p \quad (3.3.2)$$

が得られる。すなわち、上式の右辺によって、予報値の信頼区間が与えられるのである。

参考のために

$$S^2=0.03$$

として $S \cdot Q_p$ の値を計算してみると表 3・3・4 のようになる。決して十分ではないが、単位図法等を用いて予報をする場合の予測誤差の目安として用いることができるであろう。

表 3・3・4 $S \cdot Q_p$ の値 (m^3/s)

Q_p	$S \cdot Q_p$
2000	346
4000	693
6000	1040
8000	1390
10000	1730

3・3・2 水位～流量曲線から求めた流量の精度

一般に水位～流量曲線は二次曲線で表わされ

$$Q=a(H+b)^2 \quad (3.3.3)$$

もしくは

$$Q=aH^2+bH+c \quad (3.3.4)$$

が用いられている。ここに

Q : 流量 m^3/s

H : 水位標の読み m

a, b, c : 常数

である。しかし、(3.3.4) 式は左辺に常数項をつけ加えることによって (3.3.3) 式の形に帰着させることが可能であるから、(3.3.3) 式をもって水位～流量曲線の代表と考えてよい。

(3.3.3) 式はこのままでは非線型であるから、(3.2.13) 式のような線型相関の場合の式を用いることができない。しかし、両辺の対数もしくは平方根をとることによって線型化すれば、それを用いることができる。

さて、水位～流量曲線から流量を求める場合の誤差は、(a)水位～流量曲線を作成するデータとなった流量観測値自身の誤差、(b)水位の上昇時、下降時にかかわらず1本の曲線をあてはめたことを含む曲線あてはめによる誤差、(c)他の洪水の流量をもとにして作成した曲線を用いて水位を流量に換算することによる誤差の三つに分類できる。

(a)の誤差については正確なことは何らわかっていない。浮子を使用しての観測が普通であるから、流速計を用いる低水時の流量観測値に比して、相当に誤差は大きいであろう。一説には10~20%の誤差があるといわれている。

(b)の誤差はさきに述べた誤差の理論で処理し易い性質のものである。しかし、実際に解析した例は少ない。

淀川の枚方地点における流量について調査した結果によると、(3.3.1)式の形で示して 10^{-4} のオーダーであった。それゆえ、流出計算による誤差と組合わせて論議する場合には、この誤差は無視しても問題はないように考えられる⁸⁾。

(c)の誤差は、河床変動の大きい河川にあっては決して無視できない。ひとたび出水があると必ず横断測量を実施して、水位~流量曲線を更正しておく必要がある。

3・4 上・下流2地点間の水位相関による予報

3.4.1 1 河川の上・下流2地点間の水位相関

まず、ひとつの河川の上・下流の2地点AおよびB間の水位の相関を求める方法を示そう。

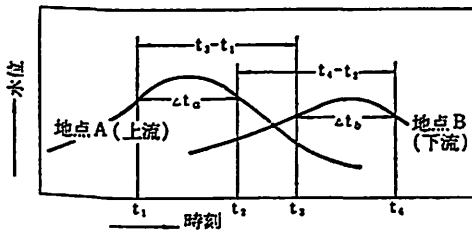


図 3.4.1 水位相関図の作成法(1)

図3.4.1に示すように、1枚の紙に2地点の対応する水位~時間曲線を画く。ここで、時刻 t_1 におけるA地点の水位 h_a が時刻 t_3 におけるB地点の水位 h_b に対応するものとする、両地点間の遅滞時間 (time lag) は $t_3 - t_1$ である。

は $t_3 - t_1$ である。

同様に、水位の低下時におけるA地点の水位 h_a に対応するB地点の水位も、この両地点の間の水位の関係が水位の上昇時、下降時にかかわらずひと

つの曲線で表わされるものであれば h_b でなければならない。そうして、これらの水位の生じた時刻をそれぞれ t_2 および t_4 とすれば、遅滞時間は $t_4 - t_2$ となり、これが水位の上昇時における遅滞時間に等しいと考えると

$$t_3 - t_1 = t_4 - t_2$$

が成立する。

図において明らかなように、上式には共通な長さ $t_3 - t_2$ を含んでいるからこれを消去すると

$$t_2 - t_1 = t_4 - t_3$$

が得られるであろう。つまり、上流地点Aの水位 h_a に対応する下流地点Bの水位 h_b を求めるには、上流地点の水位が再び h_a に低下するまでの時間 $t_2 - t_1$ に等しい長さが、下流地点の水位～時間曲線によって挟みとられるような下流地点の水位 h_b を探せばよい。そして遅滞時間は $t_3 - t_1$ で与えられる。

もうひとつの方法は図3.4.2に示すように、水位の上昇時と下降時について2地点の同時刻の水位をプロットしたものを利用する方法である。

13時における上流地点の水位は6.8 mであるが、これが再び23時出現している。さきの方法と同様に、水位の上昇時においても下降時においても遅滞時間が等しいものと考えると、さきほどの水位が6.8 mの時刻から、水位上昇部の曲線および下降部の曲線

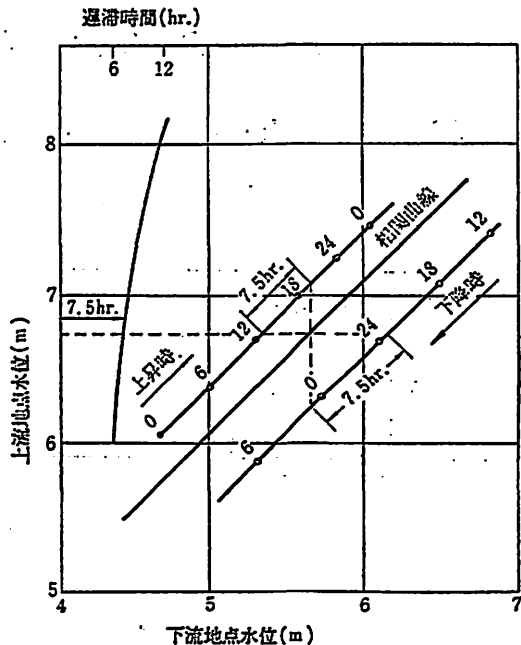


図 3.4.2 水位相関図の作成法(2)

において等しい時刻，すなわち遅滞時間を経過した場合の下流部の水位が等しくなければならない。つまり，そのような水位を見つけることができれば，それが対応する下流地点の水位というわけである。

この方法は試行錯誤を伴うので面倒であるが，残流域からの流入があれば容易にそれを見出すことができ，しかもその図上で水位相関図が直ちに画けるという利点を備えている。

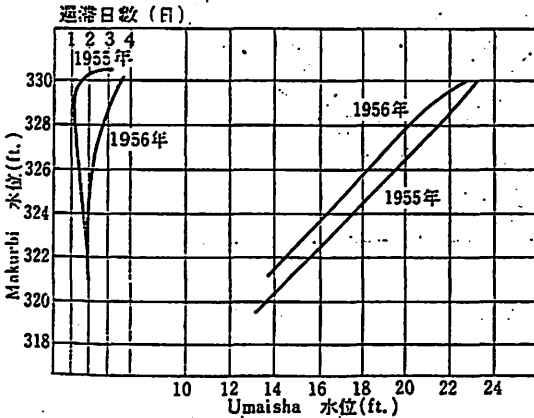


図 3.4.3 Benue 河水位相関図

図 3.4.3 はナイジェリアの最大の河川 Niger 河の支川 Benue 河* における例を示したものである⁹⁾。

1955, 1956の両年の水位相関図が与えられているが，両者の間に相当の差があるのは，Benue 河が沖積河川であって砂の堆積が多く，出水による河床の変動が大きいことによるのであ

らう。また，遅滞日数においても両年の差が大きいのは，1955年においては Umaisha~Makurdi 間の横流入が相当量あり，それによって2地点間の水位相関が乱されたことによるものと考えられている。

3.4.2 上流2支川の水位と下流水位の相関

上流2支川の水位から下流地点の水位を推定する場合には以上の方法は使えない。この場合には，図 3.4.4 に示すように縦横両軸にそれぞれ上流側の水位をとり第1象限に下流地点の水位をプロットしたグラフを作成しなければなら

* Benue 河の流域面積は Makurdi 地点において 128,860 平方マイル，流路延長は 810 マイル，Umaisha および Makurdi 間の距離は 109 マイルである。

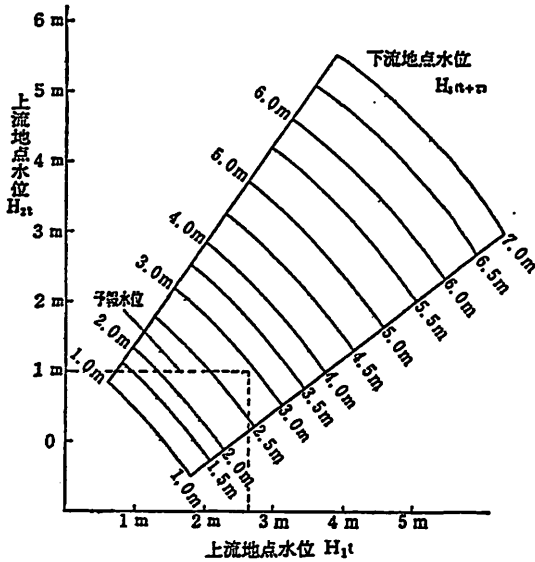


図 3-4-4 上流 2 支川の水位と下流水位の相関図

ない。

上流側の 2 地点における量に 1 および 2 のサフィックスをつけ、下流側のそれに 3 をつけて示すものとする、上流側 2 地点からの流下時間がほとんど同じであって τ であるとすれば、時刻 t における上流側の 2 地点の流量 Q_{1t} および Q_{2t} と下流側地点の時刻 $t+\tau$ における流量 $Q_{3(t+\tau)}$ との間に

$$Q_{1t} + Q_{2t} = Q_{3(t+\tau)} \tag{3.4.1}$$

が成立する。

ここで上流側 2 地点における河幅 B と流速 V とが同様であるとして、(3-4-1) 式の両辺を VB で割ると

$$\frac{Q_{1t}}{VB} + \frac{Q_{2t}}{VB} = \frac{Q_{3(t+\tau)}}{VB}$$

が得られる。この式の各項のディメンションは水位であるから、書き直おすと

$$H_{1t} + H_{2t} = \tau H_{3(t+\tau)}$$

が得られる。ここに τ は下流地点の VB が上流側の 2 地点のそれと異なること

に対する補正係数である。なお、上流側地点における VB が異なる場合および水位の零点高が異なる場合を考慮すると、一般的な形としては

$$H_{1t} + \alpha H_{2t} + \beta = \gamma H_{3(t+\tau)} \quad (3.4.2)$$

が適当しているであろう。ここに α および β は補正のための常数である。

図の作成法としては図解法が適している。縦横両軸に上流側の水位をとりその交点に下流側の水位を記入した点をプロットし、最後にそれらの点にもっとも適合した曲線群を画くのである。前述のような関係から、曲線は右下りの直線に近くなるのが普通であるが、その勾配が 45° 程度になるように縦横両軸の目盛りを定めるのがよい。

第2章に掲げた漢江の水位相関図はこのタイプのものである。

3.4.3 横流入量を見捨てできない場合

つきに、相当量の横流入があつて単純な水位相関が得られないような場合には、横流入量をパラメタに含めて相関図を作成しなければならない。

上流側地点における量に A 、下流側地点のそれに B のサフィックスをつけ、横流入量を q_t とし、さきと同様の等式を書くと

$$Q_{At} + q_t = Q_{B(t+\tau)}$$

両辺を VB で割って

$$\frac{Q_{At}}{VB} + \frac{q_t}{VB} = \frac{Q_{B(t+\tau)}}{VB}$$

水位に置き換えると

$$h_{At} + \alpha q_t = \beta h_{B(t+\tau)} \quad (3.4.3)$$

ここに、 α は横流量を横流入高に換算する常数である。なお、一般的には常数項が加わった形となるべきことは、さきの場合と同様である。

相関図の作成方法は図解法を適当とするが、(3.4.3) 式に示すように横流

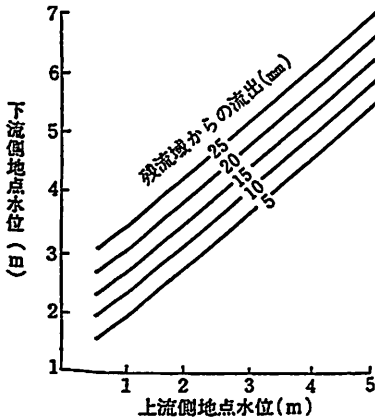


図 3.4.5 横流入がある場合の水位相関

入高は直線式の常数項であると考えられるから、その結果は図3・4・5のような平行な直線群となるのが普通である。

3・4・4 上流支川群からの流入量と下流水位の相関

図3・4・6に示すような河川においては、上流の支川群からの流入量と下流懸案地点の現在の水位とから、将来のその地点の水位を予報することが適切な場合がある。これは

$$Q_{i,t+r} = Q_i + \Sigma Q_{ii} \quad (3.4.4)$$

という関係を基礎におくものであって、水位相関式とはいいい難いが便宜上ここで説明を加えておこう。

(3・4・4) 式を水位に変換すると

$$H_{i,t+r} = H_i + \alpha \Sigma Q_{ii}$$

が得られる。この関係は図3・4・7のように $H_{i,t+r}$ を縦軸に、 ΣQ_{ii} を横軸にとってグラフを画くと、 H_i を常数項とする正の勾配を持った直線群となる。しかし、水位の上昇につれて河幅が大となり流速が増大する河川においては、水位の上昇につれて $H_{i,t+r}$ の頭打傾向があるから、上に凸の放物線群となるであろう。

図3・4・8はソ連の Kama 河における例である¹⁰⁾。

このようなものに類似の例としては上野氏によって与えられた筑後川流域の森町の雨量と瀬ノ下の水位との関係があげられる。

上野氏は森町の10時間雨量が40mmに達したときの瀬ノ下の水位を基礎水位と名付け、その水位から最

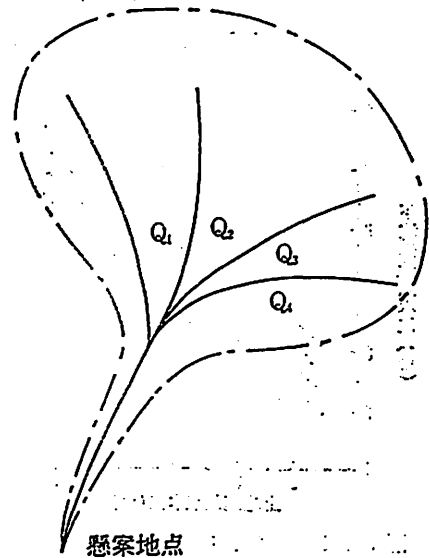


図3・4・6 上流支川群

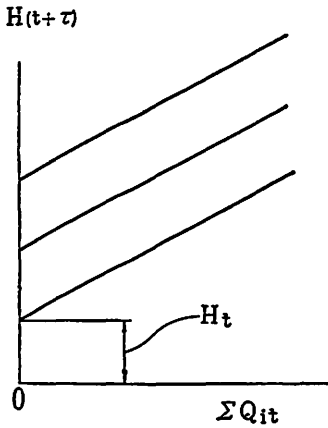


図 3.4.7 上流支川群からの流入量との相関

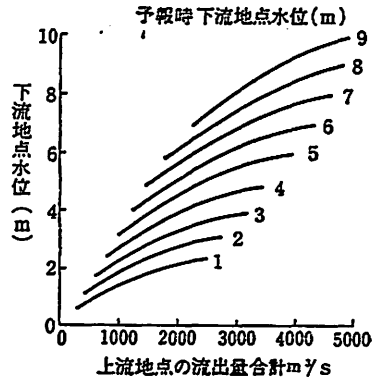


図 3.4.8 上流地点の流出量と下流地点水位の相関 (Kama 河, ソ連)

高水位までの増水高を増水率と称した。そうして、この増水率と雨量との関係を基礎水位を4段階に分けて与えている。すなわち、雨量として13時間、14時間、15時間の累加雨量のいずれかを用いるものとして、過去の50箇の洪水から推定式を求めたのである。例として15時間雨量を用いる場合の式を示すと

基礎水位 3.0~6.5尺

$$y = 6.01 + 0.0436x \quad (3.4.5)$$

基礎水位 6.5~11.0尺

$$y = 2.83 + 0.0721x \quad (3.4.6)$$

基礎水位 11.0~15.0尺

$$y = 2.46 + 0.026x \quad (3.4.7)$$

基礎水位 15.0尺以上

$$y = -1.83 + 0.0463x \quad (3.4.8)$$

である。ここに、 y は増水率、 x は15時間雨量である。この基礎水位をパラメタにとって、横軸に x 、縦軸に基礎水位 + y をとれば、図 3.4.9 が得られる。ソ連で用いられていると同様の発想が、1920年代にすでに筑後川において行われていたということは興味深いことである。

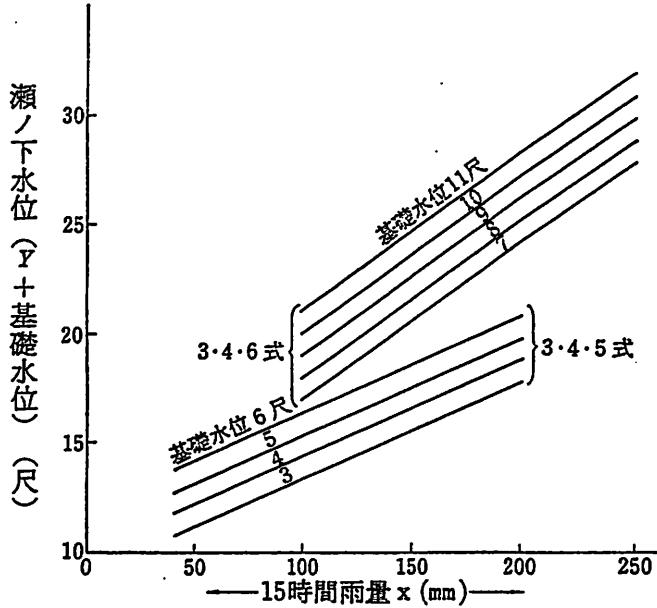


図 3.4.9 瀬ノ下水位と上流雨量の相関 (筑後川)

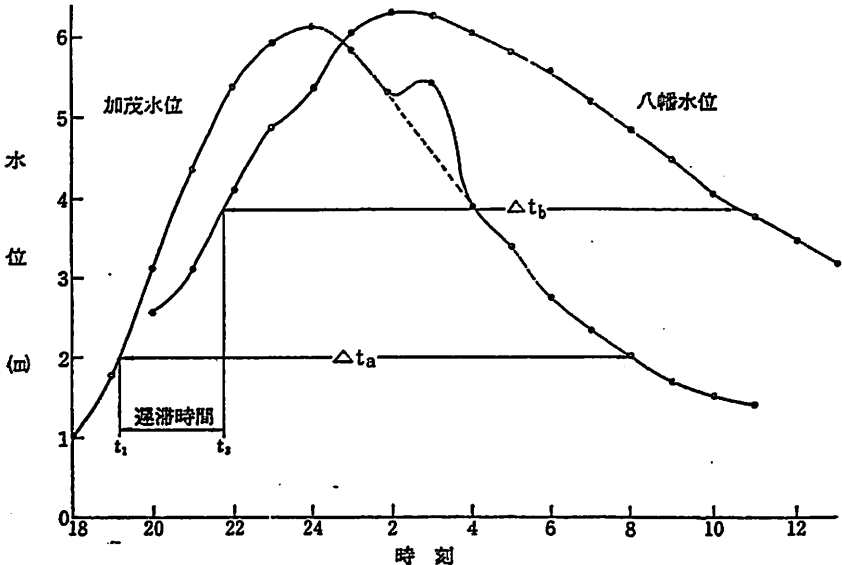


図 3.4.10 加茂及八幡地点の同時水位 (木津川)

以上、水位相関を基礎にするいくつかの方法について説明したが、水位は流出量や河道の疏通能力等多数のファクタによって影響されるものであるから、降雨が終って数日から数週間後に洪水が到達するような大河川を除くと、恵まれた非常にまれな場合にしか洪水予報の主役として登場することはできないかも知れない。しかし、計算が簡単であって大きな計算機を必要としないことは大きな利点であり、予備的な予測値を得る手段としては精度の面からみても十分使用可能であるとしてよいであろう。

[例題 5]

例題4の表3.3.3のデータを用いて、図解法によって水位相関図を作成せよ。

[解]

図3.4.1の方法によって作成する。図3.4.10に示すように加茂および八幡の水位を同一のグラフ用紙のうえに画き、加茂水位を0.5mごとに区切って、 Δt_a を測定し

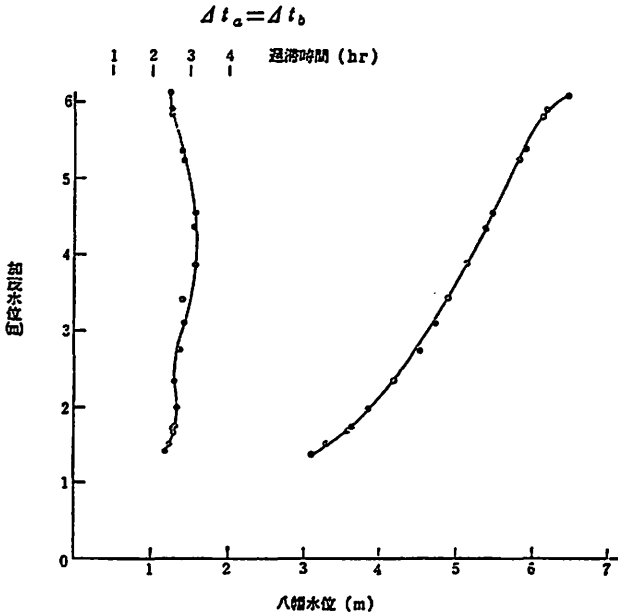


図 3.4.11 水位相関図 加茂～八幡 (木津川)

となる水位を八幡の水位カーブから求める。遅滞時間は

$$t_3 - t_1$$

である。

2時から4時の間の加茂水位は、局地的な流入の影響を受けているとみられるので、点線のように修正を加える。

なお、グラフを作成するときにはスムーズなカーブで水位観測値を連ねるようにするとよい。

得られた結果は図3・4・11のとおりである。

3・5 流域平均雨量の推定

3.5.1 概説

洪水予報の主体として用いられる方法は、特別に大きな河川を除けば、降雨から流出量を予測するというアプローチであろう。本節ではその準備段階として、洪水予測計算に必要な流域平均雨量の推定方法について解説しよう。

洪水予報を行なうときに、予報担当者が最初に知る情報は気象台などから発せられる降雨などに関する気象予報であるが、不幸にして現在の気象学の段階では、数時間ないし十数時間後までの流域降雨量を精度よく予測できるまでに至っていない*。そこで次善の策として、実際に流域内で観測された降雨量や水位の情報をできるだけ多く早く収集して、これからそれ以後の下流域の洪水水位流量を推定予測しようということになる。

雨量観測所で観測される降雨量は、一般に直径20cmの円形の雨量計受水口に入った雨水の量であるから、広い流域に較べれば、いわば点における降雨量にすぎない。流域からの洪水流出量を推定しようとする場合には、まず流域全体に降った降雨量を知る必要があるから、何らかの手法によって点で観測された降雨量(群)を流域上の面降雨量に変換する必要がある、一般には流域平

* 第4章参照

均降雨量という形に変換する。

流域内（外）の各点で観測された雨量値から流域平均雨量を求める方法はいくつがあるが、その代表的なものとして次の3手法が挙げられる。

(1) 算術平均法

流域内（外）のすべての観測点の雨量観測値に重みをつけないで単純平均する方法である。この方法は観測点の数が十分に多く、しかも比較的一様に配置されているときに計算が簡単なわりには精度よい結果が得られる。

流域内（外）にある n 個の観測点の雨量をそれぞれ r_1, r_2, \dots, r_n とすれば、流域平均雨量 \bar{r} は、

$$\bar{r} = \frac{1}{n}(r_1 + r_2 + \dots + r_n)$$

で与えられる。

(2) Thiessen 法

流域内（外）の観測点の雨量観測値に、その観測値が代表すると仮定した面積に比例する重みをつけて平均する方法で、この代表面積を定めるのに Thiessen が提案した方法を用いて求める方法で、現在もっとも広く適用されている。

流域内（外）の n 個の観測点の雨量 r_1, r_2, \dots, r_n の代表する小面積をそれぞれ A_1, A_2, \dots, A_n とするとき、流域平均雨量 \bar{r} は

$$\begin{aligned} \bar{r} &= \frac{A_1 r_1 + A_2 r_2 + \dots + A_n r_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{A_1 r_1 + A_2 r_2 + \dots + A_n r_n}{A} \\ &= k_1 r_1 + k_2 r_2 + \dots + k_n r_n \end{aligned}$$

ここに A : 全流域面積 ($= A_1 + A_2 + \dots + A_n$)

$$k_1 = \frac{A_1}{A}, \quad k_2 = \frac{A_2}{A}, \quad \dots, \quad k_n = \frac{A_n}{A}$$

で与えられる。

上式の A_1, A_2, \dots, A_n を求めるには、後述のように、地図上で各観測点とその近隣の観測点との垂直二等分線を描き、これら垂直二等分線群に囲まれた多角形 (Thiessen polygon という) の面積をそれぞれ算定すればよい。

この方法は流域内に雨量観測所の数が少なく、一様に配置されていないときに比較的精度よい結果が得られる。

(3) 等雨量線法

各観測点で観測された雨量によって地図上に等雨量線を描き、等雨量線間の面積を測り、これに等雨量線間の平均雨量を乗じ、これを全部合計して面積の合計で除した値を流域平均雨量とする。合理的な方法であるが、観測点の数が少なく、雨量の地域変化が大きいときには等雨量線図の作成そのものが困難であるという欠点があり、また、雨量情報入手時ごとに新しい等雨量線図を描かなければならないので、煩わしい作業が重なり、迅速を要する洪水予報には不向きである*。

以上に述べた流域平均雨量の求め方は、いずれも流域内の降雨量の地域分布が平面的にのみ異っているという仮定に基づいているが、山地流域においては、よく知られているように、降雨量は平面位置のみならず、高度による変化が大きい。流域内の各観測点

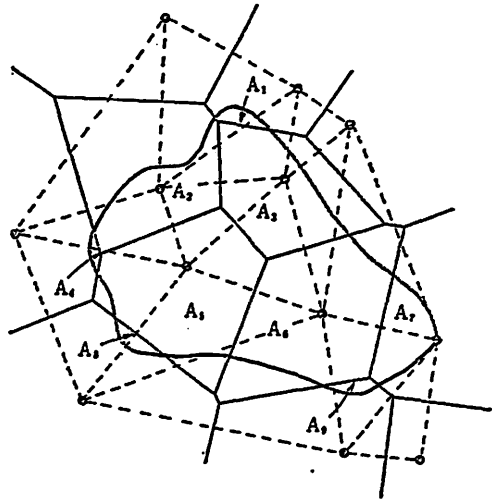


図 3-5-1 Thiessen 図の例

雨量から、降雨の平面分布と高度分布をともに考慮して流域雨量を求める決定的な手法はまだないが、とくに流域内の山地（高地）に雨量観測所を配置していない場合には、山岳地帯の多雨（強雨）によって予想外の大きな洪水流出量を見る危険性があるので、山地付近の観測所の雨量値に（日頃の経験から）適当な割増係数を乗ずるなどして、流域平均雨量を過小推定しないように注意する

* 電子計算機を利用すれば必ずしも不可能でないが、一般河川における洪水予報に対しては費用の点から採用し難いであろう。

必要がある。

3.5.2 ティーセン図の作成法

現在、流域平均雨量を推定するのにティーセン(Thiessen)法がもっとも広く用いられている。流域内の雨量観測所の配置が一様でなくばらついていても、個人的な主観に陥ることなく、簡単な手作業で容易に各観測点の代表面積を客観的に求めることができるからである。一方、地形などによる降雨量の分布傾向をすべて無視して画一的に垂直二等分線で流域を分割することになるので、たとえば山岳部のような気象変化が大きい地帯を含む流域では(実情に応じた適当な補正をしないと)精度が落ちるきらいがある。

ティーセン法によって各雨量観測点の代表する区域の面積 A_1, A_2, \dots, A_n を求めるには、地図上で図3・5・1の例に倣って各観測点を囲む多角形群を作り、それぞれの多角形の面積を(プランメータなどで)測ればよい。

まず、流域内および域外近傍の各観測点とその近隣の観測点とを直線(図中の点線)で結べば、流域全体が三角形群で構成される。各三角形の各辺の垂直二等分線(図中の実線)を引いて(三角形の3本の垂直二等分線は幾何学の定理により1点で交わる)多角形を作る。各観測点について1つの多角形が対応するようにし、各多角形はそのほぼ中心にある雨量観測点が代表する区域と考える。流域の周辺では域外近傍の観測点も必要になる。三角形を作るときにはできるだけ偏平なものを避けるようにする。偏平な多角形ができるのを避けるためである。

こうして作成された多角形群をティーセン図(Thiessen polygons)と呼び、その構成を Thiessen polygon network と呼ぶ。

各多角形の面積 A_1, A_2, \dots, A_n を測ったらこれを全流域面積 A で除して $k_1=A_1/A, k_2=A_2/A, \dots, k_n=A_n/A$ を求め、

$$P = k_1 r_1 + k_2 r_2 + \dots + k_n r_n$$

としておけば、以後、流域平均雨量 P を計算するときに便利である。

[計算例 1]

図 3-5-2 のような流域 ($A=2595.9 \text{ km}^2$) に図中の12個所 (A, B, …, L) の雨量観測所がある場合に、ティーセン図を作成し、それぞれの分担比率 k_A, k_B, \dots, k_L を求めよ。

[解]

まず、流域内および域外近傍の各観測点とその近隣の観測点とを直線で結んで流域全体を三角形群で構成する(図中の点線)。各三角形の各辺の垂直二等分線を引いて、各観測所について1つの多角形が対応するような多角形群を作図する(図中の実線)。

次に、図上で各12個の多角形の面積を計る(単位: cm^2)。

$$a_A=46.0, \quad a_B=43.3,$$

$$a_C=38.5, \quad a_D=62.2,$$

$$a_E=48.0, \quad a_F=64.3,$$

$$a_G=60.5, \quad a_H=60.2,$$

$$a_I=85.5, \quad a_J=29.5,$$

$$a_K=104.7, \quad a_L=6.3,$$

これらの面積を合計して、

$$a_{TOTAL}=a_A+a_B+$$

$$\dots + a_L=649(\text{cm}^2)$$

となるから、それぞれの分担比率は、

$$k_A=a_A/a_{TOTAL}=0.071,$$

$$k_B=a_B/a_{TOTAL}=0.067,$$

$$k_C=a_C/a_{TOTAL}=0.059,$$

$$k_D=a_D/a_{TOTAL}=0.096,$$

$$k_E=a_E/a_{TOTAL}=0.099,$$

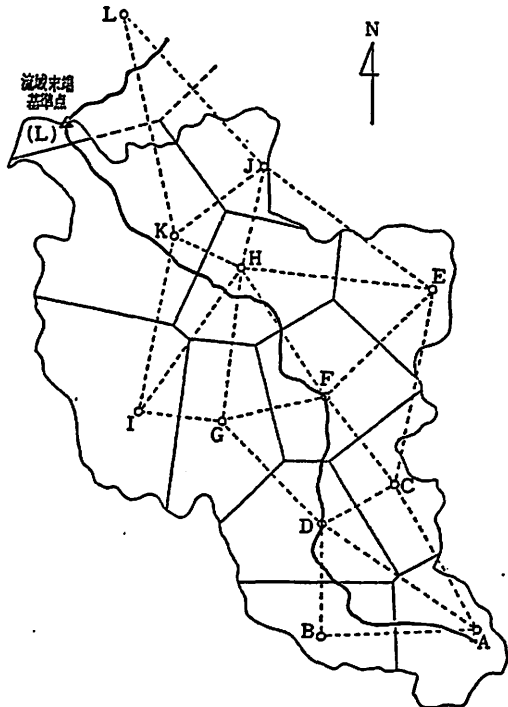


図 3-5-2 ティーセン図作成例題

$$k_B=a_E/a_{TOTAL}=0.074,$$

$$k_G=a_G/a_{TOTAL}=0.093,$$

$$k_H = a_H / a_{TOTAL} = 0.093, \quad k_I = a_I / a_{TOTAL} = 0.132,$$

$$k_J = a_J / a_{TOTAL} = 0.045, \quad k_K = a_K / a_{TOTAL} = 0.161,$$

$$k_L = a_L / a_{TOTAL} = 0.010,$$

となる。最後に、

$$k_{TOTAL} = k_A + k_B + \dots + k_L = 1.000$$

となっていることを確認すればよい。(各々の k を求める除算の四捨五入の関係で $k_{TOTAL} = 1.000$ とならない場合があるので、その場合には適当に補正して必ず $k_{TOTAL} = 1.000$ となるようにすること。)

表 3.5.1 ティーセン図による平均雨量の計算例

観測所	① r (mm)	② k	①×②	観測所	① r (mm)	② k	①×②
A	37.0	0.071	2.63	G	10.5	0.093	0.98
B	22.0	0.067	1.47	H	9.0	0.093	0.84
C	41.6	0.059	2.45	I	12.0	0.132	1.58
D	14.7	0.096	1.41	J	25.0	0.045	1.13
E	34.5	0.074	2.55	K	1.5	0.161	0.24
F	15.0	0.099	1.49	L	5.8	0.010	0.06
合 計							16.83

【計算例 2】

上記計算例の12雨量観測所においてある時刻（1時間）にそれぞれ表 3.5.1 の①欄のような雨量を観測した。この時刻の流域平均雨量をティーセン法により求めよ。

【解】

各観測所ごとに、雨量観測値に上記計算例で求めたそれぞれの分担比率を乗じて、その総和を求めればよい。表 3.5.1 により、 $r=16.8 \text{ mm}$ を得る。他の時刻についても各所与観測値により、同様に行なえばよい。

3.5.3 欠測の場合の補充

洪水時に流域内の降雨量などの情報は、予報担当者に対してテレメーターや

電話連絡などによって逐次通報されてくる。しかしながら、ときには観測計器あるいは通信回線の故障などにより、予定通りに情報が集められない場合がある。雨量情報の一部が欠けた場合には、何らかの方法によりこれを推定補充する必要が生ずる。その方法として、次のような手段が考えられる。

① 相関の強い近隣観測所からの補充

あらかじめ、流域内の雨量観測相互間の相関関係の強弱（相関係数）を調べて、相関の強い2観測所間相互についてはそれぞれ相関回帰式を求めておく。洪水時にある観測所の雨量が欠けた場合に、この観測所と最も相関の強い近隣の観測所の雨量値が得られていれば、その雨量値を相関回帰式に代入して欠けた観測所の雨量を推定して補う。

相関回帰式：X観測所の雨量値からY観測所の雨量値を推定しようとする場合に、それぞれの既往の雨量値群を (x_i, y_i) とすれば、

相関係数：

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} = \frac{n[xy] - [x][y]}{\sqrt{(n[x^2] - [x]^2)(n[y^2] - [y]^2)}}$$

$y = a + bx$ に回帰する場合：

$$b = \frac{n[xy] - [x][y]}{n[x^2] - [x]^2}$$

$$a = \frac{[x^2][y] - [x][xy]}{n[x^2] - [x]^2}$$

$y = bx$ に回帰する場合：

$$b = \frac{[xy]}{[x^2]}$$

で与えられる。

なお、相関関係の強弱を調べる場合には、総雨量の相関とともに、時間雨量の相関についても調べておいた方がよい。台風や前線の移動に伴って雨域も移動するからである。

欠測を補おうとする場合に、欠測した観測所と補う観測所との雨量の相関は

かなり強いことが必要である。できれば相互の相関係数が0.9~0.95以上であるのが望ましい。相関が弱い場合には相関回帰式を求めてもそれは無意味であり無用である。欠測した観測所の近隣に相関の強い観測所がない場合には、やむをえず次の方法によるのがよい。

② ティーセン図を作成しなおす

雨量情報が入手できない観測所はないものとして、改めてティーセン図を作成しなおす方法である。流域内に雨量観測所の数が多い場合にはそれでよいが、雨量観測所の数が少ない場合には、多角形の形状または計算された流域平均雨量値を、勘と経験によって、多少手加減することが必要になる。

3・6 貯留関数法による洪水流出量の予測

3.6.1 概 説

貯留法による洪水流出の計算は古くから試みられており、Hortonの試み(1937)を初めとして、貯留定数を仮定したマスキング法(1938)、貯留法と単位図法との関係を論じたClarkの研究(1945)などがある。貯留関数法はこれに続くものであって、昭和36年に木村俊晃によって提案された。流出計算式の諸定数を既往の降雨流出資料から容易に求められること、また、計算式が流域の洪水流出現象と対照して比較的解釈しやすいことなどによって、建設省を初めとして国内において広く適用され実用化されている。

貯留関数法の詳細については、すでに木村の論文および全建発行の例題集などに記述されているので、ここではこれを洪水予測に適用するのに必要な事項のみをまとめて解説しておく。

貯留関数法は、他の貯留法と同様に、流出の非線型特性を表わすために降雨→流出の変換過程に「流域貯留」の過程を導入し、これを媒介関数として、貯留量～流出量の関係を開数式で表わし、貯留量の水収支を計算してこれから流出ハイドログラフを求めようとする計算法である。

貯留関数は、洪水流出が表面流であるとして、Manning の流れの式から、流域の貯留(水)量 s (mm 単位で表わす) を流出量 $q=3.6(Q-Q_b)/A$ (基底流量を差引いて直接流出量を mm/hr 単位で表わす) の指数型関数、

$$s_t = Kq_t^p \tag{3.6.1}$$

(K, p : 流域による定数, t : 時刻)

と表わし、さらにこれを連続式、

$$r_{e,t} - T_t - q_t = \frac{ds_t}{dt} \tag{3.6.2}$$

(r_e : 流域平均有効雨量強度, T_t : 遅滞時間)

と組合せて、雨量 r_e から流出量 q を計算する。両式中の定数 K, p, T_t は既往の降雨流出資料から容易に求めることができる。

洪水時に流域に降った降雨から有効雨量 r_e を求めることは非常に難しいことであるが貯留関数法では、

$$\begin{cases} R \leq R_{sa} \text{ のとき } r_e = f_1 r \\ R > R_{sa} \text{ のとき } r_e = r \end{cases}$$

(3.6.3)

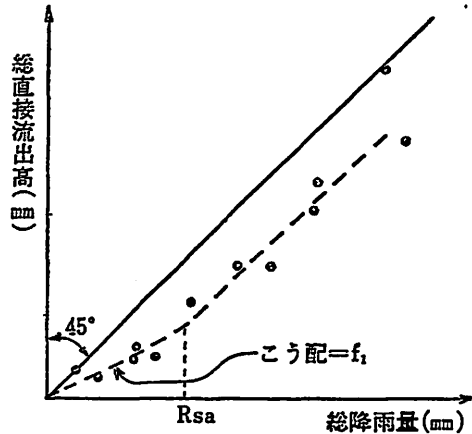


図 3-6-1 一次流出率 f_1 と飽和雨量 R_{sa} の求め方の例

(R : 累加雨量, R_{sa} : 飽和雨量, f_1 : 一次流出率 ($0 \leq f_1 \leq 1$))

とすることになっている。(厳密に言えば f_1 は有効雨量の比率ではなく、流域中の非浸透域の面積比率を表わすものであるが、そうすると洪水予報作業量が倍増するので、便宜的に (3.6.3) 式を使うことにする。) f_1 は流域による定数であり ($f_1 \approx 0.5$ 程度), R_{sa} は洪水ごとに (その前期降雨の多少によって) 変わる定数である。対象流域における平均的な f_1 および R_{sa} の求め方は図 3-6-1 の例によればよい。

すなわち、対象流域において過去にいくつかの洪水流出記録がある場合に、

各洪水について、流域平均総降雨量 (mm 単位) と総直接流出高 (各時刻の基準点流量から基底流量を差引いた量を流域面積で除して直接流出高とした値の総和, mm 単位) とを求め、図のように、前者を横軸に、後者を縦軸にとって各点をプロットする。各点は非常にばらついているが、これを図のような平均的な2本の直線に近似する。原点に近い方の直線の勾配を一次流出率 f_1 とし、(遠い方の直線の勾配は飽和流出率となり、近似的に1とすることが多い) 両直線の交点の横座標を飽和雨量 R_{10} とする。この手法による f_1 , R_{10} はあくまで平均的な値であるから、単なる目安値とすべきで、各洪水の流出計算に使うと誤差が少なくない。

さて、(3.6.2) 式を洪水流出の計算に便利なように差分式の形になおすと、時刻 t と $t+dt$ について

$$r_{0,t+dt-T_1} - \frac{q_t + q_{t+dt}}{2} = \frac{s_{t+dt} - s_t}{dt}$$

($r_{0,t+dt-T_1}$: 時刻 $t-T_1 \sim t+dt-T_1$ 間の流域平均雨量強度)

となる。上式に (3.6.1) 式を代入して s を消去すると

$$r_{0,t+dt-T_1} - \frac{q_t + q_{t+dt}}{2} = \frac{K}{dt} (q_t^p + dt - q_t^p)$$

$$\therefore \frac{K}{dt} q_t^p + dt + \frac{1}{2} q_{t+dt} = \frac{K}{dt} q_t^p - \frac{1}{2} q_t + r_{0,t+dt-T_1} \quad (3.6.4)$$

を得る。逐次計算においては (3.6.4) 式の左辺が未知、右辺はすべて既知数であるから、貯留関数の K , p , T_1 が与えられていれば $r_{0,t+dt-T_1}$, q_t を知って q_{t+dt} を求めることができる。(3.6.4) 式は代数的に解くことはできないが、Newton の漸近法などにより卓上電子計算機でも容易に q_{t+dt} を求めることができる。

上述のように、任意の時刻 $t+dt$ の流出量 Q_{t+dt} は、時刻 t の流出量 Q_t と、時刻 $t-T_1 \sim t+dt-T_1$ 間の流域平均有効雨量強度 $r_{0,t+dt-T_1}$ との関数で表わされることになり、一般式として

$$Q_{t+dt} = f(Q_t, r_{0,t+dt-T_1}) \quad (3.6.5)$$

の形で表わすことができる。

貯留関数による流出計算においては、降雨量は(3.6.5)式のように T_i 時間前の雨量強度を代入するので、もし、時刻 t において T 時間後までの流出量を予測しようとする場合には、 $T \leq T_i$ ならば降雨予測は不要で流域降雨量の実測値を使うことができる。 $T > T_i$ ならば $T - T_i$ 時間後までの降雨予測が必要になる。

(3.6.4) 式の形で表わされる逐次計算式を洪水予測に適用する場合には、予測時 t の実測流量 Q_t を逐次計算の初期値として代入することにして、逐次に必要な時刻 $t + T$ まで計算して、これを予測流量列とすればよい。次の時刻 $t + \Delta t$ になれば、新しい実測流量 $Q_{t+\Delta t}$ が与えられるから、すでに(時刻 t 以前に)予測した流量はすべて棄却して、実測流量 $Q_{t+\Delta t}$ を初期値として代入して、必要な時刻まで逐次計算すればよい。

3.6.2 予測計算例 (貯留関数の K, p を洪水期間中、固定値として流域流出量を予測する場合)

対象流域における過去の洪水を解析して、貯留関数の定数 K, p および有効雨量の推定方法が与えられていれば、前述の追跡計算式によって難なく流出量を予測することができる。基準点より上流域を単一の流域として流出予測を行なう場合について計算例を示す。

[計算例 3]

ある流域で、洪水時の流域平均降雨量(ティーセン法による)および流域末端流量が表3.6.1の①、②欄のように観測された記録がある。この表において、もし18日6時までの①、②欄が既知で、それ以後の時刻は未知とした場合に、5時間後(同日11時)までの流出量を予測せよ。ただし、流域面積は $A = 373.6 \text{ km}^2$ で、流域の貯留関数は、すでに数洪水の解析の結果から、

$$\begin{cases} s = 39.3 q^{0.463} \text{ (mm, mm/hr)} \\ T_i = 2.40 \text{ (hrs)} \end{cases}$$

と与えられているとする。有効雨量 r_e は、累加雨量が 50 mm までは簡単に、

表 3-6-1 [計算例 3] の洪水流出予測計算表

[$s=39.3q^{0.463}$, $T_t=2.40\text{hrs}$, $A=373.6\text{km}^2$]

時刻 (時)	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
	流域平均 降雨量 mm/hr	流域末端 観測流量 m ³ /sec	予 測 降雨量 mm/hr	有 効 降雨量 mm/hr	遅滞を考 えた有効 降雨量 mm/hr	予 測 流出高 mm/hr	予 測 流出量 m ³ /sec
17日 24時まで	40.2						
18日 1	10.1	11					
2	8.7	14					
3	8.3	36					
4	17.2	76		17.2			
5	25.9	100		25.9			
6	35.6	168		35.6		(1.571)	
7	23.0	353	26.2	26.2	22.4	3.310	349
8	20.2	501	26.2	26.2	31.7	6.741	705
9	26.0	1,020	26.2	26.2	30.0	10.451	1,090
10	4.2	1,430			26.2	13.413	1,397
11	0.1	1,600		0.1	26.2	16.080	1,674
12	—	1,450		0.0			
13	—	1,320		0.0		(12.671)	
14	—	1,170	0.0	0.0	0.0	10.328	1,077
15	—	854	0.0	0.0	0.0	8.592	897
16	—	801	0.0	0.0	0.0	7.268	759
17	—	619			0.0	6.234	652
18	—	581			0.0	5.410	566
19	—	497					
20	—	426					
21	—	395					
22	—	351					
23	—	319					
24	—	301					
19日 1	—	279					
2	—	255					
3	—	235					
4	—	217					

(注) () 内は予測計算の初期値となる実測値

$r_0=0.5r$ とし、50 mm を越えたら $r_0=r$ とする。基底流量は $Q_b=5 \text{ m}^3/\text{sec}$ とする。さらに、同様の条件で、18日13時までの①、②欄が既知として5時間後(同日18時)までの流出量を予測せよ。(利根川右支川神流川、若泉地点より上流域、昭和33年9月17~19日の出水の例、貯留関数などは関東地建の解析による)

[解]

18日6~11時は洪水上昇中の例であり、13~18時は減水中の例である。貯留関数の遅滞時間 T_i が2.4時間であるから、5時間後まで流出予測する場合には、 $5-2.4=2.6 \div 3$ 時間後までの降雨予測が必要になる。

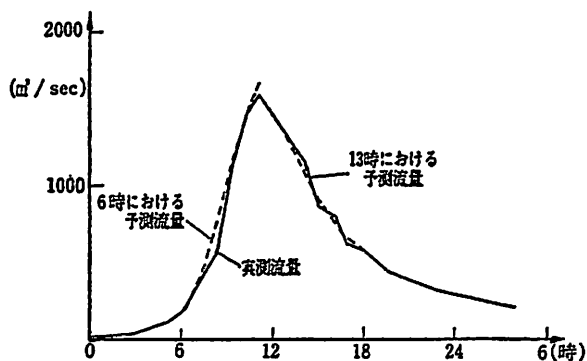


図 3-6-2 [計算例 3] の洪水流出予測結果

- ・③欄：6時より3時間後までの降雨を予測するので、ここでは、過去3時間の平均値を予測降雨量としてみる $(17.2+25.9+35.6) \div 3 = 26.2 \text{ (mm/hr)}$ 。13時より3時間後までの降雨予測も同様に $(0.1+0.0+0.0) \div 3 = 0.0 \text{ (mm/hr)}$ 。レーダーや台風のコースなどによりさらに精度よく推定できるのならもちろんそれによる方がよい。
- ・④欄：題意により、累加雨量が50 mm を越える18日2時以後は、有効降雨量=流域平均降雨量(実測または予測)とする。
- ・⑤欄：④欄を2.40時間だけ遅らせたものである。1時間未満の端数は比例内分とした。
- ・⑥欄：6時の値は実測値②欄を流出高に換算して、 $q_6 = (Q_6 - Q_b) \times 3.6 / A =$

$(168-5) \times 3.6 \div 373.6 = 1.571$ (mm/hr) となる (13時も同様に, $q_{13} = (1320-5) \times 3.6 \div 373.6 = 12.671$ (mm/hr) を得る)。次の時刻7時の流出量については, $r_{6+1-2.4} = 22.4$ および6時の実測値 (逐次計算の初期値) $q_6 = 1.571$ を (3.6.4) 式に代入すれば, $K = 39.3$, $p = 0.463$, $\Delta t = 1$ として, 予測値 $q_{6+1} = 3.310$ を得る。8時については, $r_{7+1-2.4} = 31.7$ および7時の予測値 $q_7 = 3.310$ を (3.6.4) 式に代入して, $q_{7+1} = 6.741$ を得る。9時は $r_{8+1-2.4} = 30.0$, $q_8 = 6.741$ を (3.6.4) 式に代入して $q_{8+1} = 10.451$ を得る。以下同様とする。

- ⑦欄: ⑥欄を流量に換算したものである。たとえば, $Q_7 = q_7 \times A / 3.6 + Q_c = 3.310 \times 373.6 \div 3.6 + 5 = 349$ (m³/sec) である。

7時になって6時に予測した流量が実測流量と差異が生じて、フィードバックを行わず、6時に予測した流量値はすべて棄却し、改めて7時における実測値 ($Q = 353$ m³/sec = 3.353 mm/hr) を初期値として、6時における予測計算とまったく同様の手法によって逐次計算を行えばよい。

表3.6.1の⑦欄の結果を②欄と対比して図3.6.2に点線で示す。

3.6.3 予測計算例 (貯留関数の K, p を洪水期間中、変動させて流域流出量を予測する場合)

貯留関数法を用いて流域流出量を予測する場合に、その貯留関数の定数が適正ならば、上述計算例のように、一応の精度で流出量を予測することが可能であるが、定数が不適正な場合には、予測誤差は意外に大きくなる。

貯留関数は、他の流出計算法と同様に、洪水時の流出現象の全般 (小流量～大流量、洪水の前半～後半、台風性～前線性の洪水、など) にわたって必ずしも精度よく表現できるものではないから、このような誤差を縮めるための一つの便宜法として、洪水期間中に、実測の流域降雨～流出量の関係に“合うように”貯留関数の定数を時々刻々変えて (逆算して) ゆく方法が考えられている。こうすれば、洪水流出量の大きさや洪水の時間的経過に従って、きめ細かく貯留関数を運用できることになる。

流域降雨量と流出流量から逆算して貯留関数の定数を求める場合には、雨量・流量のわずかな（観測）誤差によって貯留関数の定数が大きく変動する（不安定になる）おそれがある。このような計算不安定をできるだけ避けるための試みとして、次のような移動平均を入れた方程式を立ててみる。

時刻 t において、時刻 $t-4\Delta t$ から $t-\Delta t$ までの $3\Delta t$ 時間の流域貯留量の増加量について連続方程式を立てるとして、時刻 t までの流域降雨量および流出量の実測値が与えられていれば、

$$\begin{aligned} & (r_{t-3\Delta t} - r_t + r_{t-2\Delta t} - r_t + r_{t-\Delta t} - r_t) \Delta t \\ & - \left(\frac{1}{2} q_{t-4\Delta t} + q_{t-3\Delta t} + q_{t-2\Delta t} + \frac{1}{2} q_{t-\Delta t} \right) \Delta t \\ & = K \left(\frac{\frac{1}{2} q_{t-2\Delta t} + q_{t-\Delta t} + \frac{1}{2} q_t}{2} \right)^p \\ & - K \left(\frac{\frac{1}{2} q_{t-5\Delta t} + q_{t-4\Delta t} + \frac{1}{2} q_{t-3\Delta t}}{2} \right)^p \end{aligned} \quad (3.6.6)$$

とすることができる。上式左辺の第1項は時刻 $t-4\Delta t$ から $t-\Delta t$ までの総（有効）降雨量であり、第2項は同じく総流出高であって、ともに既知量である。右辺の第1項および第2項の（ ）内（既知量）をそれぞれ $\bar{q}_{t-\Delta t}$ 、 $\bar{q}_{t-4\Delta t}$ とおくと、(3.6.6) 式は、

$$(\text{右辺}) = K \bar{q}_{t-\Delta t}^p - K \bar{q}_{t-4\Delta t}^p$$

となる。もし、 p を固定し K を洪水期間中に変化させるとした場合には、左辺全体を C とおいて、

$$K = \frac{C}{\bar{q}_{t-\Delta t}^p - \bar{q}_{t-4\Delta t}^p} \quad (3.6.7)$$

で求められる。 K を固定し p を変化させるとした場合には、

$$\bar{q}_{t-\Delta t}^p - \bar{q}_{t-4\Delta t}^p = \frac{C}{K} \quad (3.6.8)$$

を満足するような p を求めればよい。

もし、 K 、 p の両方を変化させるとした場合には、未知数が2つになるので

表 3-6-2 [計算例 4] による貯留

時刻 (時)	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
	流域平均 降雨量 mm/hr	流域末端 観測流量 m ³ /sec	有効 降雨量 mm/hr	遅滞を考 えた有効 降雨量 mm/hr	流域 流出高 mm/hr	(3.6.6)式 左辺第1項 (降雨量) mm	(3.6.6)式 左辺第2項 (流出高) mm
	実測値	実測値	①から定 推	③をT _i 時間遅ら す	(③-Q _i) × $\frac{3.6}{A}$	④から	⑤から
17日 24時まで	40.2						
18日 1	10.1	11	5.1	2.6	0.058		
2	8.7	14	8.7	6.0	0.087		
3	8.3	36	8.3	6.1	0.299		
4	17.2	76	17.2	7.3	0.684		
5	25.9	100	25.9	8.5	0.915		
6	35.6	168	35.6	13.6	1.571	21.9	1.484
7	33.0	353	33.0	22.4	3.353	29.4	2.534
8	20.2	501	20.2	31.7	4.779	44.5	4.505
9	26.0	1,020	26.0	34.0	9.781	67.7	7.771
10	4.2	1,430	4.2	25.3	13.731	88.1	13.808
11	0.1	1,600	0.1	23.7	15.369	91.0	23.102
12	—	1,450	—	12.9	13.924	83.0	33.586
13	—	1,320	—	1.7	12.671	61.9	40.953
14	—	1,170	—	0.0	11.226	38.3	42.494
15	—	854	—	—	8.181	14.6	39.893
16	—	801	—	—	7.670	1.7	34.950
17	—	619	—	—	5.916	0.0	29.578
18	—	581	—	—	5.550	—	24.422
19	—	497	—	—	4.741	—	20.452
20	—	426	—	—	4.057	—	17.672
21	—	395	—	—	3.758	—	15.278
22	—	351	—	—	3.334	—	13.452
23	—	319	—	—	3.026	—	11.853
24	—	301	—	—	2.852	—	10.634
19日 1	—	279	—	—	2.640	—	9.665
2	—	255	—	—	2.409	—	8.865
3	—	235	—	—	2.216	—	8.210
4	—	217	—	—	2.043	—	7.583

関数の定数の時間的変化計算表

[$T_i=2.40$ hrs, $A=373.6$ km²]

⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭
C (3.6.6) 式左辺 mm	$\bar{q}_{i-\Delta t}$ mm/hr	$\bar{q}_{i-4\Delta t}$ mm/hr	K: 変化, $p=0.463$,		K=39.3, p : 変化	
			$\frac{\bar{q}_{i-\Delta t}^p}{-\bar{q}_{i-4\Delta t}^p}$	K((3.6.7) 式)	$\frac{C}{K}$	p ((3.6.8) 式)
⑥-⑦	⑤ から	⑤ から	⑨ ^p -⑩ ^p	⑧÷⑪	⑧÷K	⑨⑩⑬から
20.4	1.021	0.133	0.617	33.1	0.519	0.355
26.9	1.853	0.342	0.722	37.3	0.684	0.437
40.0	3.264	0.646	0.912	43.8	1.018	0.506
59.9	5.673	1.021	1.224	48.9	1.524	0.536
74.3	9.518	1.853	1.508	49.3	1.891	0.526
67.9	13.153	3.264	1.568	43.3	1.728	0.487
49.4	14.598	5.673	1.226	40.3	1.257	0.469
20.9	13.972	9.518	0.552	37.9	0.532	0.455
-4.2	12.623	13.153	-0.062	67.5	-0.107	0.584
-25.3	10.826	14.598	-0.447	56.6	-0.644	0.544
-33.3	8.815	13.972	-0.651	51.1	-0.847	0.522
-29.6	7.359	12.623	-0.715	41.4	-0.753	0.475
-24.4	6.263	10.826	-0.674	36.2	-0.621	0.444
-20.5	5.439	8.815	-0.549	37.4	-0.522	0.451
-17.7	4.772	7.359	-0.458	38.7	-0.450	0.459
-15.3	4.153	6.263	-0.405	37.8	-0.389	0.452
-13.5	3.727	5.439	-0.352	38.4	-0.344	0.457
-11.9	3.363	4.772	-0.308	38.6	-0.303	0.458
-10.6	3.060	4.153	-0.255	41.6	-0.270	0.480
-9.7	2.843	3.727	-0.217	44.8	-0.247	0.503
-8.9	2.635	3.363	-0.187	47.5	-0.226	0.523
-8.2	2.419	3.060	-0.173	47.4	-0.209	0.525
-7.6	2.221	2.843	-0.175	43.4	-0.193	0.495

(3.6.6) 式のほかにもう1つの方程式が必要になるが、そうすると両方程式の傾向が接近しているために、求められた K, p の値が非常に不安定になりやすい。

[計算例 4]

流域の降雨流出量の記録として表 3.6.2 の①, ②欄 (表 3.6.1 ([計算例 3]) の①, ②欄に同じ) のように与えられている場合に、この流域の貯留関数について、

- ① p を固定し、 K を洪水期間中に変化させるとして、 $p=0.463$ とおいた場合の K の値の時間的変化を (3.6.7) 式により求めよ。
- ② K を固定し、 p を洪水期間中に変化させるとして、 $K=39.3$ とおいた場合の p の値の時間的変化を (3.6.8) 式により求めよ。

ただし、上記①, ②の計算において、流域面積は $A=373.6 \text{ km}^2$ 、貯留関数の遅滞時間は $T_i=2.40 \text{ hrs}$ とし、有効雨量 r_e の推定法および基底流量 Q_b の値は [計算例 3] と同様とする。

[解] 計算は上述の (3.6.6)~(3.6.8) 式に従って順次進めてゆけばよい。その結果を表 3.6.2 に示す。

- ・③欄：題意により、累加雨量が 50 mm を越える18日2時以後は、有効降雨量=流域降雨量とする。
- ・④欄：③欄を2.40時間だけ遅らせたものである。
- ・⑤欄：流量 (②欄) を流出高に換算した値である。
- ・⑥欄：(3.6.6) 式の左辺第1項 (時刻 $t-4\Delta t$ から $t-\Delta t$ までの総有効降雨量) で、たとえば6時の値は、④欄から、

$$(r_{6-3-2.4} + r_{6-2-2.4} + r_{6-1-2.4}) \cdot \Delta t = (6.1 + 7.3 + 8.5) \times 1 = 21.9 (\text{mm})$$

- ・⑦欄：(3.6.6) 式の左辺第2項 (時刻 $t-4\Delta t$ から $t-\Delta t$ までの総流出量) で、6時の値は、⑤欄から

$$\left(\frac{1}{2} q_{6-4} + q_{6-3} + q_{6-2} + \frac{1}{2} q_{6-1} \right) \cdot \Delta t$$

$$= \left(\frac{0.087}{2} + 0.299 + 0.684 + \frac{0.915}{2} \right) \times 1 = 1.484 \text{ (mm)}$$

- ・⑧欄：(3.6.6) 式の左辺 (=C) で、この時間内の流域貯留量の増加量に相当する。
- ・⑨欄：(3.6.6) 式の右辺第1項 () 内で、時刻 $t-4\Delta t$ における流出高(移動平均値)に相当し、6時の値は、⑤欄から

$$\bar{q}_{6-1} = \frac{\frac{1}{2}q_{6-2} + q_{6-1} + \frac{1}{2}q_6}{2} = \left(\frac{0.684}{2} + 0.915 + \frac{1.571}{2} \right) \div 2 = 1.021 \text{ (mm/hr)}$$

- ・⑩欄：(3.6.6) 式の右辺第2項 () 内で、時刻 $t-4\Delta t$ における流出高(移動平均値)に相当する。3 Δt 時間前の⑨欄に等しい。
- ・⑪欄：(3.6.7) 式の右辺分母に題意①の $p=0.463$ を代入した値である。6時の値は、

$$\bar{q}_{6-1}^{0.463} - \bar{q}_{6-4}^{0.463} = 1.021^{0.463} - 0.133^{0.463} = 0.617$$

- ・⑫欄：(3.6.7) 式により題意①の K が求められる。
- ・⑬欄：(3.6.8) 式の右辺に題意②の $K=39.3$ を代入した値である。
- ・⑭欄：⑨, ⑩, ⑬の値を(3.6.8)式に代入して、これを満足する p の値(題意②の p) を求める。たとえば6時の値は、

$$\bar{q}_{6-1}^p - \bar{q}_{6-4}^p = 1.021^p - 0.133^p = \frac{C}{K} = 0.519$$

を Newton 漸近法で解いて $p=0.355$ を得る。

表 3-6-2 で得られた K (⑫欄) および p (⑭欄) の時間的変化を図示すると図 3-6-3 のようになる。図 3-6-3 において、たとえば13時に $K=37.9$ とあるのは、13-5=8時から13時までの「遅滞を考えた有効降雨量」および「流域流出高」(ともに観測値)から逆算して得た K の値を示している。 p についても同様である。

図 3-6-3 において、 K と p との変化傾向が一致しているのは当然であるが、この計算例で見れば、さらに次のようなことに注意する必要がある。

- ① 流出量のピーク(11時)に相当する14時付近の K, p (9~14時の降雨・

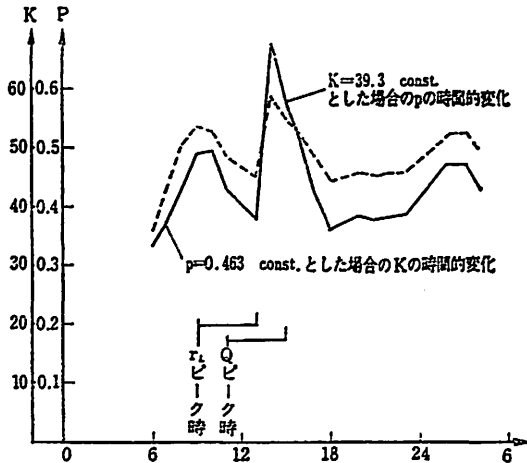


図 3-6-3 [計算例 4] による貯留関数の定数の時間的変化

流量からの逆算値)が異常な値を示している。一般に (3.6.6) 式のように貯留量を媒介関数とした連続方程式を解く場合には、流入量(降雨)と流出量との差が小さくなるピーク付近においては、逆算定数がある程度不安定になることは避けられないことである。

- ② この計算例は 3 時間の移動平均であるから 3 時間以内の変動は消去されているが、5～10 時間程度の変動は顕在している。したがって、もし過去数時間の降雨・流量から逆算した貯留関数の定数を使って未来数時間の流出予測を行なおうとする場合には、逆算して得た定数が予測対象時間中の洪水流出に適する定数(未知)と無視できない差があれば、予測流出量にそれだけの誤差を生ずる危険がある。(たとえば 8 時において 5 時間後(13 時)までの流出予測を行なう場合に、 $p=0.463$ (const.) とすれば K の値としては 8～13 時の降雨、流量から逆算して $K_{13}=37.9$ とするのが適当であるが、この値は 8 時においては未知であるから、8 時までの降雨・流量から逆算した $K_8=43.8$ を使わざるを得ない。)

貯留関数の定数 K , p を洪水期間中、実測の降雨・流出量から逆算して (K , p を時間的に変動させて) 流出予測を行なう場合には、逆算対象の時間と予測

対象の時間とがずれているので、逆算した K, p は予測のための正当な定数値とはなりえず、ゆえに予測流出量に誤差が生じがちである。もし逆算した K, p の（時間的な）変動周期が予測時間長に較べてかなり長ければ（逆算した定数値が予測対象時間内の定数値に近づくので）、上述の予測流出量の誤差が小さくなる。もし、[計算例 4] のように、逆算した K, p の変動周期が予測時間長に較べて長くなければ（逆算した定数値が予測対象時間内の定数値と大差になる場合もあるので）、上述の予測流出量の誤差が大きくなりがちである。

3.6.4 予測計算上の問題点

洪水の流出予測においては、その予測計算手法をさらに発展向上させることも必要であるが、それとともに、これらの計算への input となる流域降雨量や有効雨量をもっと精度よく予測・推定する手法を開発することが望まれる。有効雨量の推定手法は、必ずしも選定した流出計算法に定められている算定手法に則る必要はなく、他の流出計算法に定められている手法や、あるいは個々の流域の流出特性に応じて独特の新技术法を適用して流出予測計算のための有効雨量を推定してもかまわない。（図 3.9.1 を参照）

貯留関数法の手法に従って、一次流出率 f_1 、飽和雨量 R_{sa} を適用する場合には、図 3.6.1 の手法は当該流域における既往洪水の f_1, R_{sa} の平均的な値が求められているものであるから、実際の洪水予測においては、前期降雨がある場合には勘によって R_{sa} を小さくし、前期降雨がなかった場合には R_{sa} を少し大きくするのがよい。

基準点より上流域を単一の流域として流出予測計算が行なえる場合には、計算例 3 のように、時々刻々の最新の実測流量値を使うので予測誤差が比較的小さく、また誤差が生じてもフィードバックして修正する必要がない。計算は卓上電子計算機でも適度のプログラム機能があれば容易に可能である。参考のために、ある卓上計算機用に作成した Newton 法による貯留関数流出計算のフローチャートを図 3.6.4 に示す。 M_i はメモリー番号を表わす。

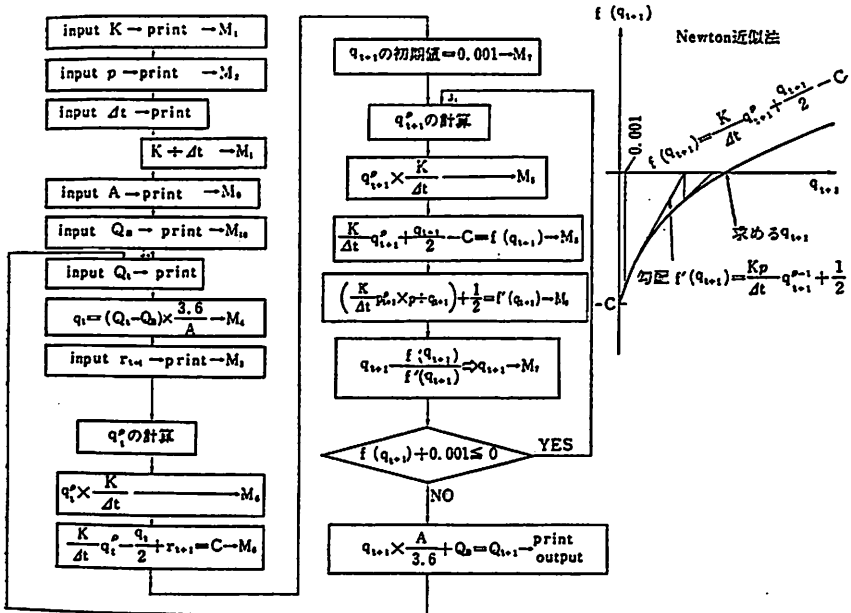


図 3.6.4 Newton 漸近法による貯留関数流出計算フローチャートの例

3.7 マスキング法による洪水流の追跡

3.7.1 概説

この方法は古くから試みられた貯留法による洪水流追跡計算法の一つで、C. T. McCarthy らが 1934~35 年に、米国工兵隊の Muskingum Conservancy District Flood Control Project の研究の一環として展開したものであるという。図 3.7.1 に示すように、河道の上流側断面 A と下流側断面 B との間に存在する(貯留)水量 S は、 B 断面の水位(流量)で決まる水量 S_p と、 $A \sim B$ 間水位差(流量差)で決まる水量 S_w との和($S = S_p + S_w$)で表わされる。ここで $S_p = KO$ とおき、 $S_w = Kx(I - O)$ とおけば

$$S = K\{O + x(I - O)\} = K\{xI + (1-x)O\} \quad (3.7.1)$$

(K, x : 河道区間による定数)

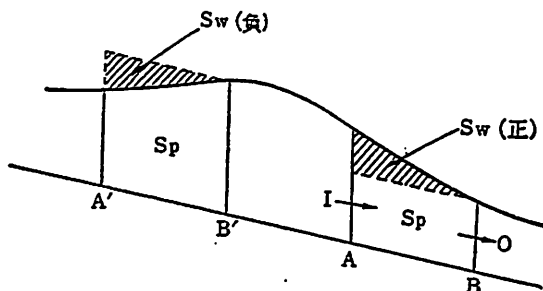


図 3-7-1 マスキング法の貯留方程式の模式図

となる。一方、この区間における流水の連続関係は差分式の形で

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \quad (3.7.2)$$

(添字 1, 2 : 時刻, Δt : 1 ~ 2 の時間差)

と表わすことができる。

(3.7.1) 式を (3.7.2) 式に代入すれば、

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t - \frac{O_1 + O_2}{2} \Delta t = K \{ x I_2 + (1-x) O_2 \} - K \{ x I_1 + (1-x) O_1 \}$$

となり、これを O_2 について整理すれば

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad (3.7.3)$$

となる。ただし

$$\left. \begin{aligned} C_0 &= -\frac{Kx - 0.5 \Delta t}{K(1-x) + 0.5 \Delta t} \\ C_1 &= \frac{Kx + 0.5 \Delta t}{K(1-x) + 0.5 \Delta t} \\ C_2 &= \frac{K(1-x) - 0.5 \Delta t}{K(1-x) + 0.5 \Delta t} \\ C_0 + C_1 + C_2 &= 1 \end{aligned} \right\} \quad (3.7.4)$$

である。

定数 K は $A \sim B$ 断面間距離などによって決まる定数 (hr または sec の単位をもつ) で、一般に $K \gg \Delta t$ である。 x は無次元で、通常の河道では一般に 0 ~ 0.3 の範囲にあり、平均して $x \approx 0.2$ 程度だという。

3.7.2 追跡計算例

定数 K , x は当該河道 2 地点 (A , B) における既往洪水の観測流量資料から求める。その求め方の具体例を計算例 5 に示す。当該河道における K , x が与えられれば、任意の洪水時に、上流側 A 点の毎時の流量 (この河道への流入量 I) を知って、(3.7.3) 式により下流側 B 点の毎時の流量 (この河道からの流出量 O) を逐次計算できる。その計算例を計算例 6 に示す。

[計算例 5]

既往のある洪水について、某河川の上流側 A 地点および下流側 B 地点においてそれぞれ表 3.7.1 の①②欄に示すような流量を観測した。各時刻における $A \sim B$ 間の貯留水量は、両地点の水位流量曲線および両地点間の河道断面などから計算して同表③欄のようになった。これらの資料によってマスキングの貯留方程式の定数 K , x を求めよ。

[解]

まず、 x を適当に仮定して各時刻ごとに $xI + (1-x)O$ の値を計算し、方眼紙上に、各時刻順に点 (S , $xI + (1-x)O$) を連ねた図を描く。 x を適当に変えて試行錯誤し、図上で S と $xI + (1-x)O$ とがもっとも一義的な関係 (1 価関数) に近づく (ループが最小になる) ような x を選んで、その x を定数 x とする。

$x=0.1$, 0.2 , 0.3 の 3 とおり選んで、表 3.7.1 の①②欄の値から、各 x ごとに、各時刻ごとに $xI + (1-x)O$ を計算し、 S と対応して図にプロットすると、それぞれ図(a)(b)(c)のようになる。この図より $x=0.2$ がもっともループが小さいので、 $x=0.2$ を採用する。 x が決まれば、 K の値は (3.7.1) 式により (横軸)/(縦軸) のこう配に相当するから、図 3.7.2 (b) の平均こう配を求めればよい。線上の適当な 2 点を選び

$$K = \frac{S_2 - S_1}{\{xI_2 + (1-x)O_2\} - \{xI_1 + (1-x)O_1\}}$$

$$= \frac{21.8 \times 10^6 - 9.3 \times 10^6}{1750 - 750} = 12500 (\text{sec})$$

表 3-7-1 [計算例 5] の観測流量と貯留水量

時刻 (hr)	① A地点の流量 I (m^3/sec)	② B地点の流量 O (m^3/sec)	③ 貯留水量 S (10^6m^3)
1	800	725	9.30
2	925	753	9.80
3	1,125	800	10.80
4	1,525	850	12.20
5	2,125	1,005	15.20
6	2,425	1,300	18.90
7	2,275	1,590	21.40
8	1,875	1,793	22.70
9	1,525	1,850	22.30
10	1,250	1,803	21.10
11	1,050	1,725	19.90
12	925	1,563	18.00
13	825	1,375	15.50
14	775	1,200	14.00

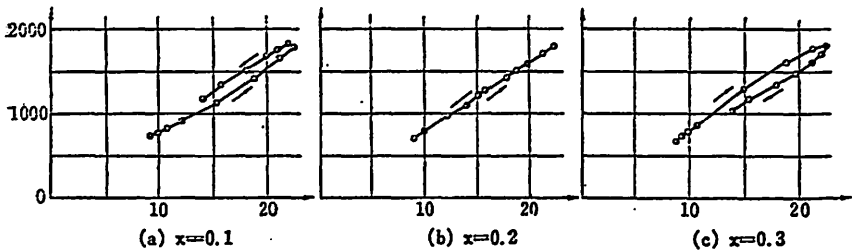


図 3-7-2 貯留量曲線 (横軸 $S: 10^6m^3$, 縦軸 $xI+(1-x)O: m^3/sec$)

を得る。したがって、求める貯留方程式は

$$S = 12500 \times (0.2I + 0.8O) = 2500I + 10000O$$

($m-sec$ 単位)

となる。

〔計算例 6〕

〔計算例 5〕で計算した河道の A 地点に表 3・7・2 の①欄の流量が予測される
ときに、B 地点における同時刻までの流量を予測せよ。ただし、B 地点の 0 時
の流量は $1275\text{m}^3/\text{sec}$ とする。

表 3・7・2 〔計算例 6〕の洪水追跡計算表

時刻	① A 地点の 流量 I_2	$-0.059 I_2$	② I_1 (=1時 間前の I_2)	$0.364 I_1$	③ O_1 (=1時 間前の O_2)	$0.695 O_2$	④ B 地点の 流量 O_2
0	1400						1275
1	1575	- 93	1400	510	1275	886	1303
2	1850	-109	1575	573	1303	906	1370
3	2250	-132	1850	673	1370	952	1493
4	2675	-158	2250	819	1493	1038	1699
5	3175	-187	2675	974	1699	1181	1968

〔解〕

逐次計算の時間間隔 Δt は、 $\Delta t \ll K=12500 \text{ sec}$ を満足するように、 $\Delta t=3600$
sec とすれば、(3.7.4) 式に、 $K, x, \Delta t$ を代入して、

$$C_0 = -\frac{12500 \times 0.2 - 0.5 \times 3600}{12500 \times (1 - 0.2) + 0.5 \times 3600} = -0.059$$

$$C_1 = \frac{12500 \times 0.2 + 0.5 \times 3600}{12500 \times (1 - 0.2) + 0.5 \times 3600} = 0.364$$

$$C_2 = \frac{12500 \times (1 - 0.2) - 0.5 \times 3600}{12500 \times (1 - 0.2) + 0.5 \times 3600} = 0.695$$

となる。よって

$$O_2 = -0.059 I_2 + 0.364 I_1 + 0.695 O_1$$

となる。この式により表 3・7・2 のように逐次計算を進めてゆけば、B 地点の流
量を推定することができる。結果は同表④欄の通りである。

以上のような河道の洪水追跡は、いうまでもなく、当該河道区間において大
支川の流入や洪水流を調節するダムなどが無い場合に可能である。

この方法においては、 K および x を一定値としているが洪水流出の非線型性が強い場合には、適合度が悪くなる。この場合に対しては、 K の値を流出量 O の関数と考へて変化させる方法が考へられる。この場合には、 K の変化に応じての値を算出してグラフを作成しておき、表 3.7.2 の計算表に手を加えてこれらの欄を設けるのである。 x の値は一定値としておけばよく、また変数としようとしても解析的な方法では決定することができない。¹¹⁾

3・8 不定流の基礎方程式の積分による 洪水流出量の予測

3.8.1 はじめに

本節では、流体運動の基礎方程式から導かれる洪水の数学モデルについて説明することにしてしよう。

洪水現象は、複雑な自然の中での水の挙動そのものであるから、これを表現しようとする数学モデルが、いきおい複雑にならざるを得ないであろうことは容易に推察できる。

しかし、洪水予報という当面の實用目的からすれば、予報値に対する許容誤差というものが当然であるはずであるし、また、限られた技術能力と施設能力の範囲内で行なうものであるから、これから必然的に、予報値の精度に対する要求をある程度はゆずらざるを得ないという場合も生じてくる。さらにまた、計算の基礎となる入力情報の精度により規定されてくる予報精度もある。これらのことを勘案すれば、数学モデルに要求される精度にも自ずとある一定の幅が設定されることになり、この精度の範囲内でのモデルの近似化、単純化は、当然許されるであろう。

このような理由から、はじめに示す基礎方程式（これがすでに近似化されたものである）を、ここでは一層近似化して扱っていくことにする。しかし、その近似化のもつ意味については、常に實際現象と対比しながら理解を深めてお

くよう努めることが重要である。このことはとりもなおさず、そのモデルの適用限界についての認識を深めることにもなるし、また、大きな誤りを冒す危険を避ける最良の方法ともなるからである。

ここでは、つぎに示す式を基礎方程式として出発する。

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t + Q_x = q \\ (1/g)v_t + (v/g)v_x + h_x = i - i_f \end{array} \right. \quad (3.8.1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t + Q_x = q \\ (1/g)v_t + (v/g)v_x + h_x = i - i_f \end{array} \right. \quad (3.8.2)$$

ここに、 t ：時間、 x ：流下距離で下流方向を正、 A ：通水断面積、 Q ：流量、 q ：水路単位長さ当りの流入（出）量で、流入の場合は $q > 0$ 、 v ：流速、 h ：水深、 i ：河床勾配、 i_f ：摩擦勾配である。(3.8.1)は連続式、(3.8.2)は運動方程式である。また、添字 t および x は、それに関する偏微分を表わす。上式は、 t と x を独立変数とし、 h および v を未知関数とする2独立変数・2従属変数の連立偏微分方程式系である。

どのような基礎方程式を用いるのがよいかということは、与えられた問題の性質によって異なるが、ここでは洪水の大局的な挙動を追跡することを目指していることから上に示したような式を採用することにしたわけである。この基礎方程式を得るまでにもすでに数多くの前提条件や仮定がおかれていることは周知のとおりである。

さらに、流れが等流に近いものと仮定すれば(3.8.2)式の左辺の項は無視されて、

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t + Q_x = q \\ i - i_f = 0 \end{array} \right. \quad (3.8.3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t + Q_x = q \\ i - i_f = 0 \end{array} \right. \quad (3.8.4)$$

となる。これは、疑似等流とよばれるモデルである。次節で述べる、いわゆる特性曲線法と称されている流出解析法は、このモデルであり、わが国で広く実用されている。

3・8・4で述べる流出解析法は、運動方程式(3.8.2)そのままを扱う方法であり、この点からいえばより一般的な方法であるが、そこで述べているのは(3.8.1)式の q を0とおいた特殊な場合である。

3.8.2 特性曲線法による流出解析

山腹斜面に降った雨は、一部は浸透し、一部は地表を流れて、小さな水路からやがては大きな水路へと集められていく。この表面流による流域末端での流出量を求める一つの方法として特性曲線を用いた流出解析法がある。

この解析法で用いる基礎方程式は、(3.8.3)式および(3.8.4)式である。ここでは(3.8.3)式と(3.8.4)式の解を求める手法に重点を置いて説明することにする。

ここで考えている流域のモデルを図3.8.1のようになる。図3.8.1に示してある現象を便宜上二つの段階に分けて考えることにしよう。まず、第1段階は有効降雨 R_e によって斜面の流出量 q が発生するまでの過程である。

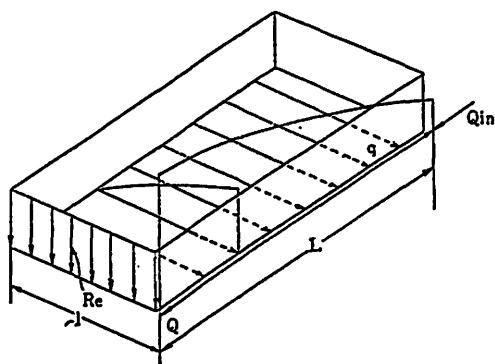


図 3.8.1 流域のモデル

第2段階は、この斜面からの流出量 q を受けながら長さ L の水路を流量 Q が流下していく過程である。基礎式は、両者について全く同じものが用いられる。水路上流端からの流入量 Q_{in} や水路中の既存の流量は、それぞれ、境界条件および初期条件として計算に組み込んでいけばよい。ただし、第1段階の過程では、これらは、つねに0とおくこととする。

2段目の過程を表現する式としては、前に示した(3.8.3)式と(3.8.4)式そのままが用いられるが、1段目の過程を表現する場合には、(3.8.3)式の q を r_e に、 Q を q にそれぞれ書き換えて用いる。普通、降雨量 R_e は、mm/hrといった単位で表わされる量、すなわち、単位時間、単位面積当りの降雨量であり、この式を用いるときは単位時間、単位流路長当りの流入量 r_e に直しておかなければならない。

流れが等流に近いと仮定しているから、(3.8.4) 式の摩擦勾配はマンシングの法則によって近似できる。また、通水断面積 A と径深 R との関係が、 K' , Z を常数として、

$$R = K' \cdot A^z \quad (3.8.5)$$

と表わされると仮定すれば、(3.8.4) 式、マンシング式および (3.8.5) 式から A は、

$$A = K \cdot Q^p \quad (3.8.6)$$

と表わせることになる。ただし、

$$p = 3 / (2Z + 3) \quad (3.8.7)$$

$$K = (n / i^{1/2} \cdot K'^{2/3})^p \quad (3.8.8)$$

である。

(3.8.6) 式を (3.8.3) 式に代入すれば、

$$K \cdot p \cdot Q^{p-1} \cdot Q_t + Q_x = q$$

となる。この偏微分方程式の解は、つぎの連立常微分方程式を解くことによって得られる。

$$\frac{dt}{K \cdot p \cdot Q^{p-1}} = \frac{dx}{1} = \frac{dQ}{q} \quad (3.8.9)$$

これから、 $t=0$, $x=0$ で $Q=0$ となる解として、

$$\begin{cases} Q = q \cdot x & (3.8.10) \\ t = K \cdot q^{p-1} \cdot x^p & (3.8.11) \end{cases}$$

が得られる。この式は、水路上流端 ($x=0$) からの流入量 Q_{in} が無い場合に、水路上流端から横流入量 q を受けてスタートした流れが、距離 x の所に $K \cdot q^{p-1} \cdot x^p$ 時間後に $q \cdot x$ の大きさとなって到達することを示している。これを模式的に示したのが図 3.8.2 である。

(3.8.11) 式は、特に、標準特性曲線と呼ばれている。(3.8.9) 式から $dt/dx = K \cdot p \cdot Q^{p-1}$ が得られるが、この微分方程式の解は (3.8.11) 式で表わされるような $t=0$, $x=0$ を通るもの以外にも無数にある。これらの解のうち、 $t=0$, $x=0$ を通るもの以外は、ただ単に特性曲線と呼ばれている。

では、水路上流端からの流入量 Q_{in} と横流入量 q の両方が同時に与えられた場合の下流の流量はどのようにして求めればよいであろうか。

いま、時刻 t_1 に上流端流入量 Q_{in} が与えられたとすれば、このときの下流の流量は、(3.8.9) 式を $t=t_1, x=0$ で $Q=Q_{in}$ という条件の下で解けば求まる。しかし、 Q_{in} が時間ごとに変化するような場合、その度毎に(3.8.9) 式を解いていたのでは大変めんどうであるので、このような場合には、(3.8.10)

式と(3.8.11) 式を応用した簡単な計算法が用いられる。

(3.8.11) 式の Q に Q_{in} を代入して x を求めると、

$$x = Q_{in}/q \quad (3.8.12)$$

となる。(3.8.11) 式にこれを代入すると、

$$t = K \cdot q^{p-1} \cdot (Q_{in}/q)^p \quad (3.8.13)$$

となる。そこで、図3-8-3に示すように、いま考えている流域の上流側に長さ Q_{in}/q の仮想流路を考えて、この仮想流路の上流端から流れが横流入量 q のみを受けてスタートすると考えるのである。こうすれば、仮想流路の上流端を出発した流れが仮想流路の終端に到達したとき、すなわち、図3-8

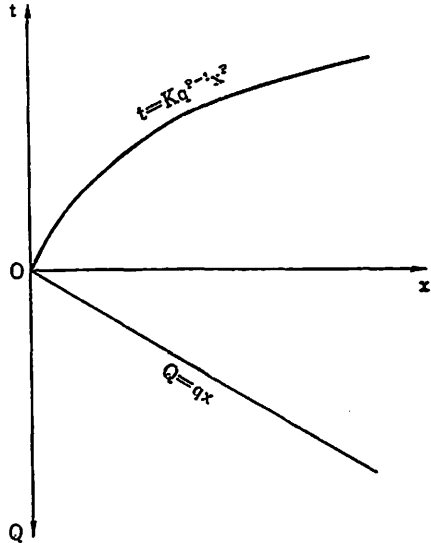


図 3-8-2 標準特性曲線と水路中の流量

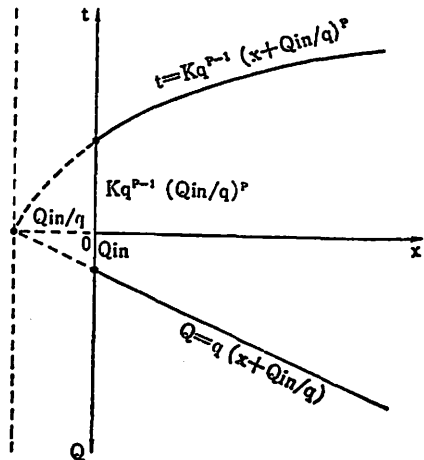


図 3-8-3 上流端流入量がある場合の特性曲線と水路中の流量

3の $x=0$ に到達したときには、丁度、流量が Q_{in} となっていることになる。これは、(3.8.12) 式を (3.8.10) 式に代入してみれば明らかである。また、(3.8.13) 式は、仮想流路の上流端から、仮想の流れが距離 Q_{in}/q だけ流下するに要する時間を表わしている。

すなわち、上流端流入量 Q_{in} がある場合には、(3.8.12) 式で与えられる流路長をもつ仮想流路を考え、これと実際の流路をつないだ全体の流路長に対して(3.8.10)式および(3.8.11)式を適用していけば、先に述べた上流端流入量が無い場合の計算法と全く同様に扱うことができるのである。実際の流路における流下距離を x とすれば、そこでの流量は、(3.8.10)式および(3.8.12)式から、

$$Q = q(x + Q_{in}/q)$$

となり、そこまで流下してくるに要する実際の流下時間は、(3.8.11) 式および (3.8.13) 式から、

$$t = K \cdot q^{p-1}(x + Q_{in}/q)^p - K \cdot q^{p-1}(Q_{in}/q)^p$$

となる。

以上は、上流端条件（境界条件）の扱い方であったが、つぎに、降雨開始前に水路中に流れていた流量の扱い方、すなわち、初期条件の扱い方について述べよう。

この場合も (3.8.10) 式と (3.8.11) 式を応用すれば簡単に求めることができる。水路の途中、距離 $x=x_1$ の所に、 $Q=Q_1$ の流量が流れていたとし、これが、降雨開始とともに流入してくる横流入量 q を受けて、共に下流に流れていくものとする。 x_1 の地点の上流に、 Q_1/q の長さの、横流入量 q を受ける水路を仮想的に考える。こうすれば、前と全く同様に、 x_1 から距離 Δx だけ下流の地点の流量は、

$$Q = q(\Delta x + Q_1/q)$$

と表わせ、また、 Δx だけ流下するに要する流下時間は、

$$t = K \cdot q^{p-1}(\Delta x + Q_1/q)^p - K \cdot q^{p-1}(Q_1/q)^p$$

と表わせる。

では、つぎに、横流入量 q と上流端流入量 Q_{in} の両方が与えられ、しかも

これらが時間的に変化する場合の計算法について述べよう。

q も Q_{in} も、一般的には、時間に関して連続的に変化するが、これを dt 時間ごとの階段状変化に近似化して考えることにする（横流入量に対する時間刻みと上流端流入量に対する時間刻みを必ずしも一致させておく必要はない）。こうしておけば、ある一定時間内は q も Q_{in} も一定とみなすことができ、 q 、 Q_{in} が一定ということになれば、前に述べたのと全く同様の方法で計算できることになる。ただし、ここで注意すべき点は、目的は下流端流量の時間変化を求めることだけであっても、これを計算するためには各時刻における水路途中の流量もあわせて求めておかなければならないという点である。くわしくは、例題を参照していただきたい。

最後に $q=0$ 、すなわち、横流入量が無い場合について述べよう。この場合は、(3.8.10) 式と (3.8.11) 式を用いることができない。

$q=0$ の場合の計算としては、上流端流入量 $Q_{in}(t)$ が下流にどのように伝播していくかという計算や、降雨が止んだ後、水路中に残っていた流量が下流にどのように伝わっていくかという計算が考えられる。

$q=0$ の場合の (3.8.3) 式、(3.8.4) 式の解は、つぎの (3.8.14) 式と (3.8.15) 式を連立に解いて得られる。

$$\begin{cases} \frac{dQ}{dx} = 0 & (3.8.14) \\ \frac{dt}{dx} = K \cdot p \cdot Q^{p-1} & (3.8.15) \end{cases}$$

(3.8.14) 式から x に無関係に、

$$Q = \text{const.} \quad (3.8.16)$$

が得られる。すなわち、ある地点を流れている流量は、そのまま大きさを変えずに下流に伝播する。また、(3.8.15) 式から、流量 Q の流下する速度は、 Q が一定であれば、距離に無関係に一定となることがわかる (q が $q \neq 0$ の場合には、(3.8.9) 式からもわかるとおり、流下速度は距離とともに変化する)。 $x=0$ から $x=L$ に到達するまでに要する時間は、(3.8.15) 式から、

$$K \cdot p \cdot Q^{p-1} \cdot L \quad (3.8.17)$$

となる。 ρ は、(3.8.7) 式からわかるとおり、1 より小であるから、上式は、同じ距離 L を進むのに Q が大きい程早く、小さい程遅いということを示している。

図 3・8・4 は、 $q=0$ の場合のハイドログラフの伝播状況を模式的に示したものである。上流側のハイドログラフが $Q_u(t)$ 、ある距離はなれた下流側のハイドログラフが $Q_l(t)$ である。(3.8.15) 式または (3.8.17) 式からわかるように、大きな流量は早く伝播され、小さな流量は遅く伝播するから、ハイドログラフは下流にいくにつれて、

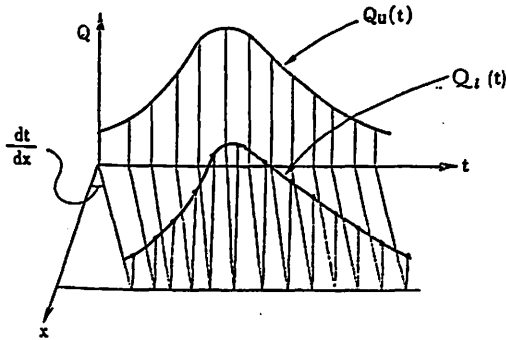


図 3・8・4 疑似等流モデルによる洪水の伝播

前面がきり立って背面はすそを長く引いた形へと変形していく。そして、(3.8.15) 式で表わされる直線上の流量 Q は一定で、全く変化しない。たとえば、ピークの流量の大きさは、どこまでいっても変化しない。

図 3・8・4 をみても明らか

のように、(3.8.15) 式で表わされる直線は、 x の大きな所（水路の下流）で、互いに交差することがある。この点は、特に、注意しておきたい。

互いに異なった流量 $Q=Q_1$ と $Q=Q_2$ に対応する (3.8.15) 式で表わされる直線が、互いに座標 (x_j, t_j) で交差するとすれば、この点に二つの流量 Q_1 と Q_2 が同時に対応することになる。これは、ハイドログラフが垂直に切り立った形となることを意味している。そして、この交点よりさらに x の大きな所では、小さな流量の上に大きな流量がかぶさって、丁度、波の頂がくずれかかったような形となってしまふ。電子計算機を用いて計算を行なっている場合には、特性曲線が交差することに気付かずに行ったため、ここで計算機がストップしてしまつて困ることがある。特性曲線が交差するか、しないかは K, ρ などの定数、上流端で与えられるハイドログラフの形、水路長などに関

係している。

計算上生じてくるこのような現象が、実際の洪水流の伝播という物理現象の中で、本当に生じているのかどうかという点は明らかではないが、計算手法の実用性という観点からすれば、計算機がストップするというような事態を避ける工夫をあらかじめしておくことが必要であろう。これに対処する一つの方法としては、土木学会誌の数値解析法講座11*を参照されたい。

特性曲線法を用いて流出計算を行なうときには、図3-8-5に示すように、自然流域を矩形流域の組み合わせになおして考えると都合がよい。計算のプログラムは、つぎの3種類に分けて考えれば理解しやすいであろう。

(プログラムI)

有効降雨 R_s による斜面からの流出量 q を求めるプログラムである。矩形流域の面積は、流域区分から得られた自然流域の面積と当然等しくなければならない。

流出量 q は、斜面単位幅当りの流量である。この流れを、単位幅の矩形水路の中の流れと考え、単位幅にくらべてその水深は非常に小さいと仮定すれば、(3-8-5)式から、

$$\begin{cases} K' \approx 1 \\ Z = 1 \end{cases}$$

となり、この Z を (3-8-7) 式に代入して

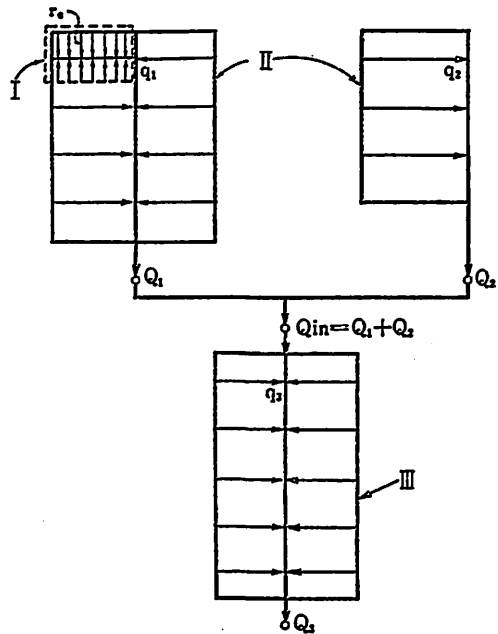


図 3-8-5 等価流域による流域のモデル化

* 池淵周一，高棹琢馬：数値解析法講座 11，土木学会誌，1972年 11月，p.79

$$p=3/5$$

を得る。従って、(3.8.8) 式は、

$$K=(n/i^{1/2})^{3/5} \quad (3.8.18)$$

となる。流域全体を一様勾配、一様粗度と仮定し、この斜面より流路への流入量が、実際流域のそれと等しくなると仮定されるとき、この流域を等価流域、このときの粗度を等価粗度と呼び、普通、 n のかわりに N と記される。 N は、つぎのプログラムⅡおよびⅢで計算される Q が、既往の洪水流量に等しくなるように、試算によってきめられる。 N の単位は、 $m^{-1/3} \cdot sec$ で表わされるのが普通である。

等価粗度係数 N は、地表域別にそのオーダが異なる。淀川支川山科川の解析*によれば、階段状に開発された住宅造成地域では 10^{-2} 、階段状農地からなる丘陵地、山地、これらが組み合わさった地域では 10^{-1} 、水田地域では 10^0 のオーダと考えてよいようである、とされている。また、大戸川における末石の研究では、0.3 であった。

(プログラムⅡ)

プログラムⅠで求めた流出量 q を、最上流端から集めて下流端に到達する流量 Q を求めるプログラムである。河道横断面図から、(3.8.5) 式の K' 、 Z を求め、(3.8.7) 式から p を、(3.8.8) 式から K を、それぞれ推定し、これらの値をもとにして計算値 Q が実測値に合うように、さらに正確な値を試算によって求める。

(プログラムⅢ)

上流端からの流入量 Q_{in} に横流入量 q を加えて、下流端の流量を求めるプログラムである。プログラムⅡとは、上流端からの流入量 Q_{in} のあるところが異なっている。プログラムⅡでは、 $Q_{in}=0$ である。

* 近畿地方建設局：特性曲線法による山科川内水調査について(中間報告)、建設省近畿地方建設局淀川工事々務所、昭和40年9月、p.19

3.8.3 計算例

〔計算例 7〕

図 3.8.6 に示す斜面からの流出量 q を求めよ。ただし、斜面長（矩形流域幅）は 500 m, 等価粗度 N は $0.05 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{sec}$, 斜面の平均勾配 i は $1/10$, p は $1/2$ （流域斜面では、普通、 p は $3/5$ にとられるが、ここでは、計算を簡単にするために $1/2$ とした）である。降雨開始以前には、斜面上に流れは存在しないものとする。また、有効雨量 R_e は、つぎのとおりとする。

0 時～1 時： $R_e = 10 \text{ mm/hr}$

1 時～2 時： $R_e = 15 \text{ mm/hr}$

2 時～3 時： $R_e = 30 \text{ mm/hr}$

3 時以後： $R_e = 0 \text{ mm/hr}$

〔解—1〕

まず、(3.8.18) 式より、

$$K = (N/i^{1/2})^{1/2} = \sqrt{0.05 / \sqrt{1/10}} = 0.398$$

を得る。

有効雨量 R_e を、水路単位長さ当りの流入量 $r_e \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$ に換算する。

$$r_e = (1/3.6) R_e \times 10^{-6}$$

である。

流域斜面の場合は、(3.8.10) 式及び (3.8.11) 式の Q を q に、 q を r_e に、それぞれ書き換えなければならない。したがって、

$$q = r_e \cdot x \quad (3.8.19)$$

$$t = K \cdot r_e^p \cdot x^p \quad (3.8.20)$$

となる。(3.8.19) 式と (3.8.20) 式から、 $K=0.398$, $p=1/2$ とおいて次の関係が得られる。

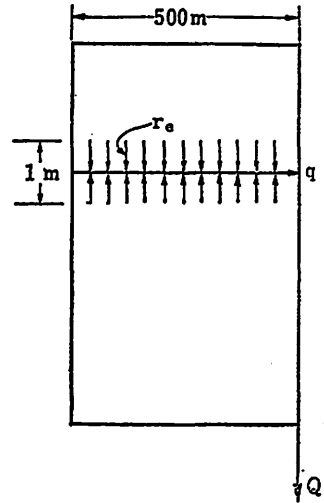


図 3.8.6 流域斜面のモデル

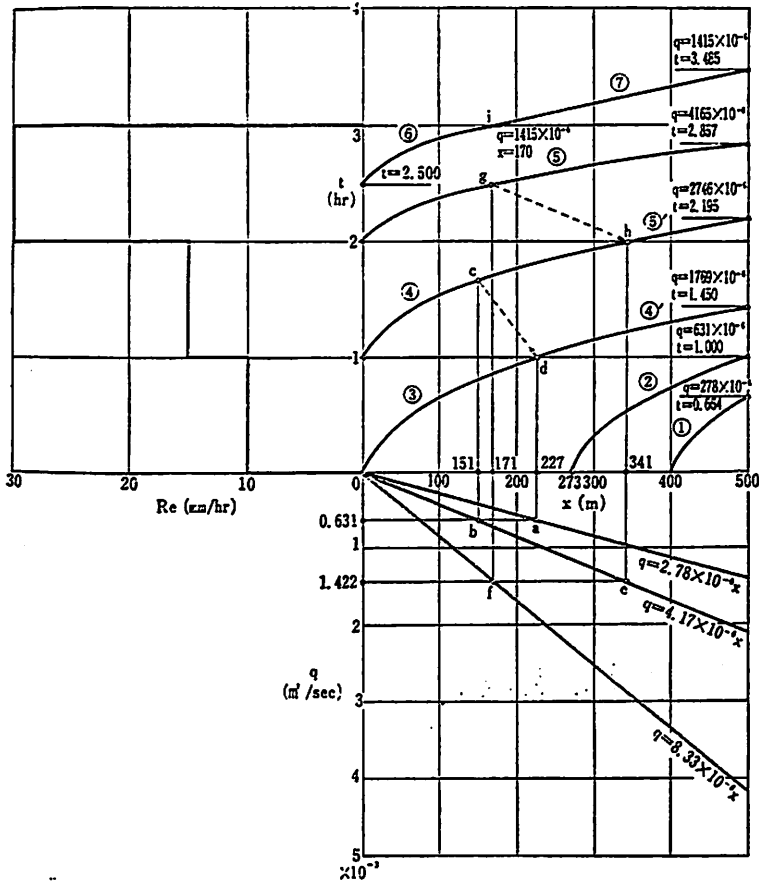


図 3.8.7 特性曲線法による流出計算法説明図

$$R_e = 10 \text{ のとき } \begin{cases} q = 2.78 \times 10^{-6} x \text{ (m}^3/\text{sec)} & (3.8.21) \\ t = 0.239 \times 10^3 \sqrt{x} \text{ (sec)} & (3.8.22) \end{cases}$$

$$R_e = 15 \text{ のとき } \begin{cases} q = 4.17 \times 10^{-6} x & (3.8.23) \\ t = 0.195 \times 10^3 \sqrt{x} & (3.8.24) \end{cases}$$

$$R_e = 30 \text{ のとき } \begin{cases} q = 8.33 \times 10^{-6} x & (3.8.25) \\ t = 0.138 \times 10^3 \sqrt{x} & (3.8.26) \end{cases}$$

$R_s = 0$ のときは、(3.8.14) 式と (3.8.15) 式から、

$$\left\{ \begin{array}{l} q = \text{const.} \\ t = 0.199q^{-1/2} \cdot (x - x_1) \end{array} \right. \quad (3.8.27)$$

$$t = 0.199q^{-1/2} \cdot (x - x_1) \quad (3.8.28)$$

が得られる。(3.8.28) 式で求まる t は、水路の $x = x_1$ の所から $t = 0$ にスタートした流れが、そこから距離 $x - x_1$ だけ下流に進むに要する時間である。ただし、このときの q としては、 $x = x_1$ の地点の q を用いなければならない。また、(3.8.27) 式は、地点 x_1 より下流では q が変化しないことを示している。下流端、 $x = 500$ m の地点の流量を、つぎの六つの場合について求めてみる。

① 時刻 0 に、 $x = 400$ m の地点をスタートした流れ (図 3.8.7 参照)

図中の曲線①は、(3.8.22) 式で表わされる曲線を、 $x = 400$ の所まで平行移動したものである。 $x = 400$ の地点をスタートした流れが下流端に到達する時刻を求めるには、曲線①の式に $x = 500$ を代入 (または、(3.8.22) 式に $x = 100$ を代入) すればよい。これから $t = 2390$ sec (0.664 hr) を得る。すなわち、流れが斜面を 100 m 流下するのに 0.664 時間を要するわけである。このとき下流端に到達する流量は、(3.8.21) 式に $x = 100$ を代入して求めればよい。これから、 $q = 278 \times 10^{-6}$ m³/sec となる。

② 時刻 0 に、 $x = 273$ m の地点をスタートした流れ

図中の曲線②は、(3.8.22) 式で表わされる曲線を、 $x = 273$ の所まで平行移動したものである。流れが下流端に到達する時刻は、曲線②の式に $x = 500$ を代入 (または、(3.8.22) 式に $x = 227$ を代入) すれば求まる。これから $t = 3600$ sec (1 hr) を得る。下流端に到達する流量は、(3.8.21) 式に $x = 227$ を代入して求めればよい。これから、 $q = 631 \times 10^{-6}$ m³/sec となる。

③ 時刻 0 に、 $x = 0$ m (上流端) をスタートした流れ

(3.8.22) 式に $x = 500$ を代入してみると $t = 5344$ となり、これは 3600 より大である。 $t > 3600$ では、 $R_s = 15$ であるから、この範囲では (3.8.22) 式を用いるわけにはいかない。

そこで、こんどは、(3.8.22) 式に $t = 3600$ を代入して x を求めてみる。これから $x = 227$ を得る。すなわち、10 mm/hr の降雨により発生した流れは、

上流端を出発してから丁度1時間かかって $x=227$ の地点に到達するわけである。この地点に到達したときの流量は、(3.8.21) 式に $x=227$ を代入して、 $q=631 \times 10^{-6}$ となる。図3.8.7の点 d および a は、それぞれ、 $x=227$ 、 $q=631 \times 10^{-6}$ となる点を示している。

$x=227$ に達した流れは、これ以後は、 $R_0=15$ の影響を受けて流下していく。したがって、これ以後の計算は、(3.8.23)、(3.8.24) 式を用いなければならない。

$q=631 \times 10^{-6}$ となる (3.8.23) 式の x は、 $x=151$ である。これは、作図により点 b の x 座標として求めることもできる。このことは、言い換えれば、10 mm/hr の降雨を集めて $x=227$ に達した流れは、初めから 15 mm/hr の降雨を集めて $x=151$ の地点まで流下してきた流れと同等に扱うことができる、ということである。

さて、 $x=227$ に達した流れが $R_0=15$ を受けて下流端まで流下する距離は、 $500-227=273$ である。 $x=227$ に達している流れが、あと 273 m 進むのに要する時間は、(3.8.24) 式から、

$$0.195 \times 10^3 (\sqrt{151+273} - \sqrt{151}) = 1619 \text{ sec (0.450 hr)}$$

となる。 $x=227$ に達する時刻が、丁度、1時であったから、下流端に達する時刻は、結局、 $t=1.450$ 時となる。

下流端に到達する流量は、(3.8.21) 式から求めた $q=631 \times 10^{-6}$ に、(3.8.23) 式から求まるつぎの値

$$4.17 \times 10^{-6} \times 273 = 1138 \times 10^{-6}$$

を加えて 1769×10^{-6} としてもよいし、(3.8.23) 式に単に $x=151+273=424$ を代入して求めてもよい。

図3.8.7の曲線④は、(3.8.24) 式を示す。矢印 cd は、点 c より右方の曲線を点 d に平行移動することを示す。上に述べた計算法を図示したものである。

- ④ 1時に、 $x=0$ m (上流端) をスタートした流れ
- ③の場合と全く同じ計算法で求めればよい。
- ⑤ 2時に、 $x=0$ m (上流端) をスタートした流れ

(3.8.26) 式に, $x=500$ を代入すれば, $t=0.857$ hr が得られる。したがって, $x=500$ に到達する時刻は, 2.857 時ということになる。 q は, (3.8.25) 式に $x=500$ を代入すれば, $q=4165 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{sec}$ が得られる。

⑥ 2.5 時に, $x=0$ (上流端) をスタートした流れ

図中の曲線⑤は, (3.8.26) 式を示したものであり, 曲線⑥は, ⑤を上方へ 0.5 hr だけ平行移動したものである。曲線⑥と $t=3$ hr との交点 i の x 座標は, (3.8.26) 式に $t=1800$ sec を代入すれば, $x=170$ であることがわかる。これを (3.8.25) 式に代入すれば, 図中の i 点の q は $q=1415 \times 10^{-6}$ となる。

これ以後の流れは, 横流入量 r_e が 0 となる流れであるから, (3.8.27) 式と (3.8.28) 式を用いる。 $x=170$ から下流端に到達するまでの時間は (3.8.28) 式を用いて,

$$\begin{aligned} t &= 0.199 \times \frac{1}{\sqrt{1415 \times 10^{-6}}} \times (500 - 170) \\ &= 1745 \text{ sec } (0.485 \text{ hr}) \end{aligned}$$

となる。したがって, その時刻は 3.485 時である。下流端の q は, $x=170$ の q そのままが伝わってくるから, $q=1415 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{sec}$ である。

[解—2]

図式解法で行う場合は, 本法で行なう方が便利である。

(3.3.20) 式を変形して,

$$t = K \cdot x \cdot (r_e \cdot x)^{p-1} = (K/r_e) \cdot (r_e \cdot x)^p$$

が得られ, これに (3.8.19) 式を代入すれば,

$$\begin{cases} t = K \cdot x \cdot q^{p-1} \\ t = (K/r_e) \cdot q^p \end{cases}$$

となる。 $K=0.398$, $p=0.5$, $r_e=R_e \times 0.2778 \times 10^{-6}$ を代入し, 両辺の対数をとれば,

$$\begin{cases} \log t = \log (0.398x) - 0.5 \log q \\ \log t = \log (1.433 \times 10^6 / R_e) + 0.5 \log q \end{cases}$$

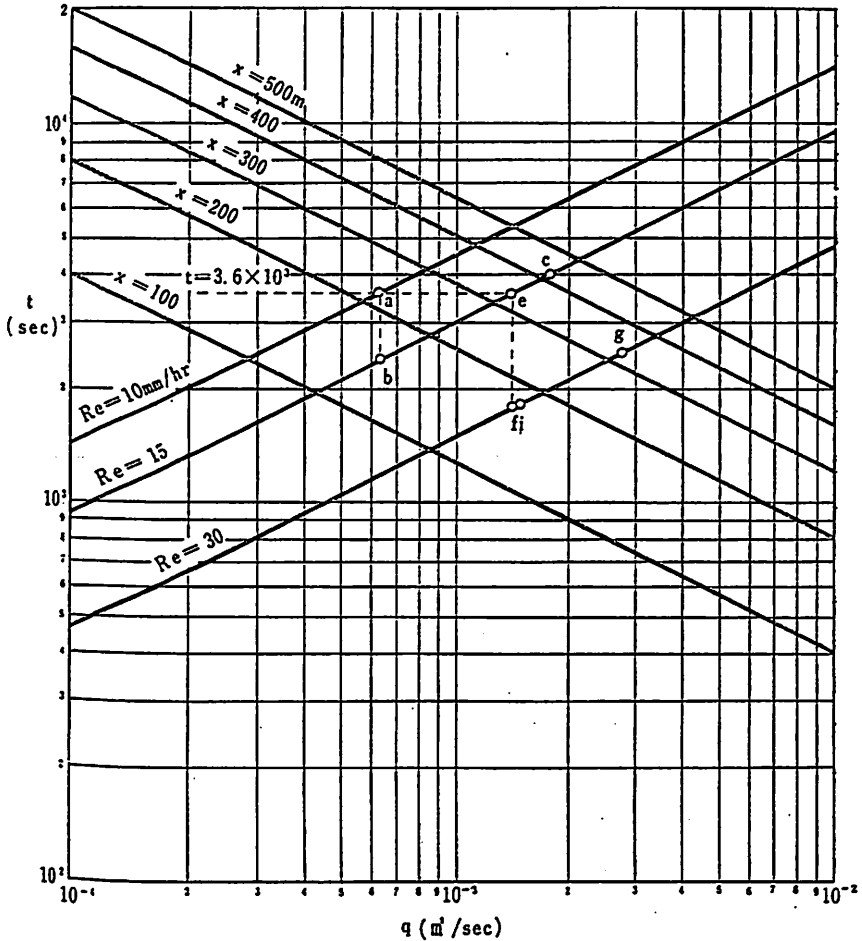


図 3・8・8 特性曲線法による流出計算図

となる。

横軸に $\log q$ 、縦軸に $\log t$ をとって、 $x=100, 200, \dots, 500$ 、 $R_e=10, 15, 30$ をパラメータにして q と t の関係をグラフに書けば図 3・8・8 が得られる。

この図の見方は、つぎのようである。

例えば、 $R_e=10$ の直線と $x=100$ の直線との交点の q, t は、 $t=0, x=0$ をスタートした流れが、 10 mm/hr の雨を受けて 100 m だけ流下したときの流

量とそこに到達するまでに要した時間を示している。

① 時刻0に、 $x=400$ m の地点をスタートした流れ (図3・8・8参照)

$x=400$ をスタートした流れは、あと100 m で下流端に到達する。下流端に達したときの流量と、ここまでの所要時間は、時刻0に $x=0$ をスタートして、 $x=100$ まで到達したときの流量と所要時間に等しい。したがって、 $R_s=10$ の直線上で、 $x=100$ の直線との交点の座標を読みとればよい。図より、 $q=2.8 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $t=2.4 \times 10^3 \text{ sec}$ となる。

② 時刻0に、 $x=273$ m の地点をスタートした流れ

$x=273$ をスタートした流れは、あと237 m で下流端に達する。 $R_s=10$ の直線上で、 $x=237$ との交点の座標を読みとれば ($x=200$ と $x=300$ の間を、比例配分して読む)、下流端での q と t が求まる。これから、 $q=6.3 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $t=3.6 \times 10^3 \text{ sec}$ を得る。

③ 時刻0に、 $x=0$ (上流端) をスタートした流れ

$R_s=10$ の直線上で、 $t=3.6 \times 10^3$ となるのは $x=227$ のときである。この点を a とする。 a 点から垂線をおろして、これと $R_s=15$ の線との交点を b とする。点 b の x は151、 t は 2.4×10^3 である。

流れは、丁度1時間かかって点 a まで、すなわち、 $x=227$ まで流下してきているから、あと273 m 進めば下流端に到達する。

$R_s=10$ の線上で $x=227$ に在る流れと、 $R_s=15$ の線上で $x=151$ に在る流れは同一の q を有する。

点 a 以後の流れの状況は、点 b より右方の $R_s=15$ の線上で表わされる。 $R_s=15$ の線上で、点 b からさらに273 m だけ進んだ点を c とすれば、点 c の $q=1.77 \times 10^{-3}$ が下流端に到達する流量である。

$b \sim c$ 間を流下するに要する時間は、 c 点の $t=4.0 \times 10^3$ から b 点の $t=2.4 \times 10^3$ を差し引けば求まる。したがって、結局、上流端から下流端までに要する延べ時間は、点 a までの時間と $b \sim c$ 間の時間を加えて、 $5.2 \times 10^3 \text{ sec}$ となる。

④ 1時に、 $x=0$ m (上流端) をスタートした流れ

③と全く同様にして求める。図 3・8・8 の点 g における q が求めるべき下流端流量である。上流端から下流端まで流下するに要する時間は、点 e における i と $f \sim g$ 間の i の増分を合計したものである。

⑤ 2時に、 $x=0$ m (上流端) をスタートした流れ

$R_0=30$ の直線上で、 $t=3.6 \times 10^3$ となる x を求めてみると $x=500$ を越えてしまう。すなわち、 $R_0=30$ のときは、上流端をスタートした流れは1時間以内で下流端に到達してしまう。

そこで逆に、下流端に到達するまでに要する時間とそこでの流量を求めることにする。 $R_0=30$ の直線と $x=500$ の線との交点の g , i を求めると、 $q=4.2 \times 10^{-3}$, $t=3.1 \times 10^3$ が得られる。ただし、この t は、上流端から下流端まで流下するに要する時間であるから、その時刻は、出発した時刻を加えて 10.3×10^3 sec (2.86時) となる。

⑥ 2.5時に、 $x=0$ m (上流端) をスタートした流れ

3時には $R_0=0$ となることに注意しなければならない。これは、流れが上流端を出発してから 0.5時間 (1.8×10^3 sec) 後である。

そこで、 $R_0=30$ の線上で、 $t=1.8 \times 10^3$ となる点 i を求め、ここでの q , x を読みとれば、 $q=1.4 \times 10^{-6}$, $x=170$ を得る。すなわち、 $R_0=0$ となるとき、上流端を 2.5時にスタートした流れは $x=170$ m の地点に流量 1.4×10^{-6} m^3/sec となって到達している。

3時以後の計算は、(3.8.27) 式、(3.8.28) 式を用いる。(3.8.28) 式の x に 500 を、 x_1 に 170 を代入すれば $t=1745$ を得る。したがって、下流端に到達する時刻は、3時に 1745 sec を加えて 3.485 時ということになる。 q は点 i での値と同じで、 $q=1.4 \times 10^{-6}$ m^3/sec である。

3・8・4 差分法による不定流の数値解析

ここでは、3・8・1の(3.8.1)式で、 $q=0$ とおいた式を取り扱うことにする。したがって、3・8・2 でみたように、横からの一様な流入量が卓越しているよ

うな流れをこの式で表現することはできないが、これが無視できるような、河道での洪水流の伝播といった問題を解析しようとする場合には、都合のよい式であるといえる。

この方法によれば、下流端に複雑な条件がつけられていて、これらの条件が流れに大きな影響を与えるような場合、たとえば、下流端の潮位変動を無視できない場合とか、途中に大きな合流点がある場合、あるいは下流端に貯水池がある場合などには、これらの条件を計算に組みこむことが可能である。

もう一度、基礎方程式を記すとつぎのとおりである。

$$A_1 + Q_1 = 0 \quad (3.8.29)$$

$$(1/g)v_1 + (v/g)v_2 + h_2 = i - i_f \quad (3.8.30)$$

式中の記号は、3・8・1 で説明したとおりである。

この一組の方程式は、非線型の変曲型偏微分方程式と呼ばれ、3・8・2 で説明した方程式とは異なって、2本の特性曲線をもつ。

この方程式を数値的に解く方法は、これまでに種々提案されている。大きくわけて、(1)特性曲線による表示法を対象とするか、あるいは、(2)偏微分方程式を差分方程式にあらためるか、の二つの方法があり、それぞれの方法によって計算の手法は異なってくる。

ここでは、(2)の方法について詳しく説明するつもりであるが、この方法を理解するためには、特性曲線の水理学的な意味についてもある程度理解しておく必要があると思うので、(1)の方法についても簡単に説明しておく。

3・8・2 では、(3.8.3) 式を解いて Q を求めるのと、特性曲線 $dt/dx = K \cdot p \cdot Q^{p-1}$ のうえで、 $dQ/dx = q$ なる常微分方程式が成り立つとして、これら二つの常微分方程式を連立して解くのと同等であるとした。こんどの場合も、これと類似さして理解すればよい。

(3.8.29)、(3.8.30) 式の特性曲線は2本あって、それらの式は、つぎのとおりである。

$$dx/dt = v \pm \sqrt{gA/(\partial A/\partial h)_x} \quad (3.8.31)$$

ここで、 $(\partial A/\partial h)_x$ の添字 x は、 x を固定して A を h について偏微分するこ

とを示す。

これらの特性曲線の上で、それぞれ、一つの常微分方程式が成り立つ。いまの場合、未知数が v および h の二つであるから、特性曲線の交点においてこれら二つの方程式を連立的に解けば、二つの未知数が求まることになる。

計算法の詳細* は省略するが、3・8・2 で述べた方法と異なっているのは、3・8・2 では、初期条件と境界条件をもとにして、座標 (x, t) における Q が直

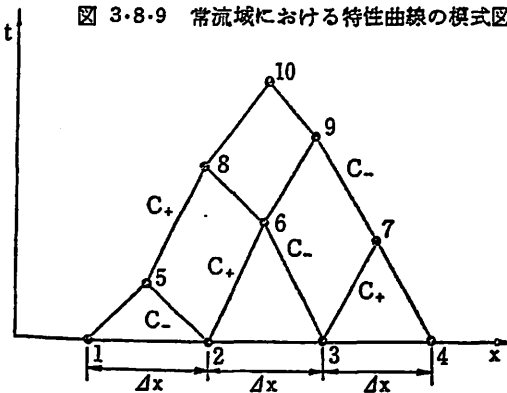


図 3-8-9 常流域における特性曲線の模式図

ちに求められたが、こんどの場合、逐次計算によって解を求めていかなければならないという点である。

図 3-8-9 は、河の流れが常流の場合の特性曲線を模式的に描いたものである。図中の C_+ と記した特性曲線は (3・8・31) 式の符号+に対応した

ものであり、 C_- と記したものは同式の符号-に対応したものである。点 1, 2, 3, 4 における h および v は、初期条件として与えられており、既知であるものとする。上で述べた特性曲線をもとにして解を求めていくとすれば、点 1 と 2 の値をもとにして点 5 の解を求め、点 2 と 3 の値から点 6 の解を求め、点 3 と 4 の値から点 7 の解を求め(以下同様)ていくのである。初期条件と境界条件 (t 軸上の値) が十分な範囲で与えられれば、任意の座標 (x, t) における h および v を、このような逐次計算を行なうことによって求めていくことができる。

ここで、つぎのような点に少し注目しておきたい。というのは、点 1~10~4 で囲まれた領域内のどの点における流れの状態 (v および h) でも、線分 1~4 のうえでの値さえ与えられれば、すべて決定できるという点である。この

* 特性曲線を用いた解法は、つぎの文献を参考にされたい。

- 1) 石原藤次郎 編：水工水理学
- 2) 伊藤 剛：数値解析法講座 2，土木学会誌 Vol. 57 No. 2, 1972年 2月

ことから逆に、点1~10~4で囲まれた領域外の点の状態は、線分1~4のうえの状態だけからは決定できないということもわかる。このことは、あとで述べる差分法による計算法で計算しようとする場合に、 x および t の差分のとり方にある制限条件を課しておかなければ計算がうまくいかない、ということの理由の説明にもなるので、重要である。

(3.8.31) 式の dx/dt は、水理的には、流水の微小じょう乱の伝播速度を表

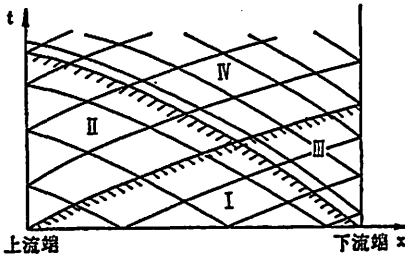


図 3-8-10 常流域における特性曲線の模式図

わすといわれている。したがって、図3-8-9の特性曲線群は、これらのじょう乱の $x-t$ 平面での伝播の軌跡を表わすことができる。また、このように考えれば、(3.8.31) 式中の v は流速であるから、

$\sqrt{gA/(\partial A/\partial h)}_x$ は水深 h の静水中を伝播する微小じょう乱の伝播速度ということになる。 $\sqrt{gA/(\partial A/\partial h)}_x$ は、波速 C と記されることが多い。矩形水路では、波速 C は \sqrt{gh} となる。

特性曲線群を、常流の場合について、模式的に図示すると図3-8-10のようになる。特性曲線の勾配 dx/dt は、常流の場合には、正および負の勾配をもつものの一組となる(射流の場合には、共に正の勾配をもつ)。図3-8-10の上流端と下流端に挟まれた領域は、つぎのように、I~IVまでの四つの領域に分類できる。

- I : 初期条件のみによって、その状態がきめられる領域
- II : 初期条件と上流端条件によってきまる領域
- III : 初期条件と下流端条件によってきまる領域
- IV : 上流端条件と下流端条件によってきまる領域

この領域の分類からいえば、図3-8-9に示した領域は、Iの領域に含まれることになる。

つぎに、(2)の方法、すなわち、偏微分方程式を差分方程式にあらためて、数

値的に解を求める方法について述べる。この方法では、上述の特性曲線そのものは、直接には使用しないが、数値解の安定性などの考察のためには、特性曲線に関する理解も必要となってくる。

ここで述べる差分方程式による解法は、昭和41年に、建設省近畿地方建設局で、淀川およびその支川の台風24号出水を解析したときに用いた方法である。この方法は、J. J. Stoker の著書、Water Waves の第11章で、Ohio 河と Mississippi 河における洪水追跡計算を例として紹介されている方法とほぼ同じと思われるが、若干、異なっている点もあるので、これらについては後で順次述べる。

さて、流水断面を、水深 h 、水面幅 B の矩形断面とすれば、

$$A = Bh$$

である。したがって、

$$A_t = Bh_t$$

$$A_x = hB_x + Bh_x$$

$$Q_x = (Av)_x = vA_x + Av_x$$

となるから、これを (3.8.29) 式および (3.8.30) 式に代入して次式を得る。

ここに、添字は、偏微分を表わす。

$$Bh_t + vBh_x + v_hB_x + Bhv_x = 0 \quad (3.8.32)$$

$$v_t + vv_x + gh_x + E = 0 \quad (3.8.33)$$

ただし、

$$E = g(i_f - i) = g \left(\frac{n^2 v^2}{R^4/3} - i \right)$$

とする。

さらに、水深 h を、微小じょう乱の伝播速度 $C = \sqrt{gh}$ で置き換える。

$$h_x = 2 C C_x / g$$

$$h_t = 2 C C_t / g$$

であるから、(3.8.32) および (3.8.33) 式は、

$$2 C C_t + 2 v C_x + C v_x + (C/B) v B_x = 0$$

$$2CC_x + v_t + w_x + E = 0$$

この二つの式の和と差をとれば、次式が得られる。

$$2\{C_t + (v+C)C_x\} + \{v_t + (v+C)v_x\} + (C/B)vB_x + E = 0 \quad (3.8.34)$$

$$-2\{C_t + (v-C)C_x\} + \{v_t + (v-C)v_x\} - (C/B)vB_x + E = 0 \quad (3.8.35)$$

これらの式を、適当な初期条件および境界条件のもとで、 C および v について差分法を用いて解くわけである。 C が求まれば h および A が求まり、これらと v を用いれば Q が求まる。このようにして、任意の (x, t) における水位と流量が求まることになる。

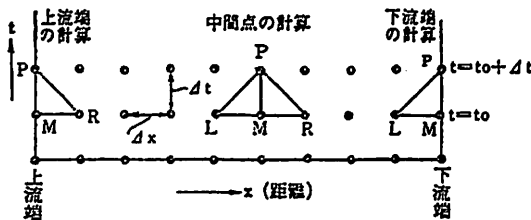


図 3-8-11 $x \sim t$ 平面内の格子点

さてつぎに、 $x \sim t$ 平面に、図 3-8-11 に示すような格子点を配置する。そして、これらの格子点における C と v を計算する方法について考える。

$x=0$ は、いま考えている河道区間の最上流端を意味する。したがって、 t 軸上に配置された格子点における解は、この上流端における C と v の時間変化を与えることになる。また同様に、上流端から距離 l の所に位置する下流端での C と v の時間変化は、 $x=l$ の線上に配置された格子点での解で与えられる。同様に、上流端と下流端の間の河道の任意の点における C と v の時間変化は、中間の格子点での解で与えられる。

格子点の間隔は、距離方向を Δx 、時間方向を Δt とする。これらの間隔は、一般的にいって、小さい程計算精度が高まると考えられるけれども、あまり小さくしすぎると格子点の数が増えて計算量が膨大なものとなり、実用性を失うおそれがある。また、逆に大きすぎても、精度が低くなってしまふことは容易に推察されよう。これをどの程度にすればよいかは、河の状況、計算の目的お

よび電子計算機の能力などによって異なってくるので一概には言えない。

この計算法でさらに注意すべき点は、上に述べた Δx と Δt それぞれの大きさのみならず、 Δt と Δx の比の値についてもある制限条件を課しておかなければならないという点である。この制限条件が満たされていないときには、計算は、“安定性”“収束性”をもたなくなり、意味のないものになってしまう。

Δt と Δx の比の値について、何らかの制限条件を課す必要があるということ、前に特性曲線の所で説明したことを思いだしていただければ、ある程度直感的に理解できることである。そこで説明したことは、図 3・8・9 の点 5 の状態は、点 1 と 2 の状態から決定でき、点 1～5～2 で囲まれた三角形の中に含まれる点の状態は、線分 1～2 の上で与えられる状態から決定される、そして、この三角形の外側の点の状態は、線分 1～2 の上で与えられた状態からだけでは決定できない、ということであった。差分法による計算法では、図 3・8・11 の点 P の状態を、点 L , M , R の状態をもとにして計算しようというわけであるから、当然、上に述べたことと同じことがこの場合にもあてはまる。すなわち、点 L と R を通る 2 本の特性曲線の交点を P' と仮定すれば、図 3・8・11 の点 P は、三角形 $P' \sim L \sim R$ (特性曲線は、直線ではないから、厳密に言えば三角形ではない) の内側に位置していなければならない。点 L および R における特性曲線の勾配の逆数を ζ_+ および $\zeta_- \left(\zeta_+, - = \frac{dx}{dt} \Big|_{L, R} \right)$ とすれば、この条件は、つぎのように書くことができる。

$$|\zeta_-| \Delta t / \Delta x \leq 1 \quad (3.8.36)$$

この条件が、前に述べた Δt と Δx の比に課せられるべき条件というわけである。

ただし、ここで注意をしておきたい。以上で述べた議論は、数学的に厳密なものではなかったため、(3.8.36) 式で与えられる条件が、実は、(3.8.34), (3.8.35) 式を差分法で解く場合の解の“安定性”と“収束性”を保障する厳密な意味での必要十分条件ではない、という点を明らかにしていない。

では、その条件はどうか、ということになるが、これはまだよくわかっていないのである。したがって、われわれは、このような計算をしようとする場合

には、(3.8.36) 式を一応の目安として利用せざるを得ない。

(3.8.36) 式は、線型の双曲型偏微分方程式に対して導びかれたもので、Courant の条件と呼ばれる式である。線型の方程式に対して導びかれたものを、そのまま、非線型の方程式に対しても用いるわけであるが、実用上は、たいては差しつかえないようである。

格子点の配置の仕方は、図 3.8.11 に示したものの以外にも、いわゆる“千鳥格子型”のものにする場合もある。前にあげた、J. J. Stoker の著書では、千鳥格子型のものも用いている。格子点をどのように配置するかによって、差分のとり方が異なってくる。この他にもいろいろな差分法が考案されており、一例をあげると、石原藤次郎編の「水工水理学」では、われわれの対象とする非定常流のモデルに対して都合よく、また精度の高いものとして、Lax-Wendroff の差分法が紹介されているので参考にされたい。

さて、計算の方法であるが、まず、 Δx および Δt をきめなければならない。淀川の場合は、 $\Delta x=2,000$ m、 $\Delta t=90$ sec としている。いま、水路を矩形と仮定し、水深を最大約 10m、流速を最大約 5 m と想定して (3.8.36) 式の左辺の値を計算すると、

$$\begin{aligned} |C_{\pm}| &= |\Delta t / \Delta x| \\ &= |v \pm \sqrt{gh}| \Delta t / \Delta x \\ &= |5 \pm \sqrt{9.8 \times 10}| \times 90 / 2000 \\ &\approx 0.1, 0.7 < 1 \end{aligned}$$

となり、(3.8.36) 式の条件は満足されている。淀川の場合は、このような条件と、電子計算機による計算時間、および実測値と計算値の適合度などを考慮して Δx と Δt を決定したのである。

つぎに、 $t=0$ 、すなわち、洪水（不定流）の始まる前の状態（定常流）をきめておかねばならない。これが初期条件である。初期条件は、図 3.8.11 の x 軸上の各格子点について与えなければならない。実測値がある場合には実測値を用いればよいが、実測値が少ないか、あるいはほとんどない場合には、不等流計算を計算区間全体について行なっておく。これらいずれかの方法によ

て、洪水の始まる前の C と v を求めておく。

(3.8.34), (3.8.35) 式を差分式に書きかえる。ここでは, (3.8.34), (3.8.35) 式の各項を, 表 3・8・1 に示した差分でおきかえることにする。この場合, (3.8.34) 式の各項をおきかえる差分と, (3.8.35) 式の各項をおきかえる差分とは, 同じにするわけにはいかない。(3.8.34) 式は, 式の形からみて, 上流から下流に向かって伝播するじょう乱に関係した式であり, 一方, (3.8.35) 式は, 下流から上流に向かって伝播するじょう乱に関係した式だからである。

表 3・8・1 差 分 式

	(3.8.34) 式に対する差分	(3.8.35) 式に対する差分
v_t	$\frac{v_P - v_M}{\Delta t}$	$\frac{v_P - v_M}{\Delta t}$
v_x	$\frac{v_M - v_L}{\Delta x}$	$\frac{v_R - v_M}{\Delta x}$
C_t	$\frac{C_P - C_M}{\Delta t}$	$\frac{C_P - C_M}{\Delta t}$
C_x	$\frac{C_M - C_L}{\Delta x}$	$\frac{C_R - C_M}{\Delta x}$
B_x	$\frac{B_M - B_L}{\Delta x}$	$\frac{B_R - B_M}{\Delta x}$
$v+C$	$\frac{1}{2}(v_L + v_M + C_L + C_M)$	—
$v-C$	—	$\frac{1}{2}(v_M + v_R - C_M - C_R)$
$\frac{Cv}{B}$	$\frac{(C_L + C_M)(v_L + v_M)}{2(B_L + B_M)}$	$\frac{(C_M + C_R)(v_M + v_R)}{2(B_M + B_R)}$
E	$\frac{E_L + E_M}{2}$	$\frac{E_M + E_R}{2}$

注：添字は, 図 3・8・11 の格子点の記号に対応している。

表 3・8・1 に示した差分のとり方は, J. J. Stoker が Water Waves で示しているものと若干異なっている。表 3・8・1 では, v, C, E などを点 L と M , または, 点 R と M における算術平均でもって表わしているが, Stoker は, 点 M での値のみを用いている。

(1) 中間点の計算

図3・8・11の $x \sim t$ 平面で、上流端と下流端以外の格子点を中間点と呼ぶことにし、つぎに、これらの中間点における計算法を述べる。点 L, M, R における C と v を既知として、 Δt 後の点 P における C と v を計算するものとする。

(3.8.34) 式および (3.8.35) 式に、表3・8・1の差分式を代入すれば、次式が得られる。

$$2C_P + v_P = L \quad (\text{進行波の式}) \quad (3.8.37)$$

$$-2C_P + v_P = R \quad (\text{後退波の式}) \quad (3.8.38)$$

ここに、

$$\begin{aligned} L &= 2C_M + v_M - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left\{ (v_L + v_M + C_L + C_M)(C_M - C_L + \frac{v_M - v_L}{2}) \right. \\ &\quad \left. + \frac{(C_L + C_M)(v_L + v_M)(B_M - B_L)}{2(B_L + B_M)} \right\} - \frac{\Delta t}{2}(E_L + E_M) \\ R &= -2C_M + v_M + \frac{\Delta t}{\Delta x} \left\{ (v_M + v_R - C_M - C_R)(C_R - C_M - \frac{v_R - v_M}{2}) \right. \\ &\quad \left. + \frac{(C_M + C_R)(v_M + v_R)(B_R - B_M)}{2(B_M + B_R)} \right\} - \frac{\Delta t}{2}(E_M + E_R) \end{aligned}$$

である。

(3.8.37), (3.8.38) 式より、

$$C_P = \frac{L - R}{4} \quad (3.8.39)$$

$$v_P = \frac{L + R}{2} \quad (3.8.40)$$

が得られる。添字の L, M, R, P は、図3・8・11の点 L, M, R, P に対応した値であることを示す。以下においても同様である。

上式からも明らかなように、 L および R は、それぞれ、点 L および M 、点 R および M における C, v, B および E の値で定まる。いい換えれば、これらはすべて、時刻 $t = t_0$ における値であり、既知であるとしてよい。したがって、(3.8.39), (3.8.40) 式は、時刻 $t = t_0$ における既知の値から、時刻 $t = t_0 + \Delta t$ における未知の値を求める式であるといえる。

(3.8.39) 式と (3.8.40) 式をくり返し用いることにより、中間点における C と v が逐次求められることになる。

C が求まれば、 $C = \sqrt{gh} = \sqrt{gA/B}$ により、 A/B が求まる。淀川の場合は、 A, B をつぎのような水位 H の一次式で近似的に表現することにしてい

$$A = a_1 H + a_2$$

$$B = b_1 H + b_2$$

したがって、これらの式と A/B の値を用いて、実際の河川の水位 H を求めることができる。 H が求まれば、 $A, B, Q (=Av)$ は、容易に求まる。

(2) 上流端の計算

上流端では、境界条件として時間流量曲線が与えられるものとして、式を導くことにする。

通水断面積を A として、矩形断面を考えることにすれば、

$$Q = Av$$

$$C = \sqrt{gh} = \sqrt{gA/B}$$

である。この二つの式から A を消去すると、

$$Q = BC^2 v/g \quad (3.8.41)$$

となる。

$t = t_0 + \Delta t$ における流量、波速、流速をそれぞれ Q_P, C_P, v_P とすれば、これらの間にも (3.8.41) 式が成立し、

$$Q_P = B_P C_P^2 v_P/g \quad (3.8.42)$$

となる。添字 P は、図 3.8.11 の t 軸上の点 P における値であることを示す。

(3.8.42) 式と前の (3.8.38) 式を用いて v_P を消去すれば、

$$2C_P^2 + RC_P^2 - gQ_P/B_P = 0 \quad (3.8.43)$$

となる。上流端では、境界条件として時間流量曲線が与えられるから、(3.8.

43) 式の Q_P は既知であるとしてよい。

(3.8.43) 式を解くために、次のような近似を行う。時間間隔 Δt を小さくと

れば、 ϵ を十分小さい値とすることができるとして、

$$C_P = C_M(1 + \epsilon)$$

$$C_P^2 = C_M^2(1 + 2\epsilon)$$

$$C_P^3 = C_M^3(1 + 3\epsilon)$$

と書くことができる。また、

$$B_P \approx B_M$$

と近似する。

これらの式を (3.8.43) 式に代入して ϵ について解くと、

$$\epsilon = \frac{(gQ_P/B_M C_M^2) - 2C_M - R}{6C_M + 2R}$$

となる。したがって、 C_P は、

$$C_P = C_M \left(1 + \frac{(gQ_P/B_M C_M^2) - 2C_M - R}{6C_M + 2R} \right) \quad (3.8.44)$$

となる。

C_P が求まると、 $C_P = \sqrt{gA_P/B_P} = \sqrt{g(a_1 H_P + a_2)/(b_1 H_P + b_2)}$ より H_P 、 B_P が求まるから、(3.8.42) 式から v_P が求まる。

(3) 下流端の計算

下流端では、境界条件として、 $H \sim Q$ (水位流量) 曲線を与えるものとする。下流端の境界条件は、計算の対象とする河川の実況、河道区間のとり方などによって、いろいろな与え方をしなければならないことがある。

$H \sim Q$ 曲線は、次の2次式で表わされるものとする。

$$Q = \lambda_1 H^2 + \lambda_2 H + \lambda_3 \quad (3.8.45)$$

ここに、 H は、水位である。

また、通水断面積 A および水面幅 B は、それぞれ、次の1次式で表わせるものとする。

$$A = a_1 H + a_2 \quad (3.8.46)$$

$$B = b_1 H + b_2 \quad (3.8.47)$$

波速 $C = \sqrt{gA/B}$ に (3.8.46)、(3.8.47) 式を代入し、 H を求め、これを (3.8.45) 式に代入すると次式が得られる。

$$Q = \frac{1}{(b_1 C^2 - a_1 g)^2} \{ \lambda_1 (a_2 g - b_2 C^2)^2 + \lambda_2 (a_2 g - b_2 C^2) \times (b_1 C^2 - a_1 g) + \lambda_3 (b_1 C^2 - a_1 g)^2 \} \quad (3.8.48)$$

したがって、流速 v は、

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{1}{C^2 (b_1 C^2 - a_1 g) (b_1 a_2 - b_2 a_1)} \{ \lambda_1 (a_2 g - b_2 C^2)^2 + \lambda_2 (a_2 g - b_2 C^2) (b_1 C^2 - a_1 g) + \lambda_3 (b_1 C^2 - a_1 g)^2 \}$$

となる。上式は、 P 点の v と C の間にも成り立つ関係であるから、 v を v_P に、 C を C_P に置きかえ、進行波の式 (3.8.37) を用いて v_P を消去すると、

$$SC_P^5 + TC_P^4 + UC_P^3 + VC_P^2 + W = 0 \quad (3.8.49)$$

を得る。ここに、

$$S = \frac{2b_1}{b_2} Z$$

$$T = -\frac{b_1}{b_2} ZL + \lambda_1 - \lambda_2 \frac{b_1}{b_2} + \lambda_3 \left(\frac{b_1}{b_2} \right)^2$$

$$U = -2g \frac{a_1}{b_2} Z$$

$$V = g \left\{ \frac{a_1}{b_2} ZL - 2\lambda_1 \frac{a_2}{b_2} + \lambda_2 \left(\frac{a_2 b_1}{b_2^2} + \frac{a_1}{b_2} \right) - 2\lambda_3 \frac{a_1 b_1}{b_2^2} \right\}$$

$$W = g^2 \left\{ \lambda_1 \left(\frac{a_2}{b_2} \right)^2 - \lambda_2 \frac{a_2 a_1}{b_2^2} + \lambda_3 \left(\frac{a_1}{b_2} \right)^2 \right\}$$

ただし、

$$Z = \frac{b_1}{b_2} a_2 - a_1$$

である。

ここで、前と同様に、時間間隔 Δt を小さくすれば、 ε を十分小さい値とすることができるとして、

$$C_P = C_M (1 + \varepsilon)$$

とおく。上式を (3.8.49) 式に代入して、 ε の高次の項を無視すると、

$$\varepsilon = -\frac{SC_M^5 + TC_M^4 + UC_M^3 + VC_M^2 + W}{5SC_M^5 + 4TC_M^4 + 3UC_M^3 + 2VC_M^2}$$

となる。こうして C_P が求まることになる。

C_P が求まれば、(3.8.48) 式から Q_P を求め、

$$\begin{aligned} C_P &= \sqrt{gA_P/B_P} \\ &= \sqrt{g(a_1H_P+a_2)/(b_1H_P+b_2)} \\ v_P &= Q_P/A_P \end{aligned}$$

の2式より、まず、 H_P を求め、ついで、 A_P 、 v_P を求める。

ここでは、下流端条件として $H \sim Q$ 曲線を与えることにしたが、この他にも場合によっては、時間水位 ($H(t)$) 曲線、時間流量 ($Q(t)$) 曲線などを与えるなければならないこともある。河道の途中をもって計算上の下流端ということにすれば、それより下流の区間の計算を省略することができ、実用上では利点が多い。しかし、洪水時の $H \sim Q$ 曲線は、一般に、ループ状を呈することが知られており、このことから考えれば、必ずしも先に与えたような2次曲線で表わすことが適当であるとはかぎらない。この点については、それぞれの河川の実情と、計算モデルに要求される精度を勘案して検討するべきであり、そのうえで、どのような下流端条件を与えるべきかを決定するのがよからう。

下流端に、流量調節用ゲートがあって、そこで $Q(t)$ 曲線が与えられるというような場合は、つぎの式を用いればよい。

上流端の計算と同様に、

$$Q_P = B_P C_P^3 v_P / g$$

が成立し、これと進行波の式 (3.8.37) から、

$$C_P = C_M (1 + \epsilon)$$

$$\epsilon = \frac{2C_M - L + (gQ_P/B_M C_M^3)}{2L - 6C_M}$$

となる。 C_P が求まれば前と同様にして H_P 、 A_P 、 v_P が求まる。

下流端が海であって、そこで $H(t)$ 曲線が与えられるというような場合は、つぎの式を用いればよい。

$H(t)$ 曲線が与えられるから、波速 C_P が求まる。そこで、進行波の式 (3.8.37) から、

$$v_p = L - 2C_p$$

となる。

(4) 合流点の計算

2本の河川が合流する場合を考える。一般に、 n 本の河川が合流し、合流点から m 本の河川に枝分かれするというような場合も、同様に考えれば解くことができる。このような計算方法の詳細と計算結果については、建設省近畿地方建設局で行なった「寝屋川および大阪市内河川における不定流解析*」(昭和42年3月)も参考となろう。

さて、合流点では、次の条件が成立しなければならない。

- (i) 水位が等しい
- (ii) 河床が連続
- (iii) 流量が連続

なお、合流点の断面形は矩形と考えることにする。

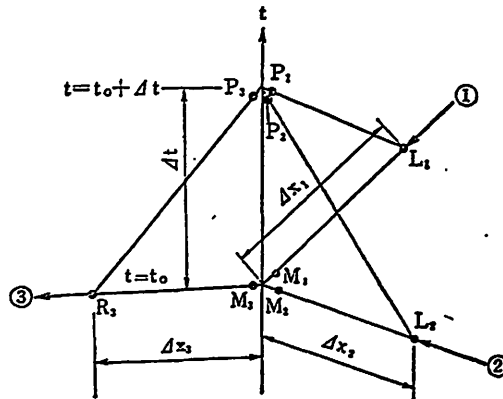


図 3.8.12 合流点における $x-t$ 空間

* この解析では、 $\Delta t=90 \text{ sec}$ 、 $\Delta x=800 \text{ m}$ としている。流速を最大約 $\pm 1 \text{ m/sec}$ (感潮河川で逆流もある)、水深を最大約 5 m として、(3.8.36) 式を計算してみると、左辺の値は

$$|k| = \left| \frac{\Delta t}{\Delta x} \right| = 0.9, \quad 0.7 < 1$$

となる。

表 3・8・2 合流点における記号一覧表

格子点	河 幅	流 速	波 速
L_1	B_{L1}	v_{L1}	C_{L1}
L_2	B_{L2}	v_{L2}	C_{L2}
R_3	B_{R3}	v_{R3}	C_{R3}
M_1	B_{M1}	v_{M1}	C_{M1}
M_2	B_{M2}	v_{M2}	C_{M2}
M_3	B_{M3}	v_{M3}	C_{M3}
P_1	B_{P1}	v_{P1}	C_{P1}
P_2	B_{P2}	v_{P2}	C_{P2}
P_3	B_{P3}	v_{P3}	C_{P3}

合流点近傍の格子点は、図3・8・12のようにとる。河川①と②が合流して③となるものとする。各格子点における河幅 B 、流速 v 、波速 C の一覧表を表3・8・2に示す。

条件 (i) および (ii) から、合流点では波速が等しい。すなわち、

$$C_{P1} = C_{P2} = C_{P3} \equiv C_P$$

である。また、

$$B_M \equiv B_P$$

と仮定すると、条件 (i) および (iii) から、

$$B_{M1}v_{P1} + B_{M2}v_{P2} = B_{M3}v_{P3} \quad (3.8.50)$$

でなければならない。

$t=t_0$ における河幅、流速および波速を既知として、 Δt 後の流速および波速を求める。

図3・8・12において、①と②に対しては進行波の式 (3.8.37)、③に対しては後退波の式 (3.8.38) を用いることにすると、次式が成り立つ。

$$2C_P + v_{P1} = K_{L1} \quad (3.8.51)$$

$$2C_P + v_{P2} = K_{L2} \quad (3.8.52)$$

$$-2C_P + v_{P3} = K_{R3} \quad (3.8.53)$$

ここで、未知数は C_P 、 v_{P1} 、 v_{P2} 、 v_{P3} の4個であるから、(50)、(51)、(52)、(53) 式を連立して解くことができる。

$$C_P = \frac{B_{M1} K_{L1} + B_{M2} K_{L2} - B_{M3} K_{R3}}{2(B_{M1} + B_{M2} + B_{M3})}$$

$$v_{P1} = K_{L1} - 2C_P$$

$$v_{P2} = K_{L2} - 2C_P$$

$$v_{P3} = K_{R3} + 2C_P$$

ここに、

$$K_{L1} = 2C_{M1} + v_{M1} - \frac{dt}{dx_1} \left\{ (v_{L1} + v_{M1} + C_{L1} + C_{M1}) \right. \\ \left. \times (C_{M1} - C_{L1} + \frac{v_{M1} - v_{L1}}{2}) + \frac{(C_{L1} + C_{M1})(v_{L1} + v_{M1})(B_{M1} - B_{L1})}{2(B_{L1} + B_{M1})} \right\} \\ - \frac{dt}{2} (E_{L1} + E_{M1})$$

K_{L2} = 上式の添字 1 を 2 に入れかえたもの

$$K_{R3} = -2C_{M3} + v_{M3} + \frac{dt}{dx_3} \left\{ (v_{R3} + v_{M3} - C_{R3} - C_{M3}) \right. \\ \left. \times (C_{R3} - C_{M3} - \frac{v_{R3} - v_{M3}}{2}) \right. \\ \left. + \frac{(C_{M3} + C_{R3})(v_{M3} + v_{R3})(B_{R3} - B_{M3})}{2(B_{M3} + B_{R3})} \right\} - \frac{dt}{2} (E_{R3} + E_{M3})$$

である。また上式中の E は、

$$E_{L1} + E_{M1} = g \left\{ -2 \left(\frac{Z_{L1} - Z_{M1}}{dx_1} \right) + n^2 \left(\frac{v_{L1}^2}{R_{L1}^{4/3}} + \frac{v_{M1}^2}{R_{M1}^{4/3}} \right) \right\}$$

$E_{L2} + E_{M2}$ = 上式の添字 1 を 2 に入れかえたもの

$$E_{R3} + E_{M3} = g \left\{ -2 \left(\frac{Z_{M3} - Z_{R3}}{dx_3} \right) + n^2 \left(\frac{v_{R3}^2}{R_{R3}^{4/3}} + \frac{v_{M3}^2}{R_{M3}^{4/3}} \right) \right\}$$

である。ここに、 Z は、矩形断面と考えたときの河床高である。

3.9 単位図法による洪水流出量の予測

3.9.1 概説

単位図法は、衆知のように、降雨から流出量を計算する手法として1932年に Sherman によって提案され、すでにわが国でも一般化されている洪水流出計算法である。昭和26年、30年には、この改良型として、中安法および立神法が提案された。

単位図法による洪水流出計算については、すでに多くの水理水文学関係の書籍にその手法の解説が詳細に載っているため、ここではその要約を述べるに留める。

単位図法は、降雨→流出の過程を線型であると仮定して、次のような基本仮定の上に成立っている。

- ・単位有効降雨による流域末端の流出量は降雨強度の強弱にかかわらずつねに同一波形を生ずる。
- ・単位時間の降雨による流出量は降雨強度に比例する。
- ・継続する降雨による流出量は、各単位時間の降雨による流出量を算術的に合算したものに等しい。

この仮定を一般式で表わせば、流域流出量 $q(t)$ が

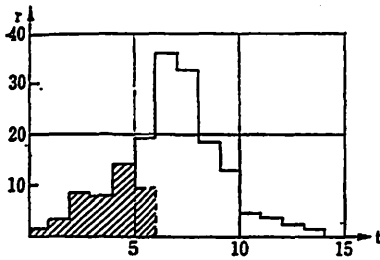
$$q(t) = \int_0^{\infty} r_e(t-\tau) \cdot K(\tau) d\tau \approx \sum_{\tau=0}^{\infty} r_e(t-\tau) \cdot K(\tau) \cdot \Delta\tau \quad (3.9.1)$$

$$\left(\begin{array}{l} r_e(t) : \text{流域平均有効雨量 (mm/hr),} \\ K(\tau) : \text{流出配分率 (単位図),} \\ \Delta\tau : \text{単位時間 (hr),} \end{array} \right)$$

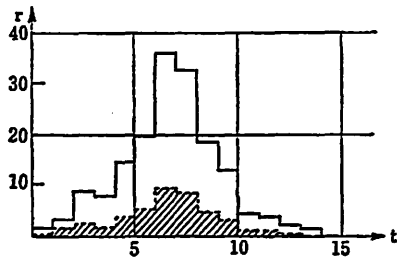
のように表わされる。これを流量 (m^3/sec) に換算して、

$$Q(t) = \frac{1}{3.6} q(t) \cdot A + Q_B \quad (3.9.2)$$

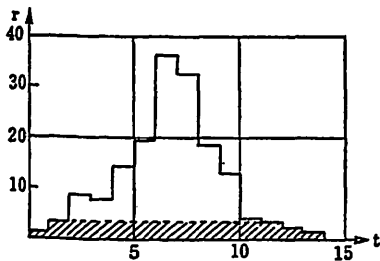
(A : 流域面積 (km^2), Q_B : 基底流量 (m^3/sec))



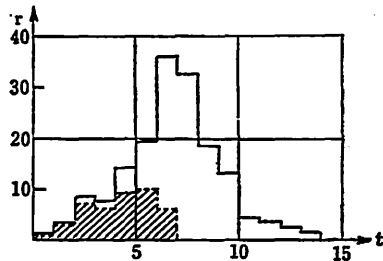
① 初期一括損失差引法
($R_L=45.8\text{mm}$)



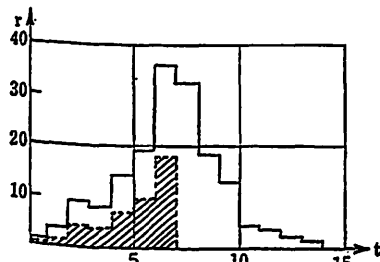
② 一定比損失差引法
($f=0.728, R_L=45.8\text{mm}$)



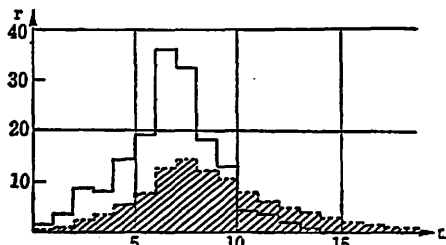
③ 一定量損失差引法
($r_L=3.64\text{mm/hr}, R_L=45.8\text{mm}$)



④ 損失量曲線による方法
(中安法方式, $R_L=45.8\text{mm}$)



⑤ ①と②の組み合わせによる方法
(貯留関数法方式, $R_L=45.8\text{mm}$)
($f_1=0.5, R_{sa}=91.6\text{mm}$)



⑥ 流域貯留量に比例して差引く方法
(タンクモデル法方式 (某直列モデル)
の最上段タンクによる場合の浸透量)

図 3.5-1 降雨時の損失量推定例 ($R_{total}=168.5\text{mm}$)
(実線が毎時間降雨量, 斜線部分が推定損失量, mm/hr)

となる。(3.9.1) 式の上限值 (∞) は, 実計算では, 数時間 (流域が小さい場合) ないし数十時間 (流域が大きい場合) とする。

3.9.2 有効雨量の推定法

すべての流出計算法において、その追跡手法がいかに厳密であろうとも、その input たる有効降雨量の推定が的確でなければ、多くを労多くして効少なしとなる。洪水時における降雨損失（浸透）の実態は、多くの人の研究努力によってもいままなお詳らかではないが、損失量が洪水初期に多く、時間経過とともに降雨量にしたがって減少することは確認される。流出計算における流域降雨量の差引き手法は、このような降雨損失の実態に則した方法である必要がある。各流出計算法において、各時刻の降雨量から損失量の差引き手法は、次のように分類できる。図3.9.1の例に示すように、それぞれの手法によって、互いに非常に差があることが分かる。

- ① 初期一括損失差引き法（単位図法(立神法)）
- ② 一定比損失差引き法
- ③ 一定量損失差引き法
- ④ 損失量曲線による方法（単位図法(中安法)）
- ⑤ 浸透能曲線による方法
- ⑥ 以上の組合せによる方法（貯留閾数法）
- ⑦ 流域貯留量に比例して差引く方法（タンクモデル法）

初期一括損失差引き法（図中①）では、洪水初期に累加降雨量が損失量に達するまでは降雨を全損失とし、それ以後は無損失として扱う方法である。立神法では損失量を初期流量との相関関係で求めることとしている。

一定比損失差引き法（図中②）および一定量損失差引き法（図中③）では洪水初期も後期も損失量を一定の割合または量として扱う方法である。

損失量曲線による方法（図中④）および浸透能曲線による方法では、損失量の割合が時間とともに漸減することを表わすことができる。中安法では、千代川の損失雨量の解析で累加損失雨量曲線式を作成している。

浸透能曲線による方法の類似例としては、北上川の洪水予報のための流出解

析において、Horton 型の浸透能曲線に倣って、次の式により有効雨量を求めている。

$$r_e = \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{R}{R_{i_0}}\right) \right\} r$$

$$R = \sum_{i=1}^T r_i + \sum_{i=1}^7 R_i \mu_i$$

R : 累加雨量, r_i : 時刻 i の降雨量,
 R_i : i 日前の日降雨量,
 R_{i_0} : 流域の湿潤状態を表わす定数
 (計算単位流域ごとに 80~120mm)
 μ_i : i 日前の有効雨量率 (下表)

i	1	2	3	4	5	6	7
μ_i	0.9	0.7	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1

以上の組合せによる方法で、たとえば貯留関数法の損失差引き法は上記①と②を組合せたもの (図中⑥) であり、その計算手法は (3.6.3) 式による。

流域貯留量に比例して差引く方法 (タンクモデルの例、図中⑦) では、降雨が止んだ後でもありうる洪水流出中の損失現象を表わすことができる。

洪水時の損失 (浸透) 現象は、降雨量の時間的変化に影響されるほか、流域の地質状況などの影響を受けるので、損失量とその差引き方法を定めるに当っては、既往のできるだけ多くの洪水について降雨量と流出量の関係を調査して、流域における損失の実態を把握することが必要である。

3.9.3 流出予測計算への応用例

単位図法による洪水流出計算は、衆知のように、計算時点までの数時間~数十時間の有効雨量から流域流出量を求めるものであって、一般式として (3.6.5) 式のような逐次計算式で表わすことはできない。したがって、単位図法によって流出予測計算を行う場合には、一般に、貯留関数法による場合のように、計算時点の実測流量と有効雨量とを用いて Δt 時間後以降の流出予測をすること

は難しい。計算時点までの実測流量を用いて、そのたびごとに新しい流出配分率（単位図）を逆算して、これによって流出予測計算を行なうことも不可能ではないが、有効雨量が精確に推定されない限り逆算される流出配分率（単位図）が不安定になりやすいので、実用化するにはなお検討の余地がある。

既往の流域降雨量、流出量資料から流出配分率（単位図）を求める方法については、中安法、立神法その他いろいろな方法があり、また、試算を繰返して最適解を求める方法によることもある。いずれの方法を採用するかは、当該流域の流出解析等においてもっとも適応性が確かめられている方法によるのがよい。

単位図法による洪水流出予測の簡単な計算例を示す。

[計算例 8]

ある流域（流域面積 108 km²）において、某日 4時から9時までの1時間ごとに、（ティーセン法による流域平均雨量にして）5, 10, 5, 18, 40, 12 (mm/hr) の雨量が観測された。これ以後の降雨量として6時間に約90 mmの雨量（流域平均雨量）が予想される場合に、同日 15時までの流域末端流出量を予測せよ。なお、この流域では、既往洪水を単位図法により解析して、有効雨量については損失量曲線によって累加損失雨量 R_L が累加雨量 R の関数として、

$$\begin{cases} R < 100 \text{ mm} & R_L = R(1 - 4.0 \times 10^{-4} R^{1.5}) \text{ (mm)} \\ R \geq 100 \text{ mm} & R_L = 60 \text{ (mm)} \end{cases}$$

で与えられており、また、流出配分率（単位図）は、1時間～10時間後まで1時間ごとに、

$$0.03, 0.13, 0.21, 0.18, 0.14, 0.11, 0.08, 0.06, 0.04, 0.02,$$

で与えられているものとする。

ただし基底流量は無視する。

[解]

まず流出配分率（単位図）を雨量 1 mm についての流出量 (m³/sec) に換算しておく。

1 時間後	$0.03 \times 108 \div 3.6 = 0.90$ (m ³ /sec/mm)			
2 "	0.13	"	=3.90	
3 "	0.21	"	=6.30	
4 "	0.18	"	=5.40	
5 "	0.14	"	=4.20	
6 "	0.11	"	=3.30	
7 "	0.08	"	=2.40	
8 "	0.06	"	=1.80	
9 "	0.04	"	=1.20	
10 "	0.02	"	=0.60	

次に各時刻の有効雨量を計算する。

時刻	① 流域平均雨量 (mm/hr)	② 累加雨量 (mm)	③ 累加損失雨量 (mm)	④ 損失雨量 (mm/hr)	⑤ 有効雨量 (mm/hr)
4	5	5	5.0	5.0	0.0
5	10	15	14.7	9.7	0.3
6	5	20	19.3	4.6	0.4
7	18	38	34.4	15.1	2.9
8	40	78	56.5	22.1	17.9
9	12	90	59.3	2.8	9.2
10	(15)	105	60.0	0.7	14.3
11	(15)	120	60.0	0	15
12	(15)	135	60.0	0	15
13	(15)	150	60.0	0	15
14	(15)	165	60.0	0	15
15	(15)	180	60.0	0	15
:	:	:	:	:	:
:	:	:	:	:	:

(注) ①欄の () 内は予想雨量を単純平均した値。

③欄は②欄の値から題意の式により計算。

上表で求められた有効雨量により通常の単位図流出計算を行えばよい。その計算経過を表 3・9・1 に示す。

表 3-9-1 [計算例 8] の洪水流出予測計算表

時刻	有効雨量 (mm)	流出配分										計算 流出量 (m ³ /sec)	
		0.90	3.90	6.30	5.40	4.20	3.30	2.40	1.80	1.20	0.60		
0	0.0												
1	0.0	0.0											
2	0.0	0.0	0.0										
3	0.0	0.0	0.0	0.0									
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
5	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
6	0.4	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0						
7	2.9	0.4	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					
8	17.9	2.6	1.6	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
9	9.2	16.1	11.3	2.5	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
10	(14.3)	8.3	69.8	18.3	2.2	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		99.9
11	(15.0)	12.9	35.9	112.8	15.7	1.7	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	180.0
12	(15.0)	13.5	55.8	58.0	96.7	12.2	1.3	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	238.2
13	(15.0)	13.5	58.5	90.1	49.7	75.2	9.6	1.0	0.5	0.0	0.0	0.0	298.1
14	(15.0)	13.5	58.5	94.5	77.2	38.6	59.1	7.0	0.7	0.4	0.0	0.0	349.5
15	(15.0)	13.5	58.5	94.5	81.0	60.1	30.4	43.0	5.2	0.5	0.2	0.2	386.9
:													:

基底流量がある場合にはその分を同表最右欄の値に加算する。

単位図法による洪水流出の予測では、前述のように計算時点に実測流量が得られていても、直接これを用いて次の時刻以降の流出予測をすることは難かしい。

3・10 特殊な計算法

3・10・1 湛水池水位の計算法 (1)

本節で述べるのは、いわゆる貯水池水位の計算法と称されるものである。ただし、貯水池水位の計算法といっても、貯水池だけにしか適用できないというわけではなく、これと似通った水理学的条件の所、たとえば、狭さく部上流の

盆地または遊水池などで洪水時に湛水するような所にも適用できるものである。

洪水予報における実際問題では、狭さく部を下流にひかえた盆地などで、洪水のたびごとに氾濫が起り、盆地内やその縁辺にある人家や田畑が浸水の危険

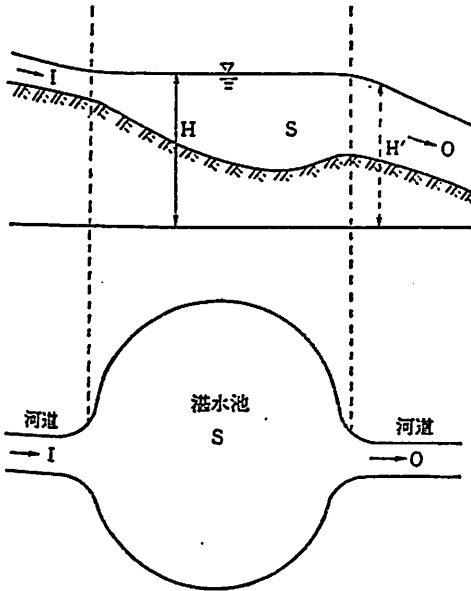


図 3-10-1 湛水池のモデル

にさらされるために、洪水予報の必要性が高いというような場合がしばしばある。ここで述べる計算法は、このような所に適用することを念頭においたものである。

このような地形の所に対する洪水予報では、湛水池の水位を予測することが重要になってくる。これを予測することによって、浸水する危険のある区域、時間、程度などを推定することが可能となり、したがって、洪水予報が可能となるからである。

ここで述べる方法は、数種類の図表を用意しておくだけで容易に計算できる現場向きの簡易計算法

である。

さて、図 3-10-1 に示すようなモデルを考えて、この湛水池の水位 H を求めるものとしよう。

このような場合の解を求めるには、湛水池内の水位が水平であると仮定できれば都合がよい。この仮定が成り立てば、水位と湛水量の関係を地形図から簡単に求めることができ、湛水池のただ 1 点の水位で全湛水量が表わせることになるからである。したがって、ここでは、水平湛水の仮定が成り立つものとして話をすすめていくことにしよう。

ここで述べる方法が実際問題に精度よく適用されるためには、つぎに述べるもう一つの前提条件が成り立つことが必要である。すなわち、ある一定の時間間隔 Δt を考えたとき、それ以前の湛水池は定常状態にあって、しかも Δt 時間内に生じた変化に対しては Δt 時間内に新しい定常状態に到達するという仮定である。

実際の現象では、湛水池の上流から入ってきた洪水流（時々刻々変化する）がそれ以前の状態を乱し、この乱れが湛水池全体に行き渡って湛水池は新しい状態に落ちつこうとするわけであるが、この状態が達成されるまでには相当の時間がかかる。そして、この状態に近づいた頃にはすでに、流入してくる洪水の状態が変化しているというのが普通の状況である。このような実際の現象を、上に述べたような Δt 時間ごとの定常状態が連続した現象であると近似的にみなすのである。

この二つの仮定が近似的に満足されるかどうかは、個々の河川の実績によってきまってくる。さらにいえば、個々の洪水ごとにも変わってくるであろう。湛水池への流入量の時間変動特性、湛水池の水理学的特性、流出口の特性などによって、これらの仮定の妥当性は左右される。であるから、それぞれの河川について、過去の数多くのデータを用いてこれらの仮定の妥当性を検証しつつ、実際問題の解決をはかっていくようにしなければならない。

さて、単位時間当りに湛水池へ流入してくる流入量 I は、あらかじめ与えられるものとしよう。ここで、 I は、 H と無関係にきめられるものとする。単位時間当りに湛水池から流出する流量を O 、湛水池の湛水量を S とすれば、 I 、 S および O の間につぎの連続方程式が成り立つ。

$$I - O = dS/dt \quad (3.10.1)$$

この微分方程式を数値積分するため、ある短い時間間隔 Δt を考えることにして、(3.10.1) 式をつぎのように書きなおすことにする。

$$(I_1 + I_2)/2 - (O_1 + O_2)/2 = (S_2 - S_1)/\Delta t \quad (3.10.2)$$

添字 1, 2 は、時刻 $t = t_1$, $t = t_2$ における値であることを示し、 $t_2 - t_1 = \Delta t$ である。

(3.10.2) 式では、 I および O の Δt 時間内の変化の状況を直線で近似できるものとし、この間の I および O を時刻 t_1 と t_2 におけるそれぞれの値の算術平均値で表わすことができると考えている。

(3.10.2) 式を整理すれば、次の式が得られる。

$$(I_1+I_2) \cdot \Delta t/2 + (S_1-O_1 \cdot \Delta t/2) = (S_2+O_2 \cdot \Delta t/2) \quad (3.10.3)$$

(3.10.3) 式の左辺は、流入量と時刻 t_1 における S と O が与えられれば定まる量のみからなっている。

湛水池の水位が水平であると仮定すれば、 S は H の関数として表わすことができる。等高線の記入してある湛水池の地形図を用いれば、この関数関係は、いわゆる湛水池の水位容量曲線として容易に求まるものである。

また、 O も H の関数として近似的に表わせることが多い。どのような関数形になるかは、湛水池の流出口の条件によって定まる。ダムからの放流量であれば、これは、ゲート開度をパラメータとして貯水池水位の関数として表わすことができるであろうし、また、遊水池の下流に河道が長く続いているような場合は、このようなパラメータなしで遊水池の水位のみの関数として表わすことが可能であろう。

そこで、(3.10.3) 式の $S+O \cdot \Delta t/2$ および $S-O \cdot \Delta t/2$ をそれぞれつぎのようにおくことにする。

$$S+O \cdot \Delta t/2 \equiv f(H)$$

$$S-O \cdot \Delta t/2 \equiv g(H)$$

こうすれば、(3.10.3) 式は、つぎのようになる。

$$(I_1+I_2) \cdot \Delta t/2 + g(H_1) = f(H_2) \quad (3.10.4)$$

湛水池の水位容量曲線 ($H \sim S$ 曲線) と湛水池の水位流出量曲線 ($H \sim O$ 曲線) を用意すれば、同じ H に対してそれぞれの曲線をよみとることによって、 $f(H)$ 、 $g(H)$ は容易に作成することができる。この場合、 O は m^3/sec の単位で表わされているのが普通であるから、 Δt を仮りに1時間とした場合には $O \cdot \Delta t$ は $O \times 3600$ としなければならない。(3.10.4) 式中の $(I_1+I_2) \cdot \Delta t/2$ の場合も同様である。

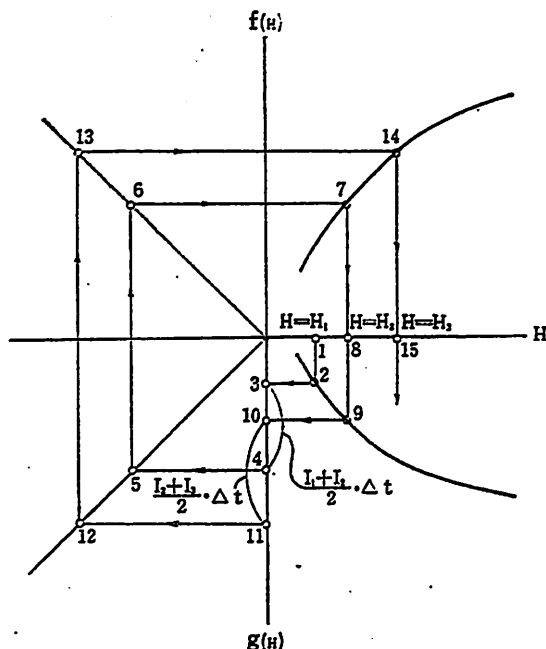


図 3-10-2 湛水池水位Hの計算図

さて、(3.10.4) 式中の $f(H)$ および $g(H)$ の関数形がきまれば、この式と I_1, I_2 および H_1 の値を用いて H_2 を求めることは容易である。

図 3-10-2 は、(3.10.4) 式の計算を行なうために作成した図を模式的に示したものである。第1象限が $f(H)$ 、第2象限が $g(H)$ 、第3と第4象限は原点を通る 45° の直線である。この図を用いて湛水池の水位を求めるには、つぎのようにすればよい。

まず、湛水池の初期水位 H_1 が与えられたとすれば、 H 軸上に $H=H_1$ の点 (点1) をとる。これから垂直下方に線を引いて曲線 $g(H)$ との交点 (点2) を求め、この交点の $g(H)$ 座標 (点3) を求める。この座標に Δt 時間内の平均流入量 $(I_1+I_2) \cdot \Delta t / 2$ を加えれば、(3.10.4) 式の左辺に対応する座標 (点4)、すなわち、 $(I_1+I_2) \cdot \Delta t / 2 + g(H_1)$ が求まる。そして、点4から点5, 6, 7, 8と順次作図していけば、(3.10.4) 式の左辺と等しい値を与える右辺の

H_2 を点 8 の座標として求めることができる。点 8 の H 座標が求めるべき Δt 時間後の湛水池の水位である。

流入量 I が洪水流量であるときには、当然、 I は時々刻々変化するであろう。このような場合には、 $(I_1+I_2) \cdot \Delta t/2$ の他に、 $(I_2+I_3) \cdot \Delta t/2$ 、 $(I_3+I_4) \cdot \Delta t/2$ 、……を求めておいて、上と同様の作図を繰り返していけばよい。ただし、初期水位 H_1 は、 $2\Delta t$ 時間後の計算では H_2 に、 $3\Delta t$ 時間後の計算では H_3 に、……と順次入れ変わっていく。時刻 t_{i+1} における水位を求める式を書くと、

$$(I_i+I_{i+1}) \cdot \Delta t/2 + g(H_i) = f(H_{i+1}) \quad (3.10.5)$$

となる。

ところで、図 3・10・1 には、湛水池の河道の水位 H' も示してある。実際問題では O は H の関数として表わされるよりも、むしろ、 H' の関数として表わされていることが多い。このような場合には、 H と H' の関係について十分検討を加えておき、 $O \sim H'$ の関係を $O \sim H$ の関係に変換しておかなければならない。 H と H' の関係を見出すためには、実測資料を用いる方法、実測資料が少ない場合には不等流計算による方法などがある。

計算の初期水位 H_1 の与え方としてもっとも好ましいのは、テレメータによる水位観測値を与える方法である。洪水予報の実際の作業では、予測計算をしようとするときに、それまでに得られた最新のデータを初期値として計算することが好ましい。そして、予測計算をするたびごとに初期値は最新のものに入れかえて計算を修正していくのがよい。

テレメータによる水位観測値が入手できない場合には、これに代わる何らかの方法で湛水位の観測値が得られるように工夫しなければならない。これもどうしても不可能な場合には、初期値をだいたいの当て推量できめるしか仕方がない。初期値をこのようにしてきめたとしても、 Δt のステップ数が多い場合には、すなわち、かなり遠い先を予測する場合には、初期値の誤りによる計算誤差はそう大きなものとはならないであろう。

3.10.2 湛水池水位の計算法(2)

3.10.1 では、湛水池の水位が、流入量、流出量および湛水池容量のみの関係で定まる場合について述べた。ダム水位のように下流水位の影響をまったく受けない場合や、あるいは、遊水池の下流側に河道が長く続いていて、その中の流れが等流状態であると考えてもよいというような場合がこれに該当している。

本節では、湛水池下流の河道に人工構造物があったり、あるいは、すぐ河口になっていて河道中の流れが潮位の影響を受けるというような場合に、湛水池の水位を計算する方法を示すことにする。

わが國の地形からすれば、湛水池のすぐ下流に河口が位置しているというよ

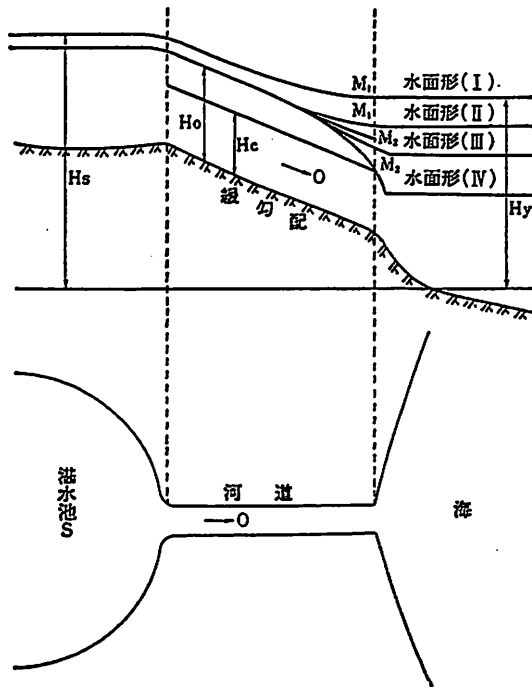


図 3.10.3 湛水池のモデル

うな例はあまりないかも知れないが、東南アジアの諸河川まで含めて考えた場合には、このような地形は必ずしもめずらしいものではない。フィリピンのパンバガ河の場合や第7章で述べる台湾の淡水河の場合には、この例である。

図3・10-3に、ここで考える流れのモデルを示す。図3・10-3では、上流から順次、湛水池、河道、海とならんでいる場合を示してある。以下の説明は、このような場合を想定して行なうことにする。海の代わりに、人工構造物があるような場合の計算法は、ここで述べる計算法を参考にしてそれぞれ工夫していた

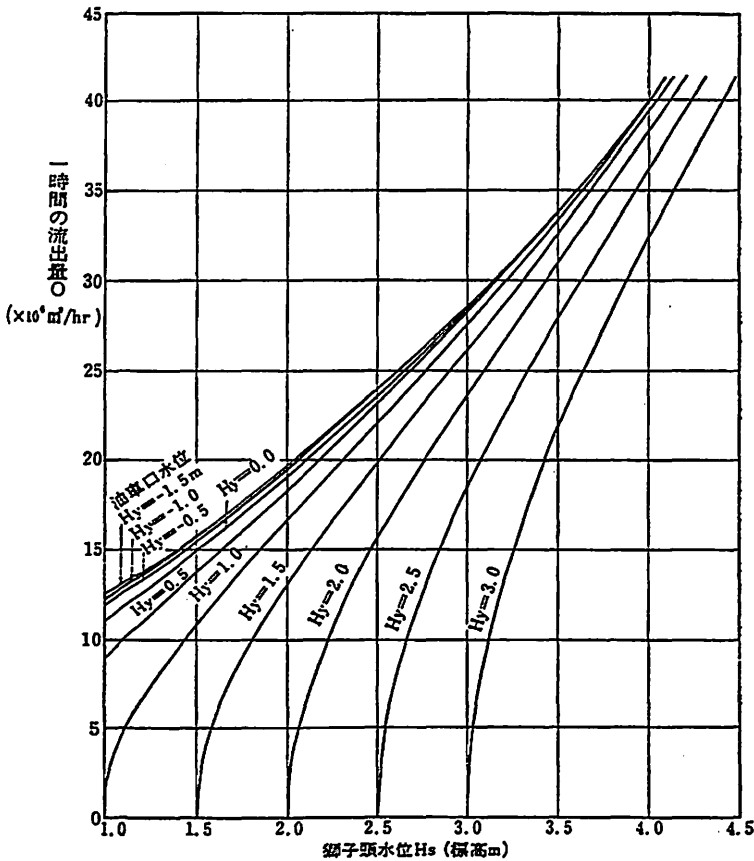


図 3・10-4 H_s , H_y および $Q \cdot \Delta t$ ($\Delta t = 1$ 時間) の関係 (淡水河の場合)

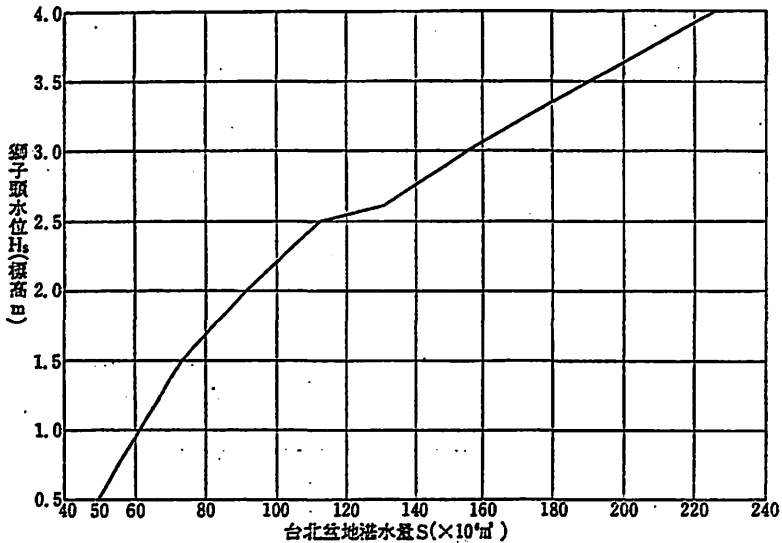


図 3-10-5 湛水池の水位容量曲線の一例 (淡水河)

だきたい。

図 3-10-3 で、 H_s は湛水池の水位、 H_T は潮位、 H_0 は湛水池と河口の間の河道の等流水深、 H_G は限界水深、 O は湛水池から流出する流出量である。

河口に近い河道では河床勾配は緩やかであることが普通であるし、また、急勾配で流れが射流となっている場合には、下流の水位は上流に影響を及ぼさなくなり、湛水池水位の計算は前節で述べた方法で行なうことが可能となるわけであるから、ここでは図 3-10-3 に示したような場合について考えておけば十分であろう。

図 3-10-3 の水面形 I～III では、下流の潮位が湛水池水位に影響を及ぼす。水面形 IV では、下流の潮位は上流に全く影響を及ぼさない。湛水池水位に潮位が最も大きく影響を与えるのが水面形 I の場合である。潮位が等流水深に近づくにつれて、II、III と順次、その影響の度合いは小さくなる。

このようなモデルを考えて上流から洪水流が入ってきたときの湛水池の水位変化を計算しようというわけであるが、ここで述べる計算法も基本的には、前節で述べた方法と全く同じであるので、前に述べた計算法についての二つの仮

定はここでも同様に成り立つものとする。

水面形が I, II, III となる場合には, 流出量 O を一定とすれば, いろいろな H_T に対してそれぞれ一つの水面形が対応する。すなわち, H_T, H_S が一つのセットとして定まる。もちろんここでは, 先に述べたように, 時間 Δt の間で定常状態が保たれていると考えているのである。流出量 O が変われば, これ

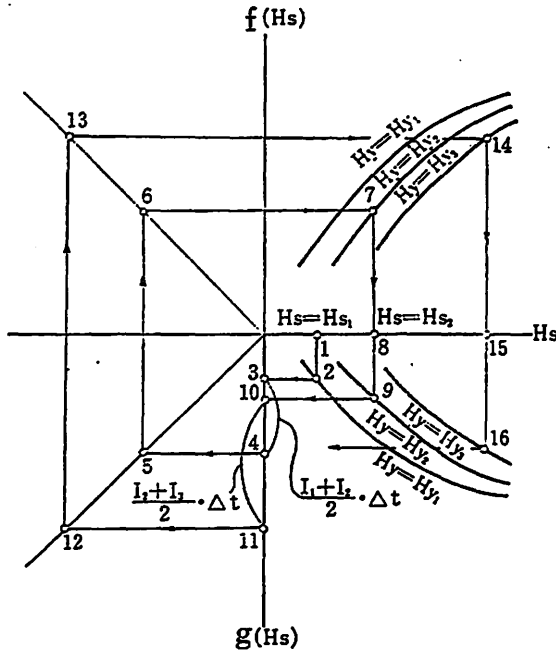


図 3・10・6 湛水池水位 H_s の計算図

に対してまた H_T, H_S の組み合わせができる。数多くの O, H_T, H_S の組み合わせは, いろいろな整理の仕方があるが, 一例をあげるとすれば図 3・10・4 のようなものになるであろう。

湛水池の水位容量曲線 ($H_s \sim S$ 曲線) についても一例を示すと図 3・10・5 のようになる。

図 3・10・4 および図 3・10・5 は, 次節で述べる台湾の淡水河を例にとって作成したものである。図 3・10・4 は, 数多くの不等流計算を行なって作成したもの

であり、図3・10・5は、淡水河下流の盆地（図7・3・6参照）の地形図から作成したものである。

さて、これだけの準備をしたうえで、湛水池の水位 H_S を3・10・1で述べたのと同様の方法で求めていくためには図3・10・6のような図表を用意しておく
と便利である。これは、図3・10・4と図3・10・5から図3・10・2と同様にして作成することが可能である。ただし、こんど場合は、 $f(H_S)$ 、 $g(H_S)$ がそれぞれ1本の曲線ではなく、 H_T をパラメータにして何本もできるという点だけが異なっている。

時刻 $t = t_1$ における湛水池の初期水位 H_{S1} が与えられたとき、 Δt 後の水位、すなわち、 $t = t_2$ における水位 H_{S2} を図3・10・6を用いて求める方法は、前の図3・10・2で説明したのと全く同様である。図3・10・6の点8が H_{S2} である。この H_{S2} は、さらに Δt 後の水位、すなわち、 $t = t_3$ の水位を求めるための初期水位となり、前と同様に点9、10、11、……と作図していけば H_{S3} が求まる。以下 $t = t_4, t_5, \dots$ における水位 H_{S4}, H_{S5}, \dots も同様にして求めていけばよい。

ただし、第1象限と第2象限の曲線の使い方には注意しなければならない。第2象限で時刻 $t = t_i$ における潮位 $H_T = H_{T_i}$ の曲線を用いたならば、第1象限では $t = t_{i+1}$ における潮位 $H_T = H_{T_{i+1}}$ の曲線を用いなければならない。その理由は、つぎのとおりである。時間 Δt の間に潮位は H_{T_i} から $H_{T_{i+1}}$ に変化し、これに伴なって流出量 O も変化する。そして、この間の流量が、 $(O_i + O_{i+1}) \cdot \Delta t / 2$ で近似できるとすれば、(3・10・3) 式は、

$$(I_i + I_{i+1}) \cdot \Delta t / 2 + (S_i - O_i \cdot \Delta t / 2) = (S_{i+1} + O_{i+1} \cdot \Delta t / 2)$$

となり、 O_i は $H_S = H_{S_i}$ 、 $H_T = H_{T_i}$ における値、 O_{i+1} は $H_S = H_{S_{i+1}}$ 、 $H_T = H_{T_{i+1}}$ における値をとるからである。

3・10・3 実際の河川への応用例

本節では、淡水河に対するこの計算法の適用について説明し、実際の河川への応用例としよう。

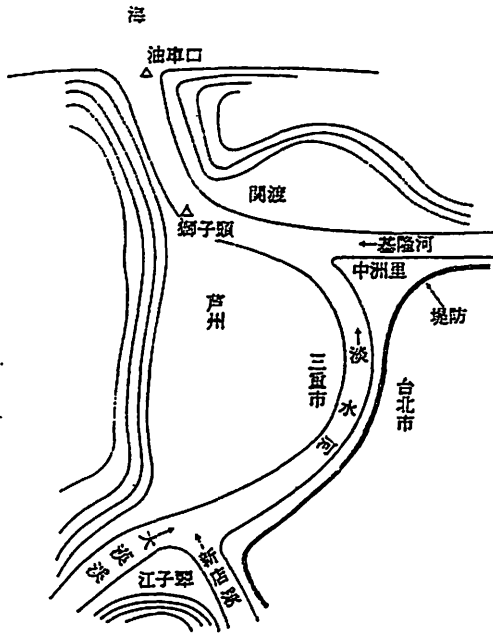


図 3-10-7 淡水河下流部の模式図

図 3-10-7 は、淡水河下流部の地形を模式的に表わしたものである。獅子頭の地点が狭さく部になっており、大洪水のときには、芦洲、閩渡、中洲里の各地区および三重市が全部浸水する。浸水深は、深い所では数メートルに達する。この盆地の地盤高は低く、大部分が海拔 2m 以下である。盆地に流入する河川には、基隆河、大漢溪および新店溪の 3 本があり、大漢溪、新店溪合流後の淡水河本川と基隆河はいずれも河床勾配が緩く、その流れは潮位の影響

を受ける。潮位差は 2m に達する*。

芦洲、閩渡、中洲里の各地区と三重市に対する洪水予報を行なうには、この盆地の湛水位を予測して、この予測値と地形図とからこれらの地区の浸水区域、浸水開始、終了の時刻、浸水深などを推定する必要がある。そこで、この盆地の湛水位を計算するのに、3-10-2 で述べた計算法を適用する。

前節で述べた計算法に対応させて記号を付ければ、油車口の水位が H_Y 、獅子頭の水位が H_S となり、湛水池への流入量 I は 3 支川の流量の和となる。そして、湛水池から海への流出量 O は、 H_Y 、 H_S の関数としてきまる。 O 、 H_S 、 H_Y の関係は、前の図 3-10-4 に示したとおりであり、地形図から求めた湛水池の水位容量曲線は図 3-10-5 に示してある。

流入量 I としては、3 支川について降雨からの流出量を求め、これを合計し

* 第 7 章参照

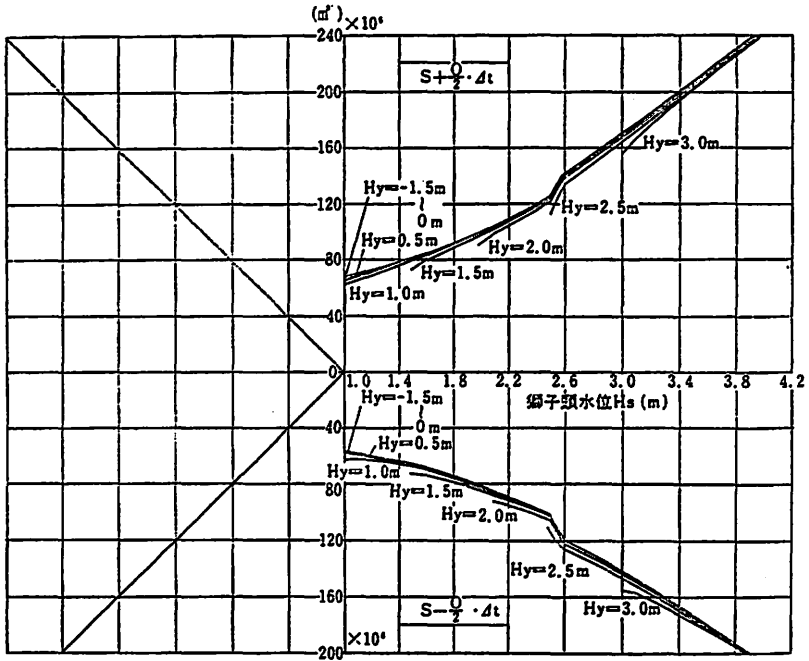


図 3-10-8 淡水河における湛水池水位 H_s の計算図

たものを用いることにしている。

油車口の水位 H_T としては、潮位を用いる。潮位であれば、あらかじめ潮位表を作成しておくことにより予測が可能であり、洪水予報のための予測計算には便利であるからである。

獅子頭の水位 H_s は、湛水池の水位を代表するものであるから、あまり狭さく部に接近した所の水位をとるべきではない。狭さく部に近い所では流れに接近流速がつくため、湛水池水位より水面が低くなると考えられるからである。

図 3-10-4、図 3-10-5 から、図 3-10-6 に対応した図を作成すると図 3-10-8 のようになる。これを用いて湛水位を計算する方法は、前節で述べたとおりであるのでここでは省略する。

実際に計算を開始するためには、獅子頭の水位 H_s の初期値、すなわち、現

在値を求めておかなければならない。このために、獅子頭にはテレメータ水位観測所が設置されることになっている。

この方法の精度を検証するために、1969年の洪水について、図3・10・8を用いて H_s を計算してみた結果が第7章の図7・3・8である。この計算では、大漢溪と新店溪の流入量は実測値を、基隆河の流入量は実測値がないので降雨から求めた計算値をそれぞれ用いている。また、油車口の水位としては、実測値を用いている。

現在の油車口水位観測所は河口に位置しているため、洪水流量によって水位が影響を受けている。したがって、実際の洪水予報作業で用いるとしている潮位とは異なっており、厳密な意味での精度を検証したことにはならないが、潮位表の作成が遅れたため、とりあえずこのような方法で行なった。

図7・3・8には、計算値として、2時間先、4時間先、6時間先と3種類の予測結果が示してある。たとえば、6時間先の推定値を示す曲線というのは、ある時刻に、その時までで得られた獅子頭の水位の最新の実測値を初期値として6時間先の水位を計算し、またつぎの時刻にはそのときまでで得られた最新の獅子頭水位を初期値として同様の計算を行なうというようにしてえられた、各時刻での6時間先の予測値を連ねることによって描いた曲線である。4時間先、2時間先の推定曲線も同様に求めたものである。

以上のことから、1969年洪水では、獅子頭水位はこの方法によりかなり高い精度で推定することが可能であることがわかる。

参 考 文 献

- 1) 北川敏男：情報学の論理，中央公論社，1969
- 2) 高橋浩一郎：予報の効果，測候時報 Vol. 25, pp. 328~332, 1958
- 3) 高橋浩一郎：災害に関するオペレーションズ・リサーチ，研究時報 Vol. 9, pp. 1~31, 1957
- 4) WMO: Guide to Hydrometeorological Practices, First Edition, pp. 136~7, 1965
- 5) W. E. デミング著，森口繁一訳：推計学によるデータのまとめ方，pp. 124~132, 岩波書店，1950

- 6) 前出 5)
- 7) 近畿地方建設局河川計画課：洪水流出の推算値と実測値の誤差計算報告書，1965
- 8) 望月邦夫：淀川の治水計画とそのシステム工学的研究，p. 282, 1970
- 9) Netherlands Engineering Consultants: River Studies and Recommendations on Improvement of Niger and Benue, p. 384, 1957
- 10) 前出 4) pp. B. 39~40
- 11) Ven Te Chow: Handbook of Applied Hydrology, pp. 25-43~44

第4章 洪水予報と気象予報

4.1 洪水の原因

日本の洪水は主として梅雨期、台風期、春季融雪期に起こり、地方によってその比重はそれぞれ異なっているが、わが国の一級河川の約70%は、治水計画の対象として台風による大洪水をとりあげている。

淀川に関する米田正文の研究*によれば、明治16年から昭和25年までの68年間に淀川本川の最大流量が $2,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ (枚方壺水標水位約4m) を越した37の洪水につき、それに直接関係した豪雨の原因を台風と前線に二大別して、その頻度を統計すれば、台風によるもの28、前線によるもの9、さらに、前線による洪水は台風によるものよりはるかに小さく、殆んど $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下で、 $4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ に達するものは1回にすぎないという。

昭和20年9月以降40年までで、死者、行方不明100人以上の災害をもたらした異常な自然現象は全部で32件(死者、行方不明29,740人)、そのうち台風によるものは17件(18,333人)、集中豪雨によるものは10件(4,920人)である。

このように、わが国の洪水の原因としては第1番に台風をあげねばならないことは確かである。

しかし、豪雨による災害は大河川の氾濫によるものばかりではなく、中小河川および都市河川の氾濫、山崩れ崖崩れ、内水氾濫、市街地低地の浸水などによる災害も、最近では特に重要な防災活動の対象となりつつある。

災害の種類と規模によって、その原因となりうる豪雨の種類もまた変わってくる。

* 米田正文：淀川計画高水論，1952年

表 4-1-1 大阪の大雨の旬別原因別発現回数 (大阪管区気象台編「大阪の雨」による)
(統計年：1907～1957年)

大雨別 原因別			24時間最大雨量 100耗以上の大雨					6時間最大雨量 50耗以上の大雨					3時間最大雨量 50耗以上の大雨				
			台風	低気圧	前線	梅雨	雷雨	台風	低気圧	前線	梅雨	雷雨	台風	低気圧	前線	梅雨	雷雨
旬別																	
四月	上	旬	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	中	旬	—	—	—	—	—	2	—	—	—	—	—	—	—	—	
	下	旬	—	1	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—	—	
五月	上	旬	—	1	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—	—	
	中	旬	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	下	旬	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
六月	上	旬	—	—	—	1	—	1	—	1	—	—	—	—	1	—	
	中	旬	—	—	—	2	—	1	—	5	—	1	—	—	2	—	
	下	旬	1	—	—	3	—	—	—	6	—	—	—	—	4	—	
七月	上	旬	—	—	—	8	—	—	—	12	—	—	—	—	7	—	
	中	旬	—	—	—	3	—	—	—	5	—	—	—	—	2	—	
	下	旬	1	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—	—	
八月	上	旬	2	—	—	—	—	6	—	—	—	2	1	—	—	2	
	中	旬	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—	1	
	下	旬	1	—	1	—	—	4	—	1	—	1	1	—	—	1	
九月	上	旬	—	—	1	—	—	—	2	—	1	—	—	2	—	1	
	中	旬	1	—	1	—	—	3	—	1	—	1	—	1	—	1	
	下	旬	5	—	—	—	—	5	—	—	—	2	—	—	—	—	
十月	上	旬	1	—	1	—	—	2	—	—	—	—	—	—	—	—	
	中	旬	1	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—	—	
	下	旬	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—	
十一月	上	旬	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—	
	中	旬	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	下	旬	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
合計			13	2	4	17	—	24	6	5	29	6	6	—	3	16	6

(備考) 1, 2, 3, 12の各月は大雨の発現なし

淀川のような大河川の洪水では、降雨域の大きさや、48時間程度の雨量とその時間的、面的な分布形などが重要な要因となってくるし、市街地低地の浸水などでは、降雨域の狭いごく短時間の降雨でも無視するわけにはいかない。そして、どのような降雨を考えるかによって、それに対応する気象現象の種類もまた変わってくる。表4.1.1は、大阪管区气象台で観測された毎時雨量から大雨の旬別原因別発現回数を求めたものである。この表から、短時間雨量となると雷雨なども大雨の仲間入りをしていくことがわかる。雷雨による市街地低地の浸水などは、経験された方も多であろう。

また、台風による災害にも、その内容には変化がみられるという。倉嶋厚らの研究*によれば、1959年以前と1960年以後とでは、台風災害の起こり方に明瞭な変化がみられ、強い台風により多数の死者がでる災害の型から、強い台風であるにもかかわらず死者の比較的少ないものや弱い台風であるにもかかわらず死者の多いものへと災害の型が変化してきているとし、その原因について、実態を詳細に分析している。

このように、災害の型は、時代とともに、すなわち災害を受ける側の変化とともに、変化していくものである。したがって、災害予知法の一つである洪水予報も、一つの型にはまった方法があるわけではなく、その対象とする地区の状況の変化に対応しているいろいろな方法が考えられるべきである。

4.1.1 台 風

台風は、熱帯低気圧の一種である。昭和28年6月以降は、域内最大風速が17.2 m/sec (34ノット) 以上のものを台風、17.1 m/sec (33ノット) 以下のものを弱い熱帯低気圧と呼ぶことに統一されている。

この基準は、時代によって変わっているので、過去の資料を収集するときには注意する必要がある。参考までに、ここに、その基準を示しておく。

*倉嶋厚，原達也：死者数からみた気象災害の変遷について，研究時報，24巻8号，気象庁，pp. 317～328，1972年8月

表 4.1.2 台風の強さと大きさの分類と基準

(a) 台風の強さの分類と基準

階	級	中心気圧	最大風速 (参考)
弱	い	990 mb 以上	25 m/s 未満
な	み	960~989	25~34
強	い	930~959	35~44
非常に強い	い	900~929	45~54
猛烈	な	900 以下	55 以上

(b) 台風の大きさの分類と基準

程	度	1,000 mb 等圧線 の半径	風速 25 m/s 以上 の半径(参考)	最大円形の等圧線 半径(参考)
ごく小さい		100 km 以下		100 km 以下
小型 (小さい)		100~200	100 km 前線	200~300
中型 (なみ)		200~300	200 "	300~400
大型 (大きい)		300~600	300 "	400~800
超大型(非常に大きい)		600 以上	400 またはそれ 以上	800 以上

昭和20年までは、熱帯低気圧で、かなり強くなったものをすべて台風と称していたが、昭和21年から28年5月までは、域内最大風速 16 m/sec 以下を弱い熱帯低気圧、17~32 m/sec のものを熱帯低気圧、33 m/sec 以上のものを台風と呼んでいた。

台風の強さと大きさを表わす気象庁の分類基準を表 4.1.2 に示す。

台風の発生数は年平均約29個、そのうち日本への襲来数は約4個で8月と9月に多いが、6月、7月、10月も全くないわけではない。とりまとめて表4.1.3に示す。

図4.1.1に各月の平均的な台風の進路を示し、図4.1.2に日本の台風の上陸地点を示す。

台風の進路を早く、しかも適確に予想するのは現在のところまだなかなか困難であるが、洪水を予想し、それに対する準備(ダムの予備放流、警戒要員の召集等)を進めるうえでも、また、台風による降雨を予想するうえでも、これ

表 4-1-3 発生した台風の数と日本へ上陸した台風の数(気象庁の資料による)

年	月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	合計	
		発生数	発生数	発生数	発生数	発生数	発生数	発生数	発生数	発生数	発生数	発生数	発生数	発生数	上陸数
昭和15年			1		2		3	7(2)	13(1)	12(1)	6	1	4	49	(4)
16			1			4(1)	7(2)	9(1)	4(1)	3		2	30	(5)	
17	1	1		1	1		6	8(2)	7(2)	3	1	1	30	(4)	
18	1			3	1	3	8(3)	6(1)	5(2)	4	2	2	35	(6)	
19	2	2			1	1	4	5(2)	3(1)	4(1)	3		25	(4)	
20				1		3	4(1)	6(3)	4(2)	2(1)	1		21	(7)	
21			1		1	3	5(1)	5	4	4	2		25	(1)	
22					2	1	3(1)	2(1)	4	6	3	1	22	(2)	
23	1				2	3	4	8(2)	6(1)	6	4(1)	2	36	(4)	
24	1				1(1)	6(1)	3(2)	5	3	3	3	2	24	(4)	
25				2	1	2(1)	5(1)	18(6)	6(3)	3	3	4	44	(11)	
26			1	1	1	2	1	3(1)	3	2	4(1)	1	21	(2)	
27						3(1)	3(1)	5(1)	3	6	3	4	27	(3)	
28			1			2(1)	1	6	3(1)	5	3	1	23	(2)	
29				1	1	1	1	5(1)	5(4)	4	3	1	21	(5)	
30	1	1	1	1		2	7(1)	6	4(1)	3(2)	1	1	23	(4)	
31			1	2(1)		1	2	5(1)	6(1)	1	4	1	23	(3)	
32	2			1	1	1	1	4	5(1)	4	3		22	(1)	
33	1			1	1	4	7(1)	5(1)	5(2)	3	2	2	31	(4)	
34		1	1	1	1	2	2	5(2)	5(1)	4(1)	2	2	23	(4)	
35				1	1	3	3	10(3)	3(1)	4	1	1	27	(4)	
36	1		1		2	3	4(1)	6	6(1)	4(1)	1	1	29	(3)	
37		1		1	2		5(1)	8(4)	4	5	3	1	30	(5)	
38				1		4(1)	4	3(1)	5	4		3	24	(2)	
39					2	2	7	5(1)	6(1)	5	6	1	34	(2)	
40	2	1	1	1	2(1)	3	5	5(2)	3(2)	2	2		32	(5)	
41				1	2	1	4	10(2)	9(3)	4	3	1	35	(5)	
42	1	1	1	1	1	2	6	9(2)	9	4(1)	3	1	39	(3)	
43				1	1	1	3(1)	8(1)	3(1)	5	4		27	(3)	
44	1		1	1		3	4(2)	3		3	2	1	19	(2)	
合計	15	12	10	25 (1)	30 (1)	54 (6)	132 (19)	199 (45)	152 (33)	117 (8)	63 (1)	42	856	(114)	
平均	0.5	0.4	0.3	0.8	1.0	1.8 (0.2)	4.4 (0.6)	6.6 (1.5)	5.1 (1.1)	3.9 (0.3)	2.3	1.4	28.5	(3.8)	

- (備考)
1. 台風の発生：熱帯の発生月の日時をもつて発生月とした。
 2. 台風の上陸：台風の中心が陸地に上陸したもの、弱い熱帯低気圧となつて上陸したものをのぞく。ただし、昭和24年以前(飛行機観測開始以前)は資料不備のため、区分は明確でない。その月に発生したが、上陸が翌月の場合は翌月上陸とする。
 3. 表中、括弧内の数字が上陸数である。

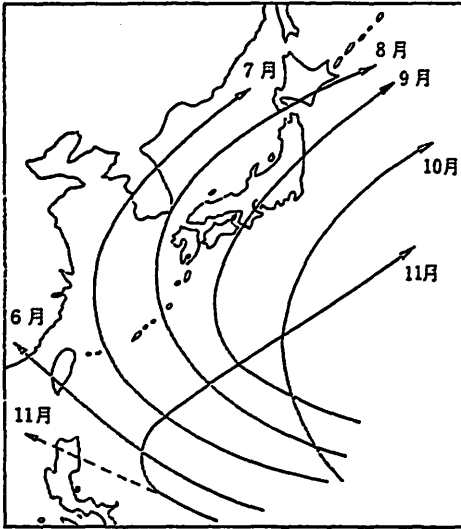


図 4-1-1 台風のも別の代表的な経路

らの予測は、重要な問題である。

台風の進路を予想する方法は、つぎの二つに大別される。

i) 気象要因から予想する方法

ii) 統計・類似から予想する方法

あとで力学的および熱力学的な気象予知法としての数値予報についてふれる予定であるが、この方法を用いても台風の進路を正確に予想することはなかなか

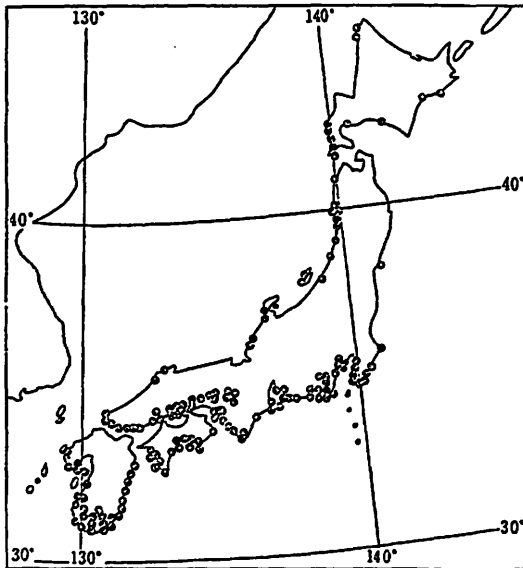


図 4-1-2 昭和20～41年の台風上陸地点分布¹⁾

かむずかしい。これは、数値予報で扱う気象現象のスケールが大規模のものであるため、台風のようなスケールの現象を正確に扱うことはまだむずかしいからである。

台風の進路を決定するのは、台風が北上してきたときにぶつかる偏西風帯である。台風を流す気流は、弱い台風については 700 mb (約 3,000 m) の気流、普通の台風では 500 mb (約 5,800 m) の気流、強い台風については 300 mb (約 9,000 m) の気流が支配的であるといわれている。

台風の進路を予想する i) の方法としては、つぎに述べる図式予報がある。

現場での図式予報作業では、普通、500 mb の等圧面天気図 (高度図)* を用い、まず台風の影響を消去した高度図を作成する。そして、これから予想される一般流で台風が流されるとして、台風の将来の進路を予想するのである。

これは、図式解法で行なうことができるので、気象 FAX による高層天気図の受信と 2～3 時間の手作業を行なえば一応解を得ることが可能である。

この方法による台風の進路予想の精度については、いくつかの報告がある。浅野芳他 3 名の行なった最近の研究**では、つぎのように報告されている。

気象庁が発表する台風の進路予想は、24 時間 (又は 12 時間) 後の位置を二つの地点の緯度・経度で表示し、台風は、この 2 地点を結ぶ線上に到達するという表現をしている。したがって、台風の現在位置と予想位置を線で結べば、扇形の領域ができる。

そこでいま、距離に関して、24 時間の予想進行距離の ±20% までを許容限界とすれば、台風の位置の予想が適中したのは 24 時間予想 107 例中 32 例 (30%) であったという。

* 上層天気図には、一定高度の気圧配置を描いた等高度面天気図の他に、一定の気圧を示す高さの等高線を描いた等圧面天気図と呼ばれるものふたつがある。等高線と等圧面は相対するものなので、だいたい同じ性質をもつと考えてよい。500 mb は、約 5,800 m の高度に相当する。

** 浅野芳, 山崎孝治, 白井邦彦, 龍田浅生: 台風の進路予想の精度, 研究時報, 25 巻 12 号, 気象庁, pp. 1-15, 1973 年 12 月

また、距離に関する精度は問わずに、方向だけについてみてみるとつぎのようである。

すなわち、扇形の中心角の2等分線から±20度の範囲内を許容限界とすれば、実際の台風の進行方向がこの範囲内に入ったものは、24時間予想の場合61%、12時間予想の場合77%である。

この他にも、いろいろな検討が行なわれているのであるが、ここでは省略する。さらに詳細なことを知りたい方は、文献を参照していただきたい。

なお、電子計算機による新しい数値予報方式を用いた場合の予想精度について、このような検討を行なったものはまだみあたらない。

ii) の方法によって台風進路を予想する方法もいろいろ研究されている。

しかし、いずれにしても、台風の進路予想だけであれば、気象台からの情報がかきわめて容易に入手できる現在では、洪水予報の作業の中で、これにそう大きな比重を置く必要もないと思うので、ここでは ii) は省略しておく。ただし、この統計・類似法は、台風の進路が与えられた場合に、それによる降雨の状況を予想しようとするときには、現在なお威力を発揮すると思うので、この点については、あとでまたふれることにする。

台風の進路と共に重要なのは台風の速度である。これについても気象台の発表する台風情報に注意していればほぼ予想がつくのであるが、警戒体勢等の計画をたてるうえで役に立つと思うので、平均的な数字をつぎに示しておく。

表4・1・4は、台風の速度を季節に関係なく緯度別に平均したものであり、表4・1・5は、秋の台風だけについて平均したものである。これらの表から、台風は北緯25度を越えたあたりから進行速度を増してくること、秋台風は比較的速度が速いこと、平均速度と最大速度の間にはかなりのひらきがあることなどがわかる。台風の速度が急に速くなったため、防災対策が手遅れになるというようなことのないよう注意しなければならない。

台風による雨は、台風自体の構造から生ずる雨と、台風と前線の相互作用によって降る雨および地形性の降雨に区別できる。台風自体の構造から生ずる雨は、うず性の雨とも呼ばれるもので、台風の中心から半径100kmぐらゐまで

表 4.1.4 台風の平均進行速度 (高橋浩一郎博士による)

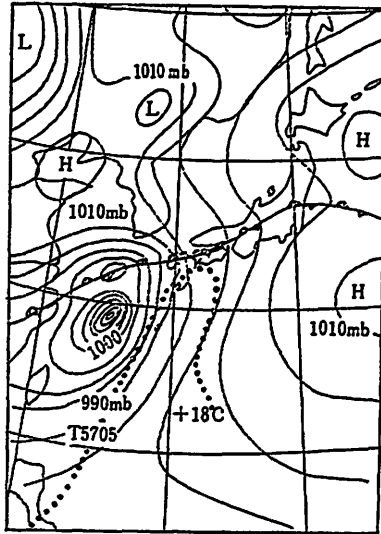
緯度 (度)	10	15	20	25	30	35	40	45
平均進行速度 (km/h)	22	19	17	19	26	34	42	52

表 4.1.5 秋の台風の平均進行速度と最大進行速度 (大塚電蔵氏による)

緯度 (度)	15	20	25	30	35	40	45	50
平均進行速度 (km/h)	21	21	26	37	53	62	63	52
最大進行速度 (km/h)	38	29	42	69	100	86	114	93

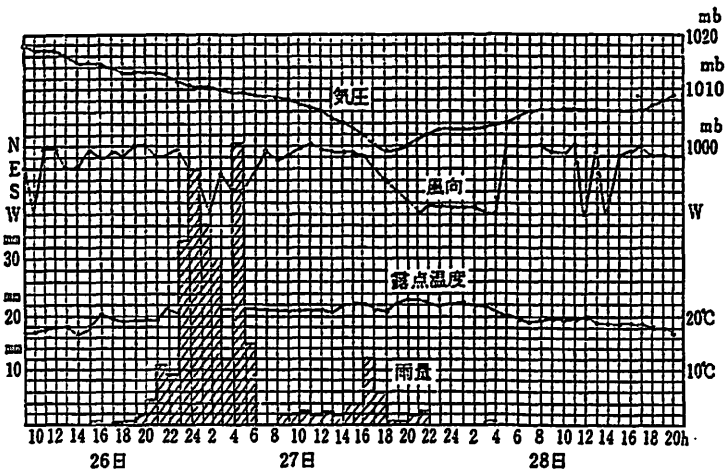
の輪状の地域での激しい上昇気流にともなう積乱雲によって生ずるものである。地形性の降雨というのは、湿った空気が陸地や山脈に沿って上昇して降らせる雨で、特に空気が収束しやすい地形、たとえば、風上に向かって V 字型に開けている場所などで大きな雨を降らせる。近畿地方の中部の平地部では、南西気流による大雨が著名な大雨の型であるが、この場合には地形の影響が大きく作用していると思われる。このような大雨の型は台風と前線とが複合したような状況下においてもしばしばみられるものである。

台風と前線の相互作用によって降る雨というのは、台風がかなり南の海上にあるとき日本付近に前線が発生し、南方から吹きつける暖気流が北側の寒気流の上へのし上がって上昇気流を起こして降らせる雨で、前線性降雨とも呼ばれる。台風の右半円の強い南よりの風で運ばれる暖かい空気が、日本付近にある相対的に冷たい空気とぶつかって前線ができる場合もあるし、また、最初から日本付近に前線があってそこへ台風が近づく場合もある。ところで、前線の存在だけでは、豪雨となる条件が十分であるとはまだいえない。これに加えて、湿った空気が大量に運ばれるという条件が重要である。南方から台風が北上してくると、台風の東側で吹く南西気流と、太平洋高気圧の西側に沿って吹く南東気流が収束して、強風帯が形成されることが多い。この強い南よりの強風



(a) 1957年6月26日21時の地上天気図

(a) 1957年6月26日21時の地上天気図



(b) 台風5705号通過後3日間の大阪での気圧、風向、露点温度、雨量の時間変化

(b) 台風5705号通過前後3日間の大阪での気圧、風向、露点温度、雨量の時間変化

図 4-1.3 台風と前線の相互作用による大雨の例²⁾

は、下層ジェット気流（およそ700 mb，すなわち，高度3～3,5 km以下のところに現われる強風帯）と呼ばれ，これが前線とぶつかると激しい上昇気流を起こし，その不安定なエネルギーが解消して大雨を降らせる。強風帯による水蒸気の大量輸送（強風帯に沿って18°Cぐらいの露点の高い部分が形成されることがよくある。この場合，等露点線が突出したような形となるので一般に湿舌と呼ばれる。）ということが豪雨をもたらす典型的な気象条件で，湿舌のぶつかった前線付近では豪雨が発生することが多い。

台風と前線の相互作用による大雨の例をつぎに示す。図4・1・3は，昭和32年6月26日～27日に近畿一円にかなりの被害* を与えた豪雨の際の地上天気図と雨量である。図中には点線で850 mbの高度での等露点線（湿舌）を示しておいた。台風5705号が九州南西海上を北東進しており，一方，関東地方の南東海上には発達した高気圧があるため，台風と高気圧の中間部では南風が卓越している。また，前線が本邦上空を東西に走っており，湿舌が南方から延びてきている。このような型は，西日本に大雨をもたらす典型的な型である。

4・1・2 梅 雨

梅雨は，通常6月初めに始まり約1カ月半ばかり続く。梅雨の始まる時期や雨の降り方は場所によって異なるが，普通，南の方から早く始まり，雨の降り方も南ほど強く，北海道では梅雨の現象がはっきり認められない年が多い。

まず，梅雨の一般的な気象状況を説明しておく。梅雨現象がはっきり現われた例として図4・1・4の天気図を示す。オホーツク海には優勢な高気圧（オホーツク海高気圧）があり，この高気圧から冷たい空気が流れ出し北東風となって日本に吹きつける。本邦南の海上にも大きな高気圧（北太平洋高気圧）があって，この高気圧からは温度の高い湿った空気が日本付近に流れこんでくる。この空気がオホーツク海高気圧からの冷氣とぶつかると前線（梅雨前線）が形成される。この前線上では暖気が冷氣の上にはい上がるために，空気中に含まれ

* 大阪府の床上浸水22,563棟

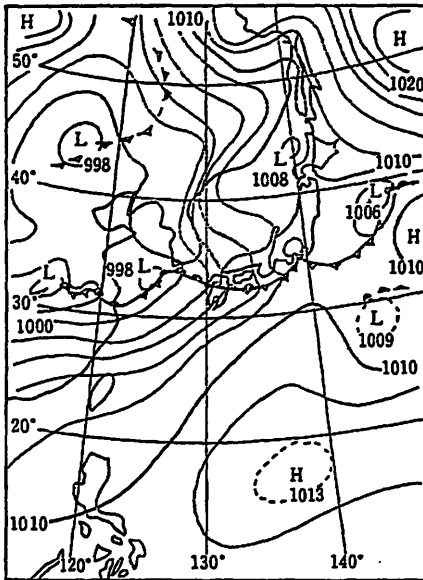


図 4.1.4 梅雨期の天気図の一例 (1957年7月25日) (正野重方著「気象学総論」による)

る水蒸気が凝結して水滴となり、雲が形成される。また冷気のほうも南下するにつれて地表から暖められて成層が不安定となり雲を生ずるようになる。このように、梅雨前線の付近では雲が生じやすく、雲が十分厚くなれば雨が降る。また、梅雨前線上には規模の大きいじょう乱が発生し、上空の西風に流されて前線上を東へと移動する。このじょう乱は、東へ進むにつれて不安定化し、中心に上昇気流を伴うようになるが、これが図中に示された前線上の低気圧である。この低気圧は、梅雨前線上にある間隔をもって発生するため、この低気圧が接近すれば雨、これが

去れば曇といった天候になる。

以上が一般的な梅雨期の気象状況であるが、この時期における西日本の大雨の気象上の特徴をぬきだしてみるとつぎのような場合が多い。

- i) 低気圧が西日本付近に停滞する梅雨前線上を通過するか、低気圧が九州の西海上に存在する場合
 - ii) 沖縄付近やその南方洋上に熱帯低気圧が存在する場合
 - iii) 南方海上からの等圧線が梅雨前線に向かって西日本付近で収束している場合
- i) の場合にあたる天気図の一例を図4.1.5に示し、ii) の場合を図4.1.6に、iii) の場合を図4.1.7にそれぞれ示す。前に示した図4.1.3も ii) の場合の典型的な例の一つである。

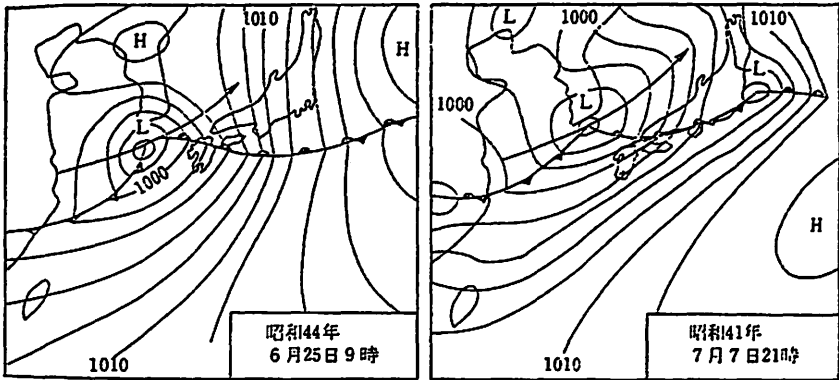


図 4-1-5 発達した低気圧が梅雨前線上を通過する場合の天気図例（降雨最盛時には12時間前）

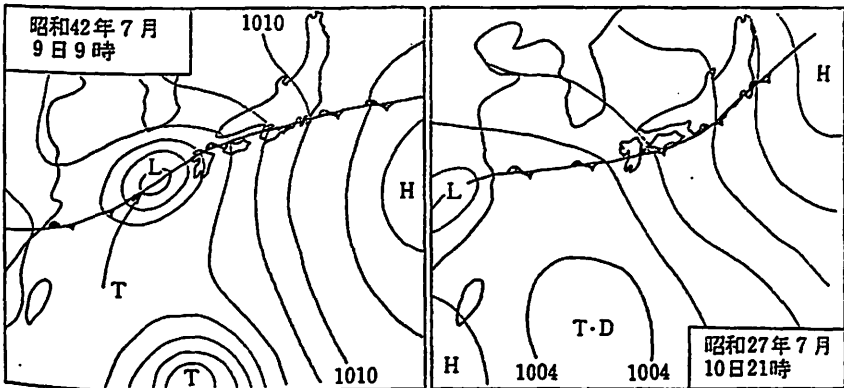


図 4-1-6 南方洋上に熱帯低気圧が存在する場合の天気図例（強雨開始直前）

これらの地上天気図のほか、850 mb 高度図などもあわせて判断すると、前の台風の節においても述べたように、湿舌と下層の強風帯の共存している状態が指摘できる。湿舌の流入は水蒸気の補給とともに大気成層の不安定化の要因になる。

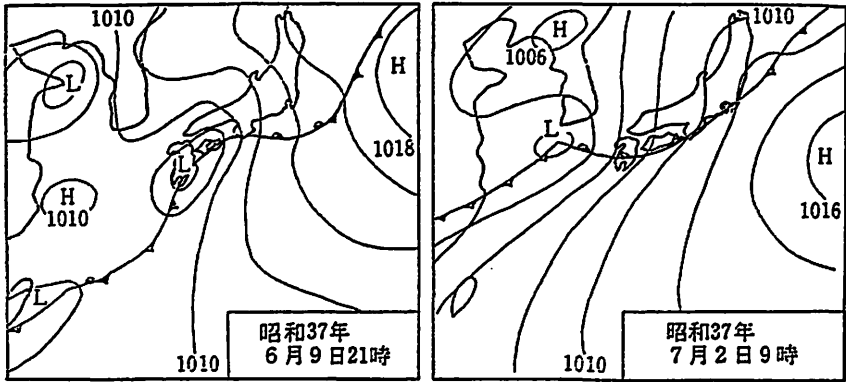


図 4-1.7 南岸の梅雨前線へ等圧線が収束している場合の天気図例（降雨最盛時）

4.1.3 融 雪

流域に多量の積雪があり、それが一時に融けると融雪洪水となる。融雪出水を予知するにはまず流域に積っている雪がどれだけかを知っておく必要がある。そのために積雪調査が行なわれる。積雪調査は主として積雪深と積雪の密度を調査する。積雪の密度は新雪で0.1～0.2、根雪で0.3～0.5程度になる。

融雪の原因としては放射、風速、気温、湿度、および降雨が考えられる。これらのうち放射は急激な融雪量の増加にはあまり関係しないので、融雪出水の予知に必要な気象要素は風速、気温、湿度、および降雨ということが言える。すなわち、低気圧が日本海に入り、暖かい風が吹き、しかもかなりの降雨がある場合に融雪出水が発生する可能性があるといえる。

4・2 強雨の地域と移動特性

4.2.1 強雨の地域分布

図4.2.1は、1956年から1965年まで10年間の資料を用いて作成されたわが国の強雨の頻度分布である。一般的にいて、強雨の頻度の高い地域は太平洋に面した南岸沿いの地域にあることがわかる。これらの地域は、太平洋方面からの南よりの気流が直接あたる地域である。この他に、豊後水道、紀伊水道、伊勢湾等の内陸部は南西～南東の気流が水道や湾の地形の影響を受けて収束し、そのために生じた上昇気流が降雨を降らせると考えられる。

台風による降雨についていえば、台風の進路とその降雨分布を調べたものとしてつぎに示す図4.2.2～13* がある。

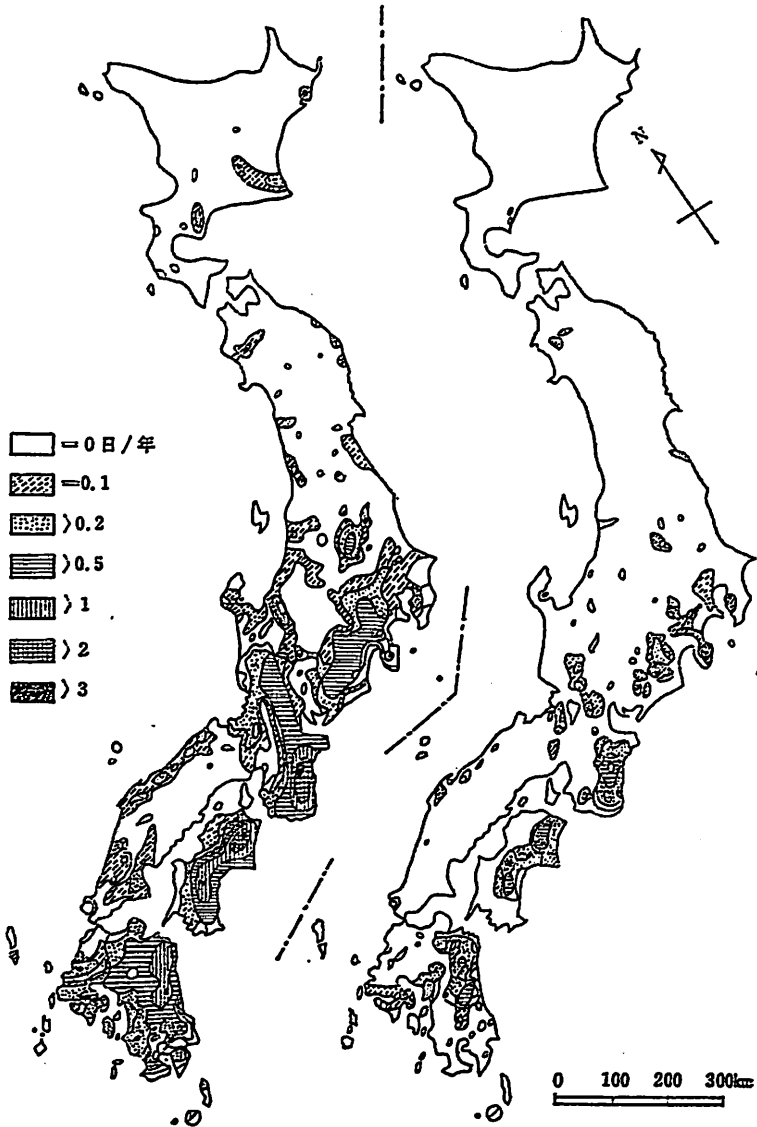
台風の降雨とひとくちにいても、前に述べたように、台風自身のもたらす降雨、地形性の降雨、前線性の降雨などがあり、いずれも台風による降雨として重要であり、なかなか複雑なのであるが、一般的にいて、台風に伴う雨は地形、風向きによって大きく支配されると考えると、やはり台風の進路と降雨の分布状況は、かなり密接に関連している。

日本全体の豪雨の地域分布については、この他、清水教高の研究**があり、これでは豪雨を日降水量200mm以上と定義して、台風による豪雨とそれ以外の原因による豪雨の地域分布が示されている。

また、地域ごとの大雨の特性については、日本気象学会の気象研究ノート通巻86号、西日本（近畿・中国・四国）の降雨特集号があり、この中に、琵琶湖周辺の降雨（大雨）の特性、近畿中部・南部の降雨（大雨）の特性、山陰西部・

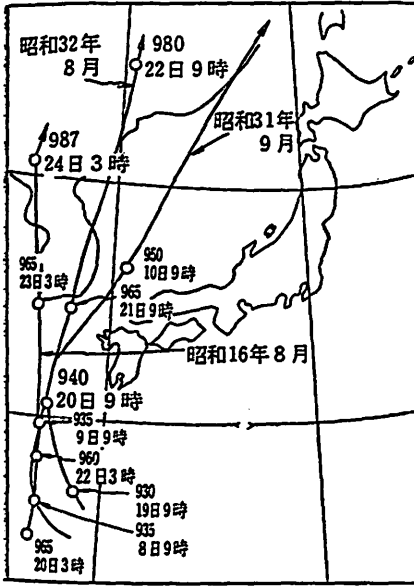
* 今田克：台風の一般的性質，防災気象講習会テキスト，近畿防災気象連絡会，昭和47年8月，pp. 31—42

** 清水教高：日本の豪雨の分布について，気象研究ノート，第117号，日本気象学会，pp. 183—187，1973年12月



(a) 日降水量200mm以上 (b) 日降水量300mm以上

図 4.2.1 豪雨の頻度分布(1956~1965年) (後町・中島による³⁾)



雨 量 図

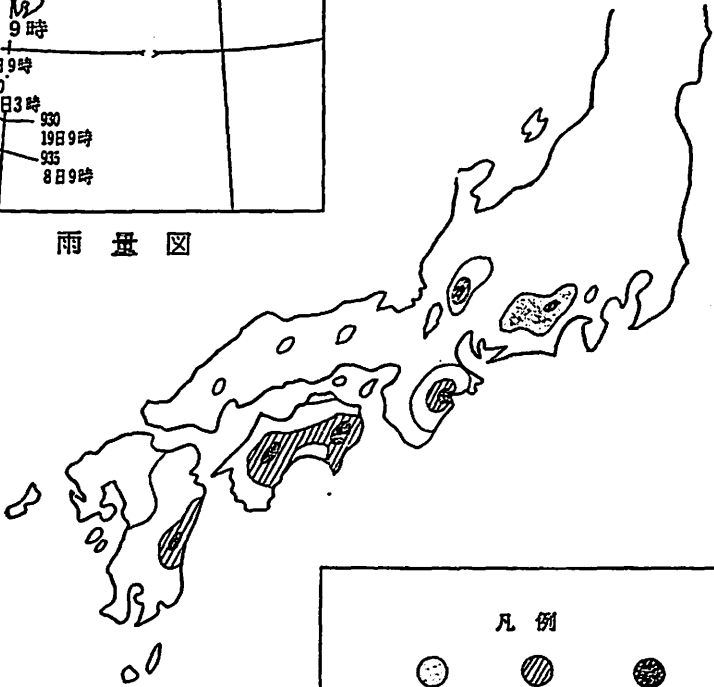
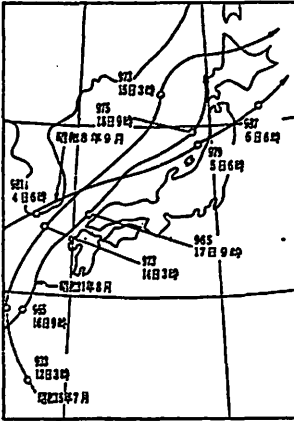


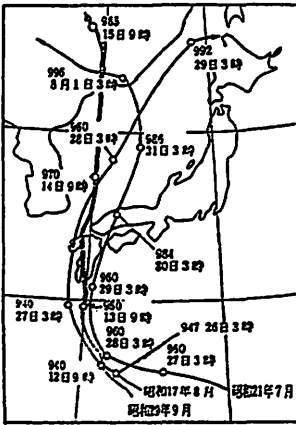
図 4・2・2 台風が九州の西方海上を北に進む場合の降雨分布



雨量図



図 4-2-3 台風が九州の西方から北東進する場合の降雨分布



雨量図

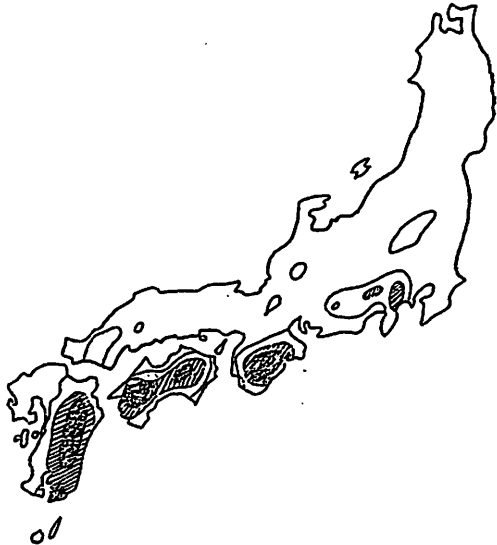
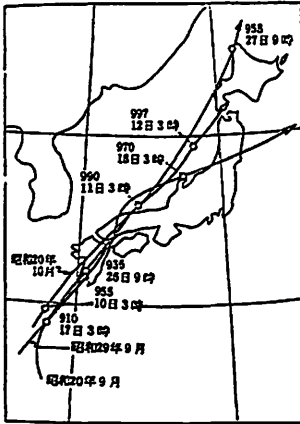


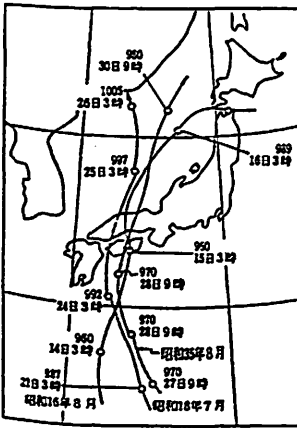
図 4-2-4 台風が九州を北上する場合の降雨分布



雨量図



図 4・2・5 台風が九州を北京に進む場合の降雨分布



雨量図

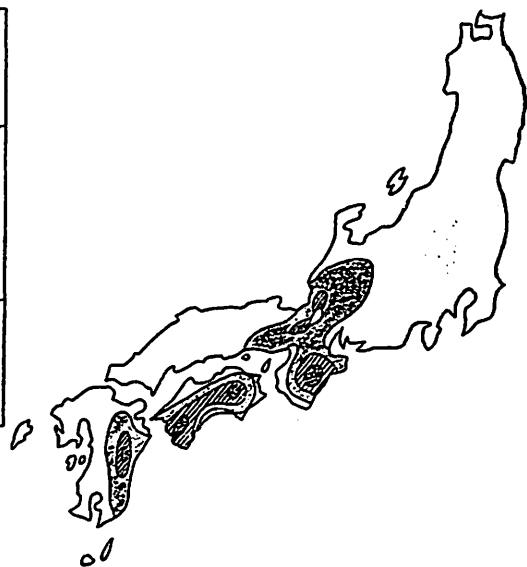
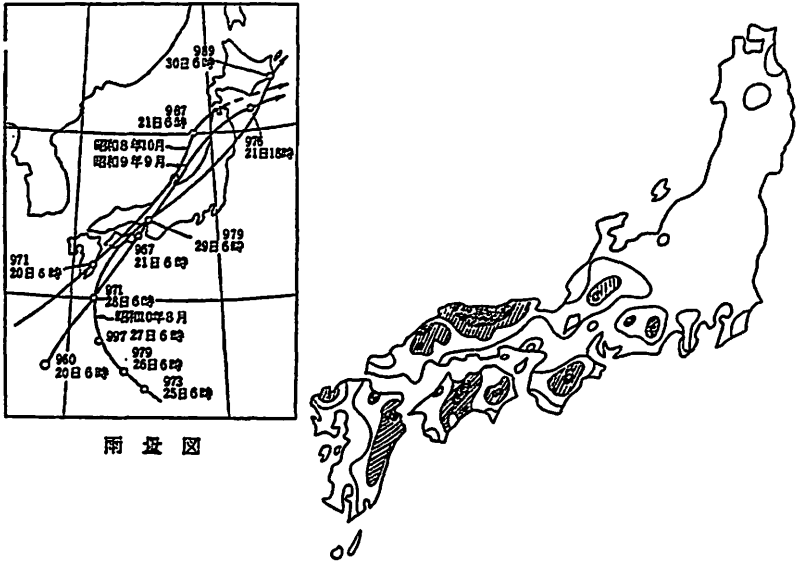
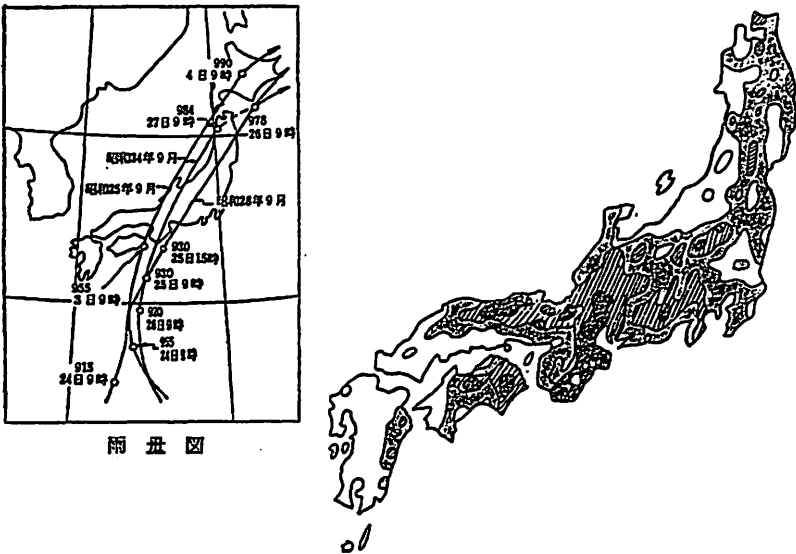


図 4・2・6 台風が四国を北上する場合の降雨分布



雨量図

図 4-2-7 台風が四国を北東に進む場合の降雨分布



雨量図

図 4-2-8 台風が紀伊半島を北上する場合の降雨分布

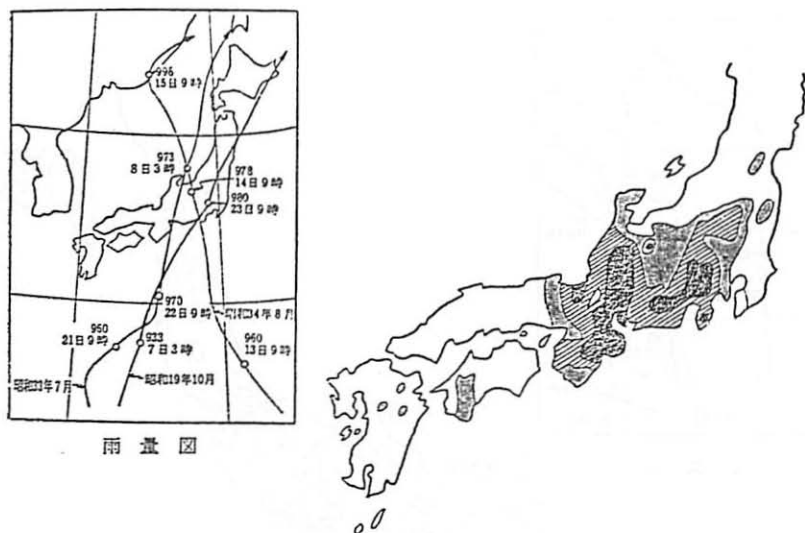


図 4.2.9 台風が東海道を北上する場合の降雨分布

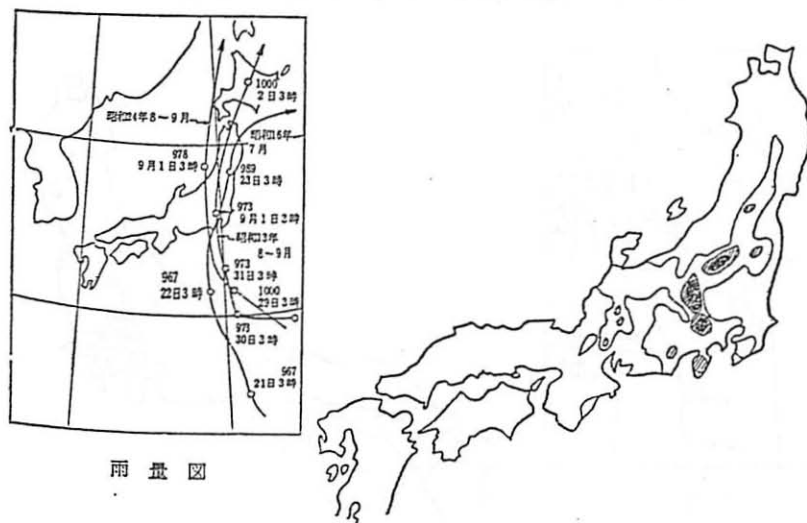
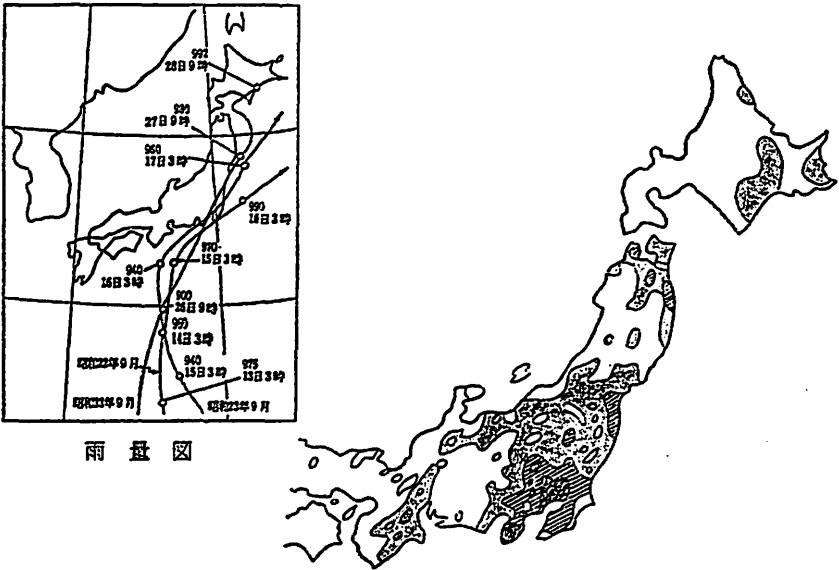
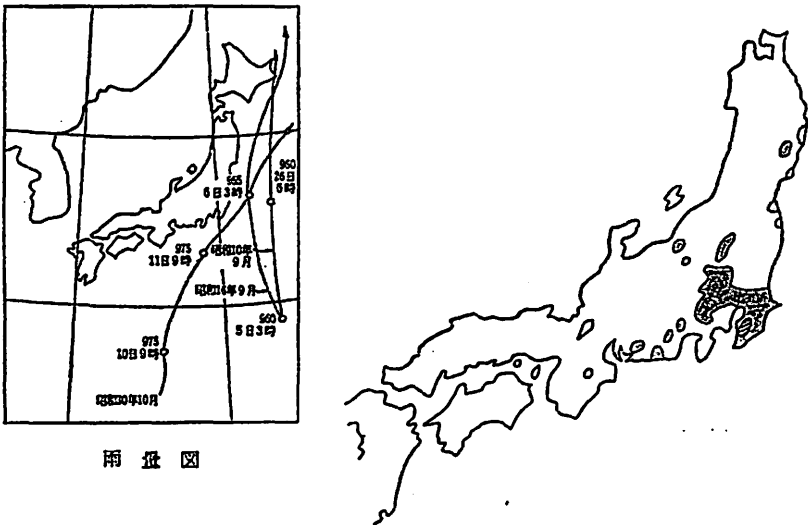


図 4.2.10 台風が関東地方を北上する場合の降雨分布



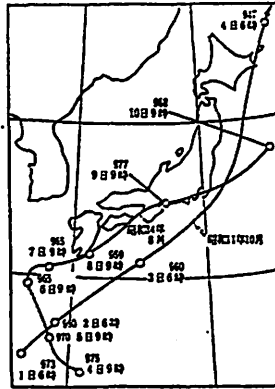
雨量図

図 4-2-11 台風が関東南部を北東進する場合の降雨分布



雨量図

図 4-2-12 台風が関東近海を通過する場合の降雨分布



雨量図

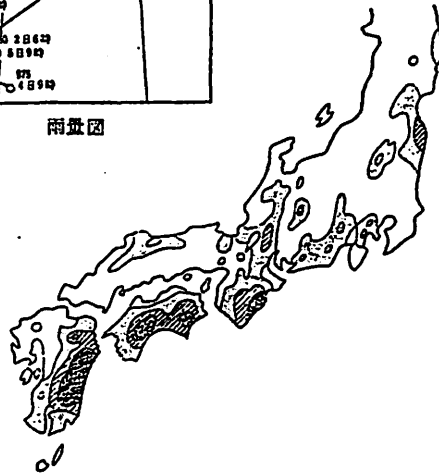


図 4・2・13 台風が本州南岸に沿って北東進する場合の降雨分布

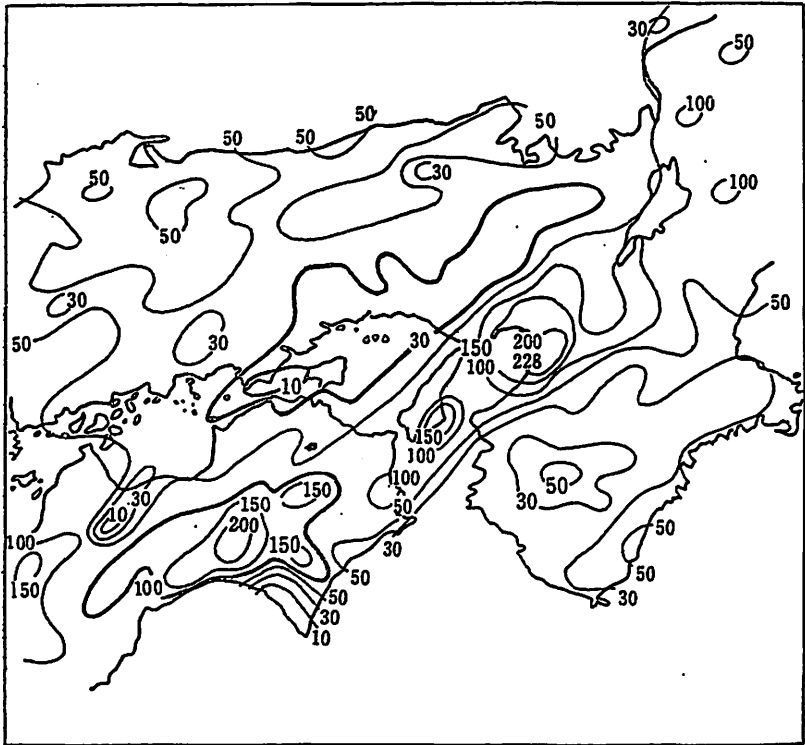
東部の降雨（大雨）の特性，瀬戸内海西部・東部の降雨（大雨）の特性，四国南部の降雨（大雨）の特性などの諸論文が含まれている。

さらに，同ノート通巻38号には，尾鷲の豪雨機構について，および，昭和28年6月下旬北部九州の大雨，通巻95号には，仙台管区気象台における雨量予報などの諸論文がある。これらもあわせて，参考にされたい。

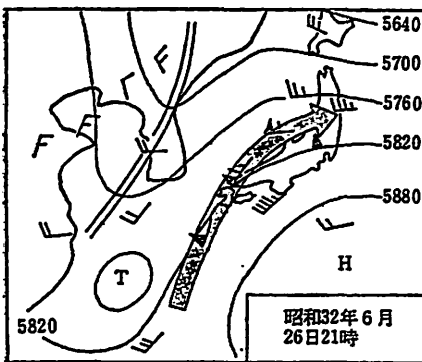
4・2 近畿地方の大雨の基本型と移動特性*

近畿地方の大雨では，大気成層下層の気流の方向と雨量の多い地域の分布と

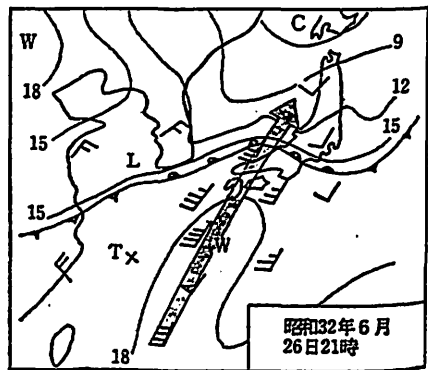
* 防災気象資料，大雨の部，近畿防災気象連絡会，1965年および防災気象講習会テキスト，近畿防災気象連絡会，昭和48年6月



(a) 南西気流型雨量分布図 (1957年6月26日09時—27日09時)

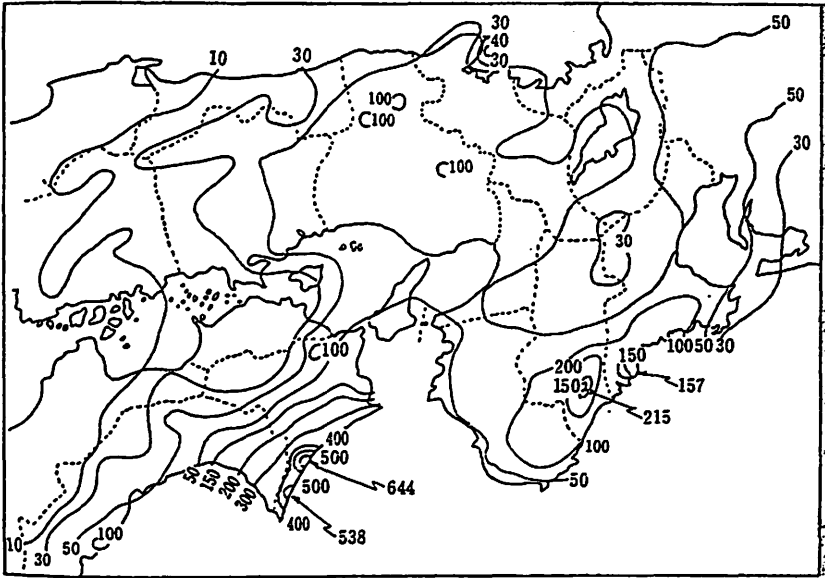


(b) 500 mb 高度図

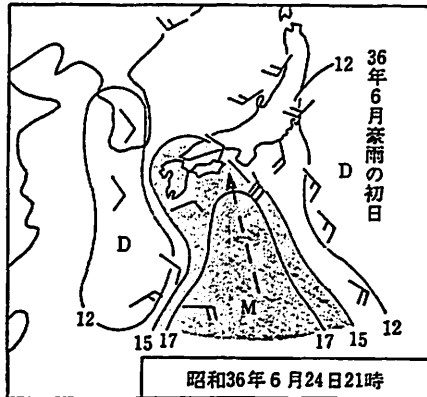


(c) 850 mb 高度の風と気温

図 4.2.14 南西気流型の豪雨の例

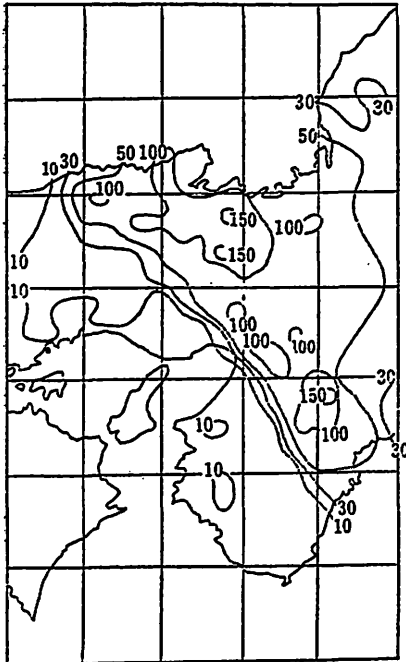


(a) 南東気流型雨量分布図 (1961年6月24日09時—25日09時)

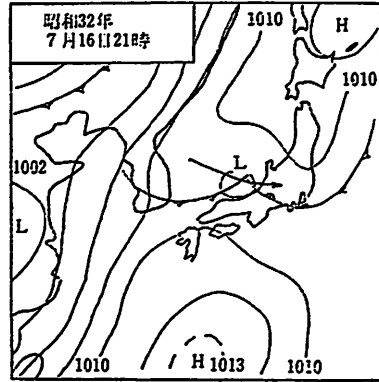


(b) 850 mb 高度の風と露点

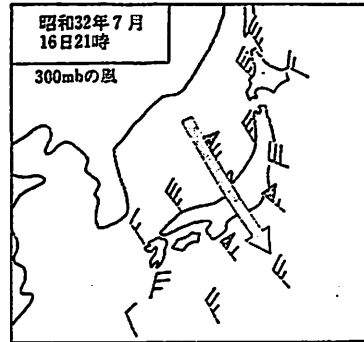
図 4・2・15 南東気流型の豪雨の例



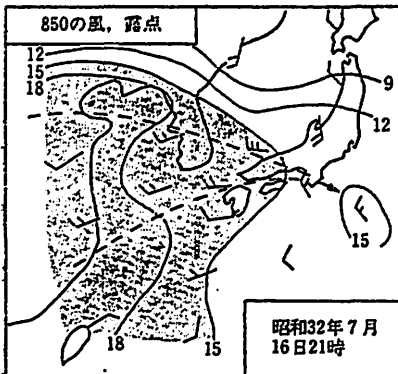
(a) 北西気流型雨量分布図 (1957年
7月16日09時—17日09時)



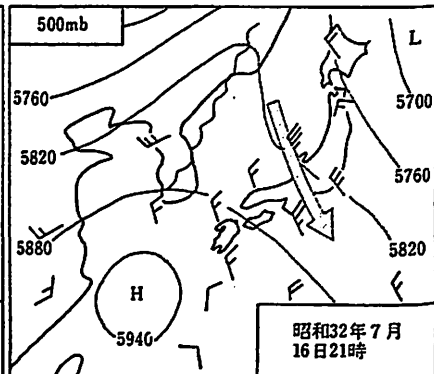
(b) 地上天気図



(c) 300 mb 高度の風



(d) 850 mb 高度の風と露点



(e) 500 mb 高度図

図 4・2・16 北西気流型の豪雨の例

が、かなり高い精度で一致するといわれている。このことから大雨の分布図を分類するのに大気の中層以下の気流系と関連づけて分類し、この気流系を予測して近畿地方のおおよその大雨の分布形を推定しようとする試みが行なわれている。

基本の気流の型としては、南西気流型 (SW 気流型)、南東気流型 (SE 気流型)、北西気流型 (NW 気流型) およびこれらを組み合わせた SE-SW 型の四つである。このうち、南西気流型による大雨が最も多いといわれており、また、北東気流型による大雨はいままで起こった例がないといわれている。

南西気流型による雨量分布の特徴を示すと図4・2・14のとおりである。このときの地上天気図は、4・1・1の図4・1・3に示した。多雨域は、四国東部から近畿中部方面に帯状に伸び、近畿南部でも雨量が多くなることが多い。この型は梅雨期の大雨の標準型ともいわれるものである。

南東気流型の特徴を図4・2・15に示す。この場合には紀伊半島南東部や四国南東部が多雨域となる。近畿中部は雨量が少なく北部ではやや多い。地上天気図では、オホーツク海高気圧や三陸沖高気圧が強く、低気圧が西日本南岸に接近するか、弱い熱帯低気圧が南方海上に接近している場合が多い。

北西気流型の特徴を図4・2・16に示す。多雨域は近畿北部から南東に帯状に伸びる。500 mb, 300 mb 共に北西の気流が強く、850 mb では黄海方面からの湿舌が近畿に流入している。これは、大気成層の不安定化が決定的な要因となっている雷雨性の大雨である。この型は夏季に比較的多いといわれている。

4・2・3 台風による近畿地方の大雨と移動特性*

前に、台風による雨は台風の進路によってほぼきまると述べたが、もちろん、進路だけでなく、台風の強さと大きさ、中心までの距離、速度などによって、台風のうずによる降雨も地形性の降雨も変わってくる。また、これに前線性の降雨も加わってくるわけで、台風による降雨もなかなか複雑である。した

* 福井敏雄：台風による近畿地方の大雨，防災気象講習会テキスト，近畿防災気象連絡会，昭和48年6月。なお，図4.2.17～2.23は同上テキストより引用

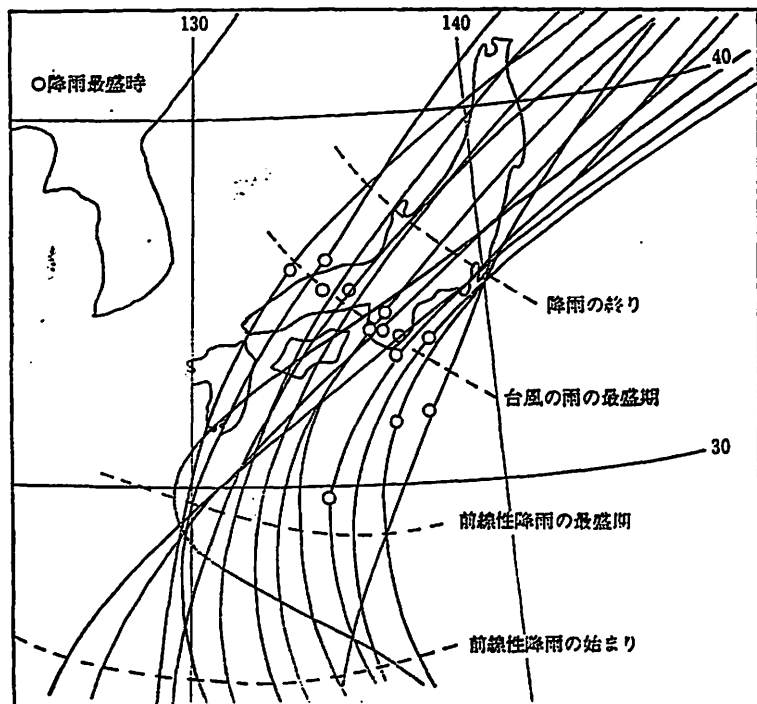
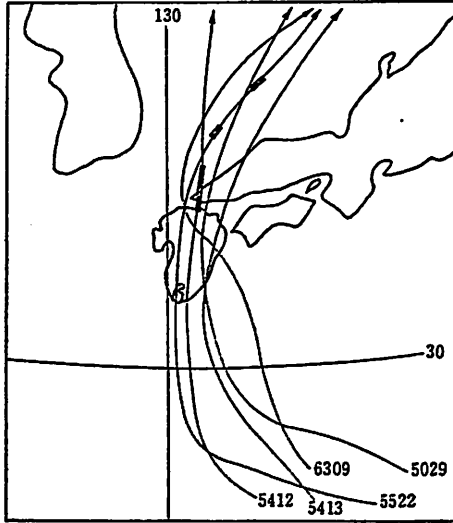


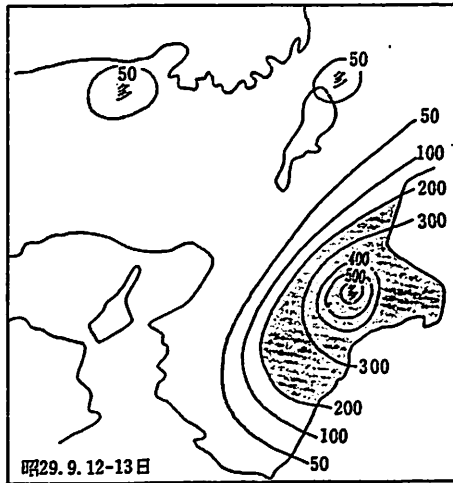
図 4-2-17 秋台風による大阪の降雨状況

がって、これを過去の類似から推定することも、実は、なかなかむずかしいのであるが、ここでは、台風による近畿地方の大雨について、いままで経験的に知られていることをとりまとめて示すことにする。近畿地方以外でも同様な研究は、詳しく行なわれていることと思う。洪水予報担当者もこういった方面の知識を十分身につけて活用するように心掛けることが望まれる。

図4-2-17は、9月、10月に来襲した台風による大阪の降雨状況である。この時期は、日本の南岸に前線が停滞することが多いため、降雨の開始が早く、台風が北緯25～26度線に達すると前線による降雨が始まり、29～30度線で前線性降雨は最盛期となり、間もなく雨は一時小止みになるが、31～32度線からは台風自身による降雨が始まり、能登半島から房総半島付近に達すると止む。この



(a) 台風進路



(b) 台風5412号の雨量分布

図 4・2・18 九州北上型の台風の進路と雨量分布

ような特徴は、場所によりかなり異なるので、それぞれ担当する流域についてこれと同様な図を作成しておくことと便利である。

つぎに、台風の進路と近畿地方の降雨分布の関係をみてみることにしよう。

(1) 九州北上型

台風の進路と雨量分布の例を図4・2・18に示す。この型は夏期の台風によく、台風のうずによる降雨や前線性降雨の影響を受けないため水害は発生しないが、大台ヶ原山周辺では強い南東風が吹き続いて地形性の大雨が降る。

(2) 中国北東進型

台風の進路と雨量分布の例を図4・2・19に示す。雨量は、紀伊半島南東部で最も多く、ついで近畿北部が多く、近畿中部は少ない。台風は陸上を通過中に衰弱するため、大阪では平地で 60 mm 以下、山地で 100 mm ぐらいである。

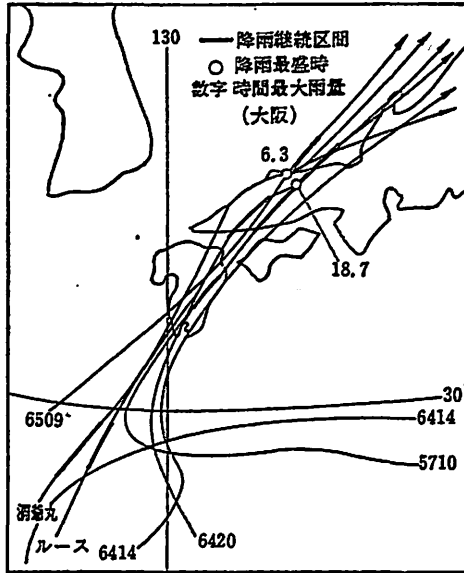
(3) 大阪湾通過型

台風の進路および雨量分布の例を図4・2・20に示す。雨量分布は中国北東進型に似ているが、紀伊半島の雨量が特に多くなり、ついで、近畿北部でも多い。近畿中部は少なく、京阪神地方では大雨による水害の発生はまずない。これは、これらの地方が、山脈の風下側で局地的に下降気流の場となり、雨は台風のうずによるにわか雨だけにおわるからである。

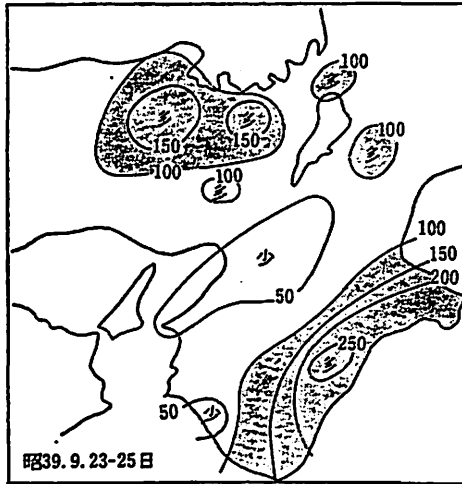
大阪では、平地で 70 mm 以下、北部山地で 100 mm を越え、局地的に低地浸水、山崩れ、道路損壊などの軽微な被害が起こる。

(4) 紀伊半島北上型

台風の進路および雨量分布の例を図4・2・21に示す。この型は、近畿地方全域に大雨を降らせるので、水害発生之最悪コースである。最初に紀伊山脈で大雨が始まり、台風が近づくと大雨域が鈴鹿山脈、伊吹山地、若狭湾、比良山地と移行する。したがって、淀川上流域が大雨となり淀川洪水予報の対象となる。大和川および中小河川も大増水するので、厳重な警戒を要する。近畿中部の平地でもこの型が雨量が最も多い。図4・2・21(b)は、この型の代表例として昭和34年の伊勢湾台風による3時間雨量分布の移動状況を示したもので、近畿南部から東部の山地を中心に大雨域が北上していくのがよくわかる。

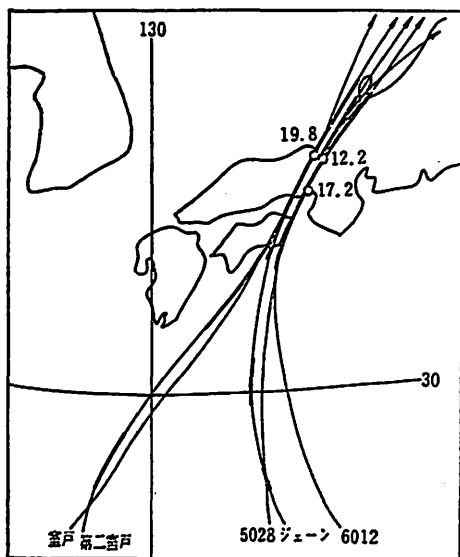


(a) 台風進路

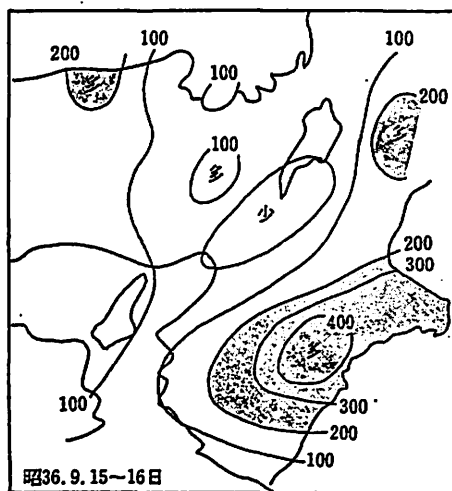


(b) 台風6420号の雨量分布

図 4・2・19 中国北東進型の台風の進路と雨量分布

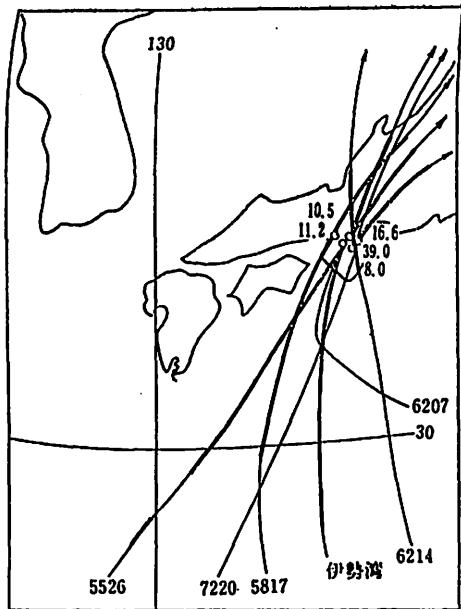


(a) 台風進路

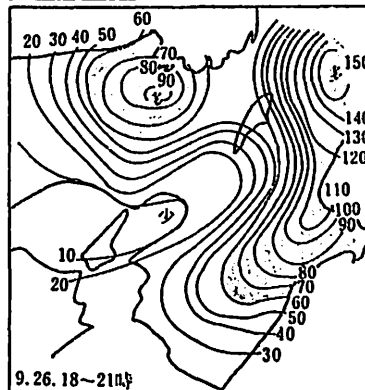
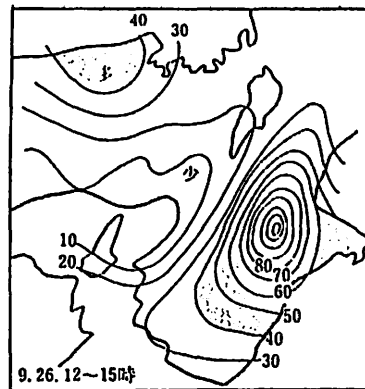
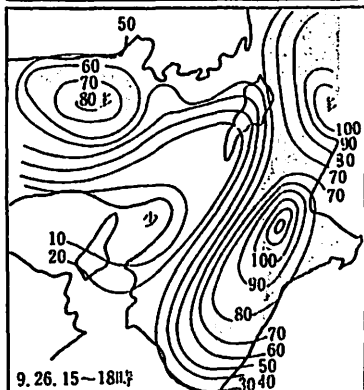
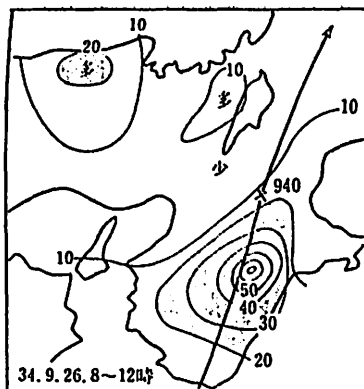


(b) 第2室戸台風の雨量分布

図 4・2・20 大阪湾通過型の台風の進路と雨量分布



(a) 台風進路



(b) 伊勢湾台風時の雨量分布

図 4・2-21 紀伊半島北上型の台風の進路と雨量分布

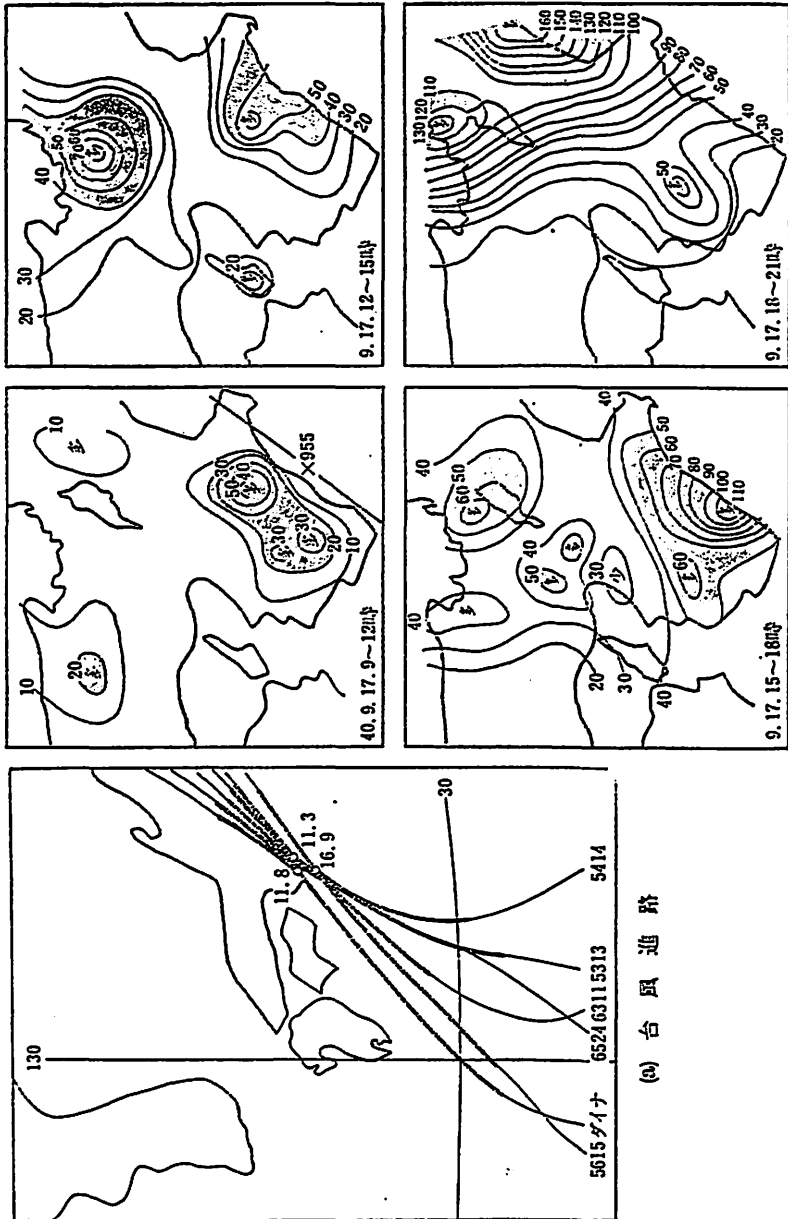


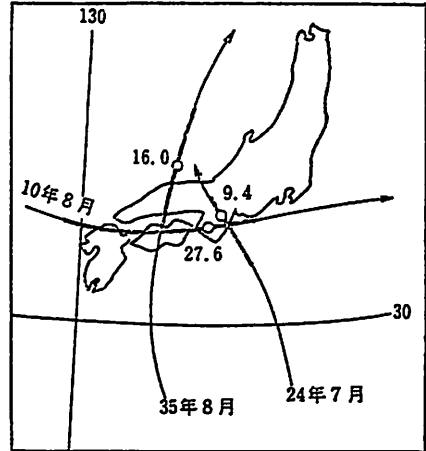
図 4.2.22 紀伊半島北東進型の台風の進路と雨量分布

(5) 紀伊半島北東進型

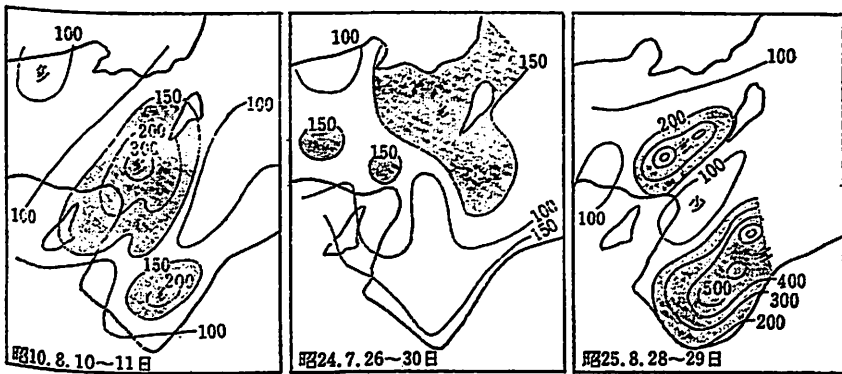
台風の進路および雨量分布の例を図4・2・22に示す。これは、紀伊半島南部または南岸をかすめて北東進または東北東進する型である。これも(4)の型について近畿地方全域で大雨を降らす警戒すべきコースである。

太平洋高気圧が後退して日本の南岸に秋雨前線が形成され、早くから北東風が強まって前線活動が活発となり、先行性の大雨が降ったあとへ台風自身の降雨と地形性降雨が加わるため、降雨時間が長く総雨量も多くなる。洪水、山崩れなど規模の大きい水害が発生する。

図4・2・22(b)は、昭和40年24号台風による3時間雨量分布の移動状況を示したもので、最初、紀伊半島南部で大雨が始まり、ついで若狭湾周辺でも大雨になる。台風が紀伊半島を通過するころ、東部の山岳地帯で大雨が集中するので淀川の洪水にとっ



(a) 台風進路



(b) 雨量分布

図 4・2・23 異常進路をとった台風とその雨量分布

ては最悪のコースとなる。

(6) 異常進路型

台風が異常な進路をとったり、異常な気象現象が伴ったりするときは、雨量分布もまた異常となり、思わぬ災害を招くことがあるので注意しなければならない。ここでは、過去に災害を起こした警戒すべき台風を3例あげるが、いずれも盛夏期に発生し、近畿中部の平地部で大水害を起している。

(a) 昭和10年8月11日の台風 中心気圧 990 mb 以上の弱い台風であったが、大阪平野に強い南西気流が流入して淀川流域を中心に 300 mm を越える大雨を降らせた。

(b) 昭和24年7月29日の台風ヘスター 近畿地方を北西進したこの台風で、鈴鹿、伊吹山地から京都府北東部にかけて大雨域となり、淀川が増水し、京都府、滋賀県を中心に大水害が発生した。大阪府下の被害は軽微であった。

(c) 昭和35年8月29日の台風16号 大阪湾に高潮を起こしてから、ゆっくり北上して日本海に抜けた台風である。強い南風が長時間吹き、また、台風通過後の寒冷前線に伴って兵庫県南部、大阪府北部から京都府中部にかけて大雨域となり、大阪府北部の天王では総雨量 500 mm を越えた。大阪府でも大水害が発生した。

図4・2・23に、これらの台風の進路と雨量分布を示す。

4・3 雨量予報の現況と計算例

現在行なわれている雨量予報の方法は、つぎのように大別することができる。

i) 低気圧や前線の位置、あるいは比湿、風、安定度などに基ついて、過去の資料との類似から当面期待される雨量とその分布を推定する方法

ii) じょう乱の今後の動向、それに伴なう上昇流とその変化、水蒸気の流入などを見積ってある程度の計算によって雨量を推定する方法

前者については、多くの報告がなされている。前節までに述べたことがら

も i) に属するものであるし、本節でもさらに 2, 3 の例を紹介してみたいと思う。

後者は、さまざまな要因による上昇流を見積ったり、あるいは、水蒸気量の収束を計算することにより降雨量を予報しようとするものであるが、これは結局、ある力学的および熱力学的原理に基づいた数値モデルにしたがって大気の状態量の予測を行ない、これから雨量や降水の有無の予報を行なおうとするものである。

大気中の気象じょう乱にはさまざまなスケールのもものが重なりあっている。移動性高気圧、低気圧など数 1000 km の規模のじょう乱で大規模じょう乱と呼ばれるものもあれば、対流活動など数 100 km 以下のじょう乱で中小規模じょう乱と呼ばれるものもある。そして、一般に豪雨といわれるものは、中小規模じょう乱に主として支配されて発生する。

集中豪雨というようなものが発生するためには、大規模な気圧パターンで降りやすい基本的条件がみたされたいえに、さらに集中豪雨となるための中規模じょう乱系がかさなって発生することが必要である。

中規模じょう乱というのは、波長が 100~200 km, 位相速度が毎時 60~90 km, 地上気圧の振幅が 1~3 mb, 最大降水強度が毎時数ミリメートル, 寿命が 3~10 時間ぐらいのものである。

この中規模じょう乱は、さらに規模の小さい個々の対流活動と密接な関係をもち、中規模じょう乱が盛んな対流活動を起させる一方、これらの対流活動が海面からの顕熱や潜熱の上層への輸送に貢献して中規模じょう乱のエネルギー源となっている。

このことから、上述の数値モデルは、対流活動を的確に記述できるものでなければならぬのであるが、現在のところ中小規模現象のメカニズムがまだ十分明らかにされていないこと、中小規模の現象を把握するのに十分な観測網*

* 現在の高層観測点は、200~300 km の間隔で配置されており、一方、中小規模現象の力学的予報には、少なくとも 20 km 程度の観測網が必要である。高層観測網がこの要求に耐えられないことは勿論であるが、地上気象資料でも陸上でまづまず、海上では不十分といった状態である。

がないことなどのため、降雨予報にとって十分満足のいく数値モデルはまだ完成していない。

したがって、ここでは、大規模な場を対象とした数値モデルに水蒸気の予測を加味した場合、どの程度まで降雨パターンの予測ができるのか、大規模な上昇運動から求めた雨量と実際の雨量との対比はどのようになるのかといった点について研究された結果をかいつまんで紹介する。

4・3・3 の数値解析モデルによる降雨予想と4・3・4 の統計的類似法による降雨予想は、気象庁予報部で1973年3月にだした予報作業指針（その7）雨量予報の第V章雨量予報の具体例* によったものである。これらの例は、いずれも、雨量予測の手法として確立されたものでなく、また、気象庁においてルーチンワーク化されたものでもない。いわば、一つの試行の結果として書かれたものであり、今後、一層の改良と進歩が期待されるべきものである。

われわれ洪水予報を行なう立場にある者も、雨量予測の手法については、独自の立場からかなり研究を重ねているところでもあり、機会あるごとに、気象庁の研究の動向も把握しておくことが有意義であると考えて、ここに紹介しておくことにした。

4・3・1 気象要素から予測方程式で求める方法

雨量に影響をもつ気象要因のうちから相関の良いものを選び出し、純統計的手法で予測方程式を求める方法である。

関東地方建設局では、利根川上流の雨量を予測するのに次の方法で行なっている。降雨の原因となる気象条件をまず次のように分類する。

台風による場合

- (イ) 前線の強い場合
- (ロ) 前線の弱い場合
- (ハ) 前線のない場合

* 執筆者：斎藤直輔（気象庁予報部）

また台風の経路によって次の4コースに分類する。

- Aコース：九州，四国地方に上陸する場合
- Bコース：中部，近畿地方に上陸する場合
- Cコース：関東地方に上陸する場合
- Dコース：関東沖を通過する場合

前線による場合

次に各分類別に総雨量と相関の良い気象要因を分析した結果，次の要因を両趾予測のパラメタとした。

台風による場合

(イ) 台風エネルギー

台風半径と気圧差の積を台風エネルギーと規定する。

$$E=r \times \Delta p$$

r：台風半径（台風中心から1000 mb の等圧線までの距離）

Δp ：気圧差（1000 mb と中心示度との差），ただし台風が北緯30度線通過時のものとする。

(ロ) 台風の進行速度

台風が北緯26度より1日に進む距離の時間当たりの平均値とする。

前線による場合

(イ) 前線前面の風速

前線前面に向かう風速と上昇気流を起こす度合いを表わすもので前線に直角方向の風速とする。

(ロ) 前線までの距離

利根川上流部から前線までの距離を用いる。

次式は上記によって求めた予測方程式の一例である。

台風の場合

A, B コース，前線の弱いもの

$$Y_A = 117.2 + 0.193 X_1 + 0.245 X_2$$

Y_A ：奥利根流域総雨量 (mm)

X_1 : 台風エネルギー ($10^3 \text{km} \cdot \text{mb}$)

X_2 : 進行速度 (km/hr)

前線の場合

$$Y_A = 87.4 + 0.801 X_1 - 0.059 X_2$$

X_1 : 風速 (m/sec)

X_2 : 利根川上流部から前線までの距離 (km)

以上の方法で、台風の場合、台風が北緯30度附近に達した時点から総雨量が予想できる。なお降雨の時間分布形は、累加雨量百分率曲線を12箇のパターンで代表させ、このパターンから時間雨量を推算している。

4.3.2 類似台風からの予報

従来から広く用いられている方法である。これは、過去の台風の勢力、進路、移動速度など台風に関するデータと、そのときに降った雨量のデータを整理しておき、台風の襲来が予想されたときには、これらのデータの中から台風の諸元に関して類似したものを探した上で、その類似台風によってもたらされた降雨量をもって予想雨量とする方法である。4.2.1および4.2.3で示した結果も、台風に関する類似点として台風の進路のみをとりだしたものであり、この方法の一つであるし、また、4.3.1で述べた方法も本質的にはこの方法と変わるところはない。

さらにまた、7.2.3においても、淀川の洪水予報システムの中で台風7220号の降雨予測を行なうのにこの予測手法が生かされているのを見ることができる。

最近では、過去の資料の分類整理法にも電子計算機によるデータの高速度処理機能を生かした斬新なものがみられる。

たとえば、建設省近畿地方建設局が、淀川流域の6観測所の雨量を台風の進路別、速度別に分析した方法は、つぎのようなものである。

北緯20度から40度、東経122度から146度までの範囲を1度ごとのマス目に区切り、それぞれのマス目を通過した台風の数、そのうち、そのマス目をある一定の進路（隣接したマス目のどのマス目から入ってきて、どのマス目に向かっ

て出て行ったか)で通過したものの進路別の数, マス目内での台風の進路別滞在時間, 台風の中心示度, あるマス目に台風が滞在している間に観測所にもたらされた降雨量等をすべて分類整理しておく。

これらのデータは, 電子計算機の周辺機器の記憶装置に貯えられており, マス目の番号さえ指定すればただちに取得することが可能である。

データをこのような方法で整理しておくことによって, つぎのような利点がある。

台風の位置, 進行方向, 速度, 勢力および降雨量に関する過去のすべてのデータがただちに取得できること, 台風の進路を1本の曲線で表わしていた従来の分類法に比較して, さらに詳細な進路の分類が可能となるので, どのような進路をもつ台風が現われても, 過去の台風の進路を組み合わせることで, つねに類似した進路をもった台風を見出すことができることなどである。

この分類法は, 望月邦夫が淀川の治水計画を研究*したときに考案したものであり, これを洪水予報にも応用するために, さらに工夫, 検討が加えられつつある。

いずれの方法を採用するにしても, 類似法によって雨量予想を行なおうとする場合には, つぎの点に注意しておく必要があろう。

i) 天然現象には, 過去とまったく同じ経過はあり得ない。類似点と非類似点とを現象および原因について常に明らかにしておくことが重要である。

ii) 現象の推移に仮説を立て, 状況が明らかに変化したときは機敏に仮説を修正するのが肝要である。

iii) 予測の精度は, 時間の推移とともに良くなるのが普通である。初めは粗く, だんだん細かく予想をたてるのがよい。

4.3.3 数値解析モデルによる降雨予想の一例

ここで紹介するモデルは, 図4.3.1に示すように, 極東付近についてメッシ

* 望月邦夫: 淀川の治水計画とそのシステム工学的研究, 1970年

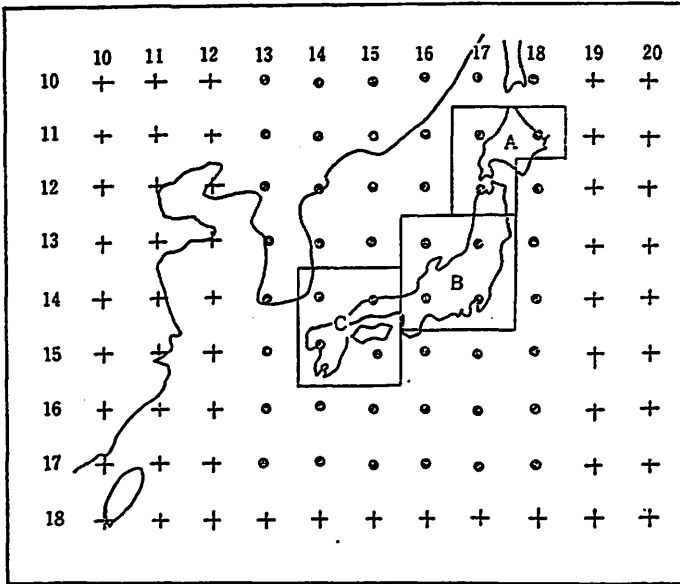


図 4-3-1 計算に用いた格子点の配列の一部と地域区分（・印は降水量指数 I を求めた格子点）

をを組み、この格子点での降水量を電子計算機を用いて計算しようとするものである。この格子間隔は 304.8 km である。また、高度方向には、4 層のモデルとなっている。だいたいの計算の流れは図 4-3-2 に示すようである。

このモデルで、大規模な降雨分布とその量がどの程度予測できるかを、低気圧、台風、前線を含めた 22 例（延べ日数にして 28 日）について調べてみた。モデルから得られた 24 時間の予測雨量を雨量指数と名付け I で表わす。 I は、304.8 km の間隔の格子点で求められる。一方、実測値を用いて各格子内の平均雨量 R を求めておく。こうして I と R との関係を示す実験式として図 4-3-1 の A 地域に対して $R = 4.212 I^{0.473}$ といった結果が得られた。B および C の地域に対しても同様な結果が得られた。ところで、 I に対応する R のぼらつきは大きく、大きな I に対する R の誤差は ± 20 mm/24 hr 程度あることが明らかになった。これは、本質的には、このモデルが降雨現象、特に対流現象を正しく

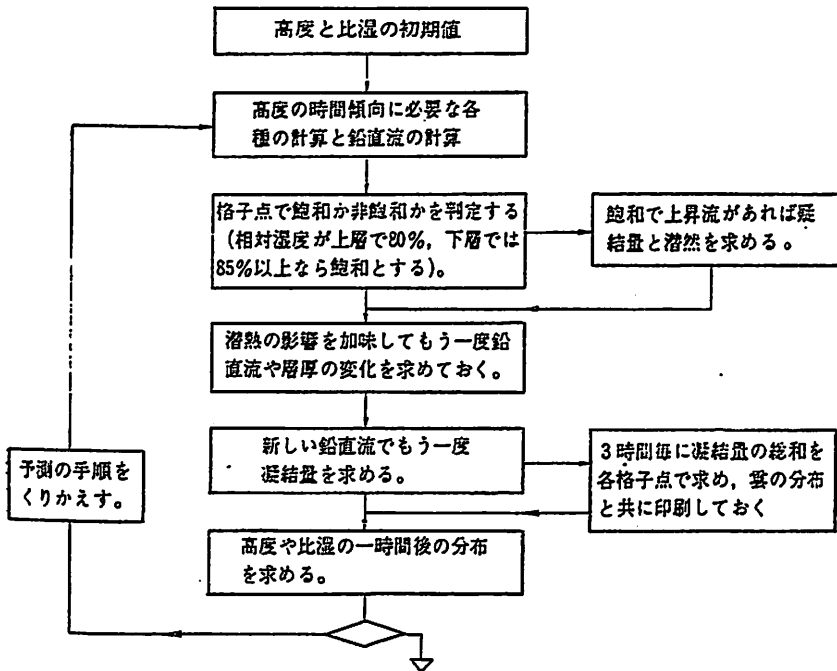


図 4-3-2 計算手順

記述できないことによるものであろう。

つぎに、降雨の有無についてこのモデルでどの程度まで予測できるかみてみると、1969年8月から70年3月までの毎日について、21時の観測値を初期値として36時間予想を試みた結果、70%~90%（月毎に異なる）程度の適中率があることがわかった。

また、図4-3-3は、1970年1月30日から31日にかけての低気圧による降雨の予測結果を示したものである。棒グラフが実測値である。雨量強度の時間変動の状況は、かなり実測のものと似ているが絶対量は計算値が実測値の1/10前後である。図の右側の縦軸は実際の3時間雨量の尺度で、左側の軸は1を100倍にした尺度である。

最後に、1968年8月25日から28日までの台風の接近に伴う実際の24時間降

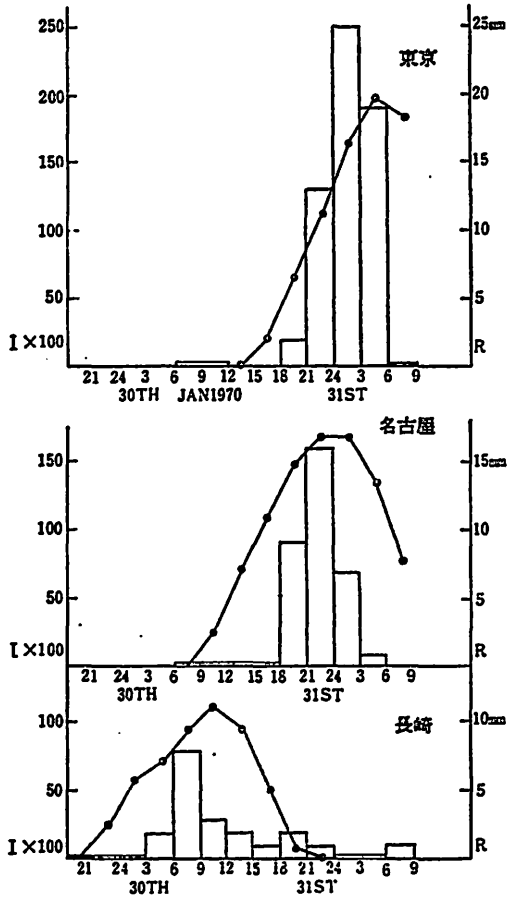


図 4-3-3 計算した3時間毎の I (実線) と実測の3時間雨量 (棒グラフ) の対比

雨 R と、同じく予測された24時間の I のそれぞれの地域分布形をみてみよう。図4-3-4にその結果を示す。この場合の雨量分布は、台風が本邦からかなり南方沖にある時点においても、巨視的に本邦のどこに雨が多いかを示している。ただし、それらの分布形の間には系統的なずれがみられる。

このモデルは、要するに、300 km 程度の格子間隔でもその構造が十分に表わされるような低気圧性じょう乱に伴う降雨分布や雲量分布とその時間的推移

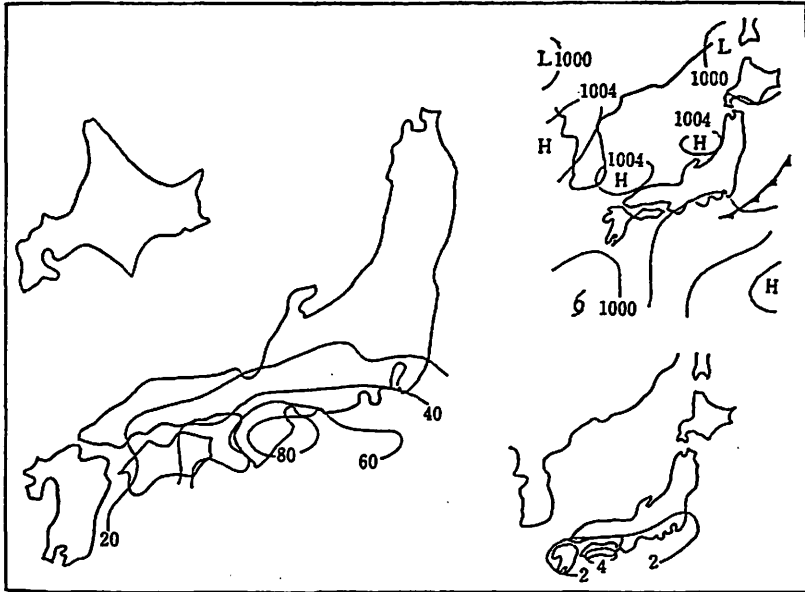


図 4.3.4 1968年8月26日21時の地上天気図(右上), 24時間予想水量指数の分布(右下)と実際の24時間雨量分布(左)

はよく記述できるが、対流や地形性の取れん、あるいは下層大気の条件を十分正確に考えなければならないような降水現象は記述できない。

4.3.4 統計的類似法による降雨予想

雨量予想の数値モデルは、まだ完全ではないし、そのための複雑な計算がどこでもできるというわけではない。これに代わるものとして統計的類似の方法が考えられる。前にも述べたように、台風の進路別に各地の雨量が整理されていることなどは、統計的類似法の一つであり、この方法がある程度実用的であることを示している。

降雨条件が比較的定常に近く、簡単な気象条件で決まるような場合には、気温と下層の風向、風速を用いて、どの地方にどれくらい降雨があるかを割合に安定した統計的層別化で表現することができる。

台風の場合でも、台風によってほう大な空気量が地形で収束される時は、降雨分布に及ぼす影響が大きく、統計的類似法もある程度活用できる。しかし、一般の低気圧や前線については、よほど好都合な因子を選ばない限りは、この方法には限度がある。

統計的類似のむづかしい点は、まず、類似の尺度として何を因子に選ぶかということ、選ばれた因子をいかに組み合わせ層別化して類似を表現するかということである。

ここでは、統計的類似法の一例として、関東地方の面積雨量について行なわれた研究を紹介することにする。

関東地方の主要河川とその支川の流域に着目して、関東地方を27の小区分に分け、この地方の3以上の地点で日雨量が50mm以上あった事例を3カ年間で136例を選び、小区域の面積平均雨量を作る。これと関東全域の面積雨量との比をとって、雨の量的分布の特性をみる。その具体的な指標として、各小区域の平均雨量 p_i と全域平均雨量 P との比 S_i を次のように定める。

$$S_i = (p_i/P) \times 100$$

そして、 S_i の値をつぎの6階級に分ける。

階級	S_i の値
1	0～40.9%
2	41～80.9%
3	81～120.9%
4	121～160.9%
5	161～200.9%
6	201%以上

つぎに、こうした降雨をもたらしたじょう乱の経路または性質に応じてつぎの型に分類する。

L_1 : 日本海低気圧

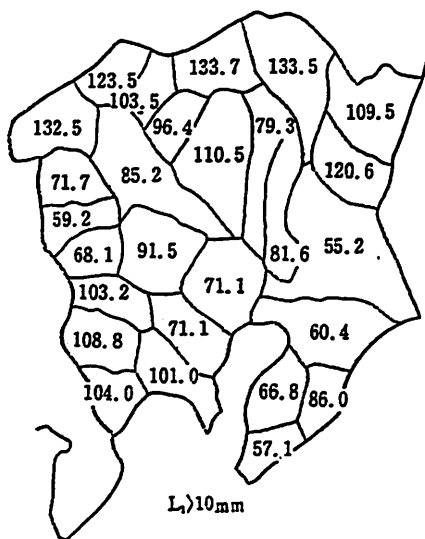


図 4・3・5 L_1 型で平均雨量 10mm 以上の場合の配分比の分布

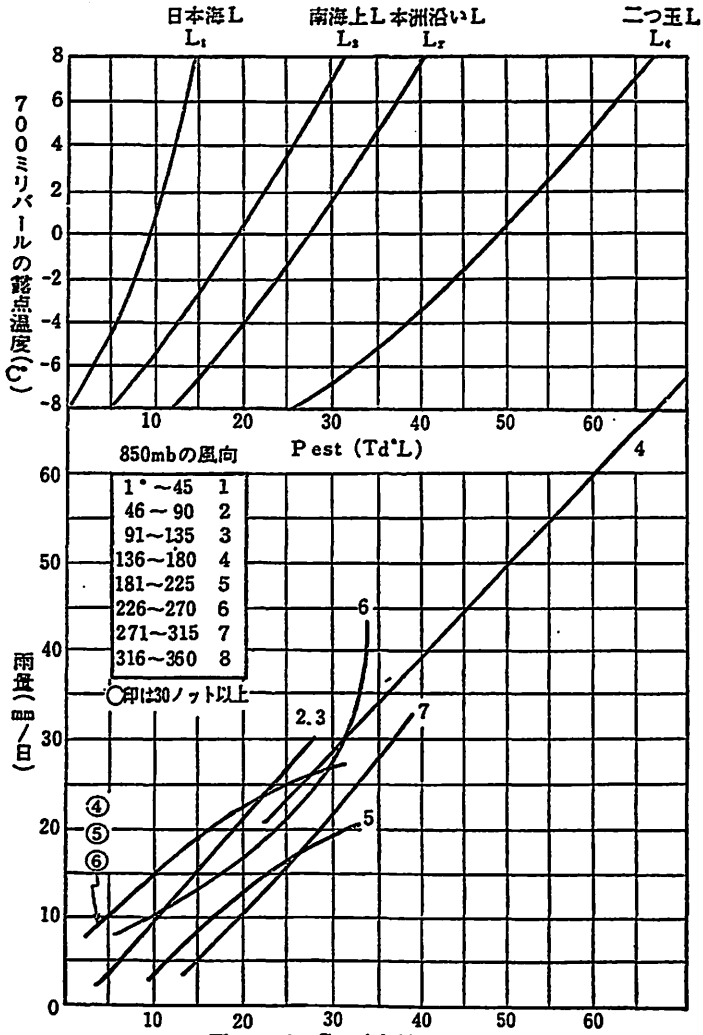


図 4・3・6 Coaxial 法の一例

L₂ : 本洲沿い低気圧

T₂ : 関東地方を通る台風

L₃ : 本洲南海上低気圧

T₃ : 本洲南海上を通る台風

L₄ : 二つ玉低気圧

T₄ : 雷雨

T₁ : 日本海を通る台風

F : 前線性

この型別に全域の平均雨量と各小区域の雨量の比を作ると、それぞれのじょう乱の型がきまれば予測された関東全域の平均雨量をその比に応じて配分して、小区域ごとの雨量分布の推測を行なう。図4・3・5は、 L_1 型、つまり日本海低気圧型の場合で関東全域の平均雨量が10 mm以上のときの小区域ごとの雨量配分を示すものである。この研究では、10 mm以上の場合と以下の場合とに分けてこれが求めている。

ところで、全域平均雨量は、700 mbの露点温度、850 mbの風向、風速および上記のじょう乱の型をパラメータにしてCoaxial法で算定する。図4・3・6は、Coaxial法で求めるための図表である⁴⁾。この図は、27個の例で作られたもので、その精度は十分なものではないとされている。この図の使用法は、まず図の上の部分で700 mbの露点温度と低気圧の進路の型に対応する曲線からきまる点を求め、ここから縦線に沿って下の図へ降りる。

下の図で、850 mbの風向（ここでは、8方位に分けられている）と風速（30 KTS以上と以下）からきまる曲線を選び、それと上の図から降りた縦線との交点を求めると、この点の縦座標が関東全域の平均雨量を与える。

この図にみられるように、第1近似は、ほとんど700 mbの露点と低気圧の進路できまり、風速、風向による層別化はあまり明瞭でない。

4・4 数 値 予 報

1904年、ノルウェーのビャークネスが「力学と物理学の問題としてみた天気予報」という論文で数値的に天気予報を行なうることを論じたのが数値予報の始まりである。

そして、1922年イギリスのリチャードソンは、このビャークネスのアイデアを気象資料の豊富な西ヨーロッパに適用してみた。ところが、実際にはほとんど気圧変化がないときの例をとりあげたにもかかわらず、6時間の気圧変化にして実に145 mbもの気圧変化が計算された。このため、気象力学は大気現象を説明するには有効だが、予報には役立たないという空気が生れ、数値的に予

報することは「リチャードソンの夢」として第2次大戦後にまで持ちこされることになった。

大気中の現象には、4.3でも述べたように、水平方向のスケールでも時間のスケールでも、いろいろのスケールの現象が重なりあっている。天気予報が数値予報により可能となったのは、理論的には、この大気中の諸現象をスケールによって分離して理解できるようになったことによるのである。

水平方向のスケールと時間のスケールを組み合わせることによっていくつかの予報形式がでてくるのであるが、一般には、予報期間が長くなるほど水平方向のスケールの大きな現象が重要となってくるし、また逆に、1日程度の予報を正確に行なおうとすれば中間規模の現象*まで正確に予報する必要がでてくる。

リチャードソンの計算がうまくいかなかったのは、長波*の予測を行なおうとしていながら、実際に計算したのがこれと関係ない気象学的雑音であったからだといわれている。リチャードソンのころは、まだ上層気象観測がなく、そのため長波の存在がまだ確認されておらず、したがってスケールの概念が確立されていなかったのである。1930年代の後半に長波がみつけれられ、さらに1940年代になってノイズを消してわれわれの欲しい長波だけをとりだす方法が発見され、これと電子計算機の発達、北半球の三次元的な気象資料が豊富になったことなどにより、数値予報は急速な発展をとげた。

日本の気象庁では、1959年から電子計算機を用いた数値予報を実用化しているが、そのモデルもいくつかの変遷を経、昭和48年10月1日からはプリミティブモデルと呼ばれるモデルが用いられている。このモデルについて気象庁予報部の資料を用いて簡単に紹介しておく。

このプリミティブモデルが用いられるようになる前の数値予報は、波長が数千キロメートルのいわゆる長波の予報をおもな対象としてきた。しかし、実際の天気図をみていると、ときどき、波長1,000 km内外の小低気圧が発生して大雨を降らせることがあり、このような場合の数値予報の精度はかなり低下し

* 水平波長 1,000 km 程度のじょう乱

** 水平波長 5,000 km 程度のじょう乱

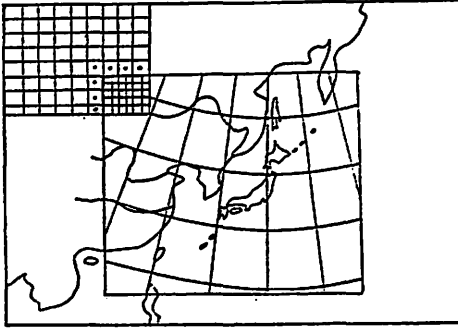


図 4.4.1 アジア地区予報モデルの計算領域

差分の長さの単位としては 152.4 km, 時間の単位としては10/3分が用いられている。この長さの単位は, 1000 km の波長の波に対して必ずしも十分であるとはいえないが, 以前のモデルに比較すると半分に短縮されており, 精度はあがっている。そしてこのような小じょう乱の垂直構造に関連して, 高さ方向の大気層の区分も6層とし, とくに下層の分解能をよくするように配慮してある。

分解能をよくすると, これに伴って計算量が急激に増大するので, これを配慮して予報時間と予報区域がきめられている。予報時間は1日~2日程度, 予報区域は図4.4.1に示すとおりである。図4.4.1の外側の領域は, 内側の領域の境界条件を求めるための領域であり, 格子間隔は 304.8 km, 時間差分は60分とあらくなっており, 内側の領域がプリミティブモデルで予報する領域で, 格子間隔は 152.4 km, 時間差分は10/3分となっている。

高さ方向には, 900 mb 以下, 900~800 mb, 800~700 mb, 700~600 mb, 600~400 mb, 400~200 mb の6層に分割されている。

このモデルを用いることにより, 中間規模以上の大きなスケールの波動の予報が可能となった。予報結果は, 1日2回だされ, 種々の気象要素について, 24, 36, 48時間の予報値が与えられることになっている。前にも述べたように, 集中豪雨のような局所的な激しい現象を, この数値予報により直接予報することはまだ無理である。

てしまうことが多かった。そこで, この程度の細かいじょう乱まで含めて予報することを考慮に入れて新しく工夫されたのがプリミティブモデルである。

気象力学の基礎方程式は偏微分方程式で表わされる。これを数値的に積分するためには差分方程式が用いられる。このモデルでは,

4・5 洪水予報と気象予報

気象業務法および同施行令の定めるところによれば、気象庁は、気象、地震、津波、高潮、波浪および洪水についての一般の利用に適合する予報および警報をしなければならない。さらにまた、気象、高潮および洪水については、水防活動の利用に適合する予報および警報も行なわなければならないことになっている。

気象業務法施行令によれば、この水防活動の利用に適合する予報および警報

表 4・5・1 水防活動の利用に適合する予報および警報

種 類	内 容
水防活動用気象注意報	風雨、大雨等によって水害が起こるおそれがある場合に、その旨を注意して行なう予報
水防活動用気象警報	暴風雨、大雨等によって重大な水害が起こるおそれがある場合に、その旨を警告して行なう予報
水防活動用高潮注意報	台風等による海面の異常上昇の有無及び程度について注意を喚起するために行なう予報
水防活動用高潮警報	台風等による海面の異常上昇に関する警報
水防活動用洪水注意報	洪水によって災害が起こるおそれがある場合に、その旨を注意して行なう予報
水防活動用洪水警報	洪水に関する警報

表 4・5・2 水防活動の利用に適合する予報、警報と一般の利用に適合する予報、警報の関係

水防活動用気象注意報	風雨注意報 大雨注意報
水防活動用気象警報	暴風雨警報 大雨警報
水防活動用高潮注意報	高潮注意報
水防活動用高潮警報	高潮警報
水防活動用洪水注意報	洪水注意報
水防活動用洪水警報	洪水警報

表 4・5・3 予報区の分類と予報、警報

全国予報区(本邦全域(沿岸の海域を含む。)を範囲とするものをいう。)	週間天気予報及び季節予報
地方予報区(二以上の府県を含む区域又はこれに相当する区域(沿岸の海域を含む。)を範囲とするものをいう。)	天気予報, 週間天気予報, 季節予報及び波浪予報
府県予報区(一府県の区域又はこれに相当する区域(海に面する区域にあっては, 沿岸の海域を含む。)を範囲とするものをいう。)	天気予報, 週間天気予報, 波浪予報, 気象注意報, 地面現象注意報, 高潮注意報, 波浪注意報, 気象警報, 地面現象警報, 高潮警報, 波浪警報, 海水予報, 浸水注意報, こう水注意報, 浸水警報及びこう水警報
地区予報区(府県予報区を二以上に分割した区域(海に面する区域にあっては, 沿岸の海域を含む。)を範囲とするものをいう。)	天気予報, 波浪予報, 海水予報並びに気象庁長官の指定する地区予報区を対象として行なう気象注意報; 地面現象注意報, 高潮注意報, 波浪注意報, 気象警報, 地面現象警報, 高潮警報, 波浪警報, 浸水注意報, こう水注意報, 浸水警報及びこう水警報
特区予報区(気象庁長官の指定する市町村の区域(海に面する区域にあっては, 沿岸の海域を含む。)を範囲とするものをいう。)	天気予報, 波浪予報及び海水予報
津波予報区(海に面する二以上の府県を含む区域又はこれに相当する区域(沿岸の海域を含む。)を範囲とするものをいう。)	津波注意報及び津波警報

は、表4・5・1に示すような種類および内容を備えたもので、これらは随時発表されることになっている。われわれが普通受ける注意報、警報には「水防活動用」という文字は付されていないが、これは、気象庁予報警報規程によってつぎの表4・5・2の左欄に掲げる種類ごとに右欄に掲げる一般の利用に適合する予報、警報をもって代えるものとするという規定があるからである。

表4・5・2の右欄に示した予報、警報は、つぎの表4・5・3に示した予報区を対象としてそれぞれ行なわれる。ただし、同表の気象注意報の中には、風雨注意報、大雨注意報、その他の注意報が含まれ、気象警報の中には、暴風雨警報、大雨警報、その他の警報が含まれている。

表 4.5.4 注意報, 警報に関する基準の一例

地方予報区	予報区および予報担当官署				注意報に該当する条件		警報に該当する条件		備 考
	府 県 予報区	府県予 報区担 当官署	地区予 報区担 当官署	特区予 報区担 当官署	雨 mm	洪 水 (雨) mm	雨 mm	洪 水 (雨) mm	
近 畿 地 方	滋 賀	彦 根			70 (平地) 150 (山地)	*100 (平地) 200 (山地)	150 (平地) 300 (山地)	*180 (平地) 300 (山地)	* 一方だけが基準 に達しても行なわ ない場合がある
	京 都	京 都	京 都		70 (平地) 150 (山地)	120	150 (平地) 300 (山地)	200	
			舞 鶴		70 (平地) 150 (山地)	120	150 (平地) 300 (山地)	200	
	大 阪	大 阪			70 (平地) 100 (山地)	100	150 (平地) 300 (山地)	150	
	兵 庫	神 戸	神 戸	姫 路 洲 本	70 (平地) 150 (山地)	100	150 (平地) 300 (山地)	200	
			豊 岡		70 (平地) 150 (山地)	100	150 (平地) 300 (山地)	150	
	奈 良	奈 良			*70 (平地) 150 (山地)	*100 (平地) 200 (山地)	*150 (平地) 300 (山地)	*150 (平地) 300 (山地)	* 山地のみ条件が 充たされても発表 しない場合がある
和歌山	和歌山	和歌山 潮 岬		100 (平地) 200 (山地)	150 (平地) 250 (山地)	200 (平地) 400 (山地)	200 (平地) 400 (山地)		

表4・5・3に示した注意報、警報は、各予報区ごとに一定の基準があり、この基準に達することが予想されるときに発表されることになっている。例として、近畿地方の基準の一部（この他に、風、雪、波浪、高潮、異常乾燥等に関する基準がある）を示すと表4・5・4のようにになっている。近畿地方以外の予報区でも、各担当官署の内規として、こうした基準を作成していると思う。これを知っておけば、注意報、警報が発表されたときに、降雨量についての詳しい目安がつけられるので便利であろう。

水防法にもとづいて定められる、いわゆる洪水予報指定河川は、2以上の都府県の区域にわたる河川または流域面積が大きい河川で洪水により国民経済上重大な損害を生ずるおそれがあるものから指定される。これらの河川の流域区分と気象庁の予報区の区分とは必ずしも一致していない。近畿地方の河川の例でいえば、由良川流域は、舞鶴海洋気象台の担当する地区予報区とはほぼ一致している*ので、その洪水予報のためには舞鶴海洋気象台が発表する気象情報のみでいたい間に合うが、淀川の場合は、2府3県にまたがっているので、いくつかの地区予報区または府県予報区の担当官署の気象情報を総合して利用する必要がある。

水防法によれば、建設大臣および都道府県知事は、洪水または高潮により相当な損害を生ずるおそれがある河川等では水防警報をしなければならないことになっているが、この場合にも上に述べた各種注意法、警報は情報として重要な役割を果たす。洪水予報の場合と同様に、流域区分と気象庁の予報区の区分との関係や、予報区の範囲と担当官署との関係などについては、水防警報担当者はよく認識しておく必要がある。

予報区の区域の詳細とその担当する官署名は、気象庁予報警報規定第2条の別表を参照されたい。

淀川では、7・2で述べるように、建設省近畿地方建設局と大阪管区気象台とが「淀川・大和川洪水予報実施に関する細目協定」といった協定をとりかわし

* 由良川流域のうち、兵庫県に含まれている部分が一部舞鶴海洋気象台の予報区からはずれている。

てその洪水予報作業にあたっては、大阪管区気象台を窓口として淀川流域としてまとまった気象情報が得られるようになっている。

気象業務法に定められている気象予報には、表4・5・1に示したものの他に、一般の利用に適合する予報として、天気予報、週間天気予報、季節予報などがある。

天気予報は、当日から3日以内における風、天気、気温等の予報であり、週間天気予報は、当日から7日間の天気、気温等の予報であり、季節予報は、当日から1カ月間、当日から3カ月間、暖候期、寒候期、梅雨期等の天気、気温、降水量、日照時間等の概括的な予報である。

洪水予報、水防警報を行なうものの立場からみた場合、上に述べた各種の予報の利用の仕方はいろいろであろう。一般的にいえば、最後に述べた天気予報、週間天気予報、季節予報などは、主として、洪水予報態勢の整備計画を作成する場合に役立つものであり、一方、表4・5・1に示した予報、警報は、河川の水位、流量の予測計算と、ダム、堰等の操作方法の検討に役立つものであるといえよう。同じ堰でも琵琶湖のように大きな湖水の水位を調節する堰の操作であれば、より長期の予報が重要な情報となってくるわけであるから、これはあくまで、施設の規模と予報期間との相対的な関係できまってくるものである。

洪水調節用ダムの操作を行なうものが、もっとも切実に望むことは、降雨の開始と終了の時期および降雨強度の予測である。しかもこれらをダム流域とそれ以外の流域とに分けて知ることである。この予測がどの程度まで可能であるかを一般的に明確にすることは困難であるので、それぞれの河川、流域ごとに、詳細な調査研究を行なうことが重要であると思われる。このような調査研究は、気象学的内容をもつものではあるが、ダムや河川を管理するものの立場からする独自の調査研究もやはり忘れてはならないであろう。

このような調査研究は、なかなかむずかしいものであるから、あまり欲ばった目的を設定すべきではないが、洪水調節用ダムを有する河川についてのわれわれの経験からみて、いわゆる二山洪水となるか否かの判断規準を作成するといったことでもできれば、かなり大きなメリットが期待される。7・2で述べる

流川の青蓮寺ダムの洪水調節操作は、この判断に成功して、きわめて大きなメリットを得た例である。

これに対して、洪水調節用ダムを有しない河川の洪水予報、水防警報にとって、表4・5・1に示した注意報、警報は、内容的にはかなり使いやすい形で与えられるといえるが、この場合問題となるのは、河川の流出計算などで用いている流域区分と注意報、警報などで与えられる降雨予報のあらかの關係、流域からの流出時間と降雨の予知時間との關係などである。

特に中小河川は流域が小さいので流出に要する時間も短い。このため、降雨量を知って流出量を計算してから、対策を指示するといった大河川に適用されるような方法はとれないのが普通である。中小河川の数はいくつ多いが、どのあたりの河川が危険で、どのあたりの河川はたいして危険がないかをいちやく察知することは非常に重要である。

中小河川では、未改修の部分が多く、したがって洪水に対して危険な箇所もまた多く残されている。このような河川での水害対策のためには、平常時から水害予想箇所の調査を十分行なって、降雨強度ごとの大まかな水害予想図といったものを作成しておき、気象予報からただちに水害の予想をつけることが可能となるように準備しておくことが必要であろう。

参 考 文 献

- 1) 石原健二：台風の科学，p.17
- 2) 近畿防災気象連絡会：大雨資料，1965
- 3) 矢野勝正：水災害の科学，1971
- 4) Coaxial 法については、たとえば Linsley, Kohler and Paulhus: Hydrology for Engineers, pp.316~321

第5章 洪水予報とダムの管理

5.1 ダムの管理

ダムの管理には、洪水時のゲートの操作、放流に際しての下流への警報の伝達等のほかに、ダムの維持修繕やゲートの塗りかえのようなダムの財物としての管理が含まれているが、ここでは洪水予報に関連する前者について述べることにしよう。

ダムは、大別すれば河川管理施設であるダムと河川工作物であるダムとからなる。

前者は河川の管理のために河川管理者が設置するものであって、洪水調節を主目的とするダムである。これはさらに建設主体や適用法令によって種々に分類されるが、本章の立場からすればこのことはさほど重要でない。

河川管理施設であり、操作を伴うダム（以下治水ダムということにする）については、河川法第14条の規定によって河川管理者は操作規則を定めなければならないことになっている。操作規則に盛り込む事項については、河川法施行令第9条に規定があり、つぎの各号に掲げる事項が定められることになっている。

1. 施設の操作の基準となる水位、流量等に関する事項
2. 施設の操作の方法に関する事項
3. 施設および施設を操作するため必要な機械、器具等の点検および整備に関する事項
4. 施設を操作するため必要な気象および水象の観測に関する事項
5. 施設の操作の際にとるべき措置に関する事項
6. その他施設の操作に関し必要な事項

河川法第14条には、さらに河川管理者がダムの操作規則を定めようとするときには、それが一級河川に関するものであれば関係都道府県知事の、それが二級河川に関するものであれば関係市町村長の意見をきかなければならない旨規定しているが、これはダムの操作が流域住民の利害に大きな関係を有することからして、当然のことといえよう。

つぎに、河川工作物であるダム（以下利水ダムということにする）について述べると、これは発電、かんがい、上工水の供給等を目的とし、河川管理者の許可を得て各事業主体によって設置されたダムである。これらのダムにおいては洪水調節は一般には必要でない。ただ、河川という公共物を前述の諸目的に利用しようというのであるから、その過程において公共に対して害を与えるようなことがないように管理しなければならない。河川法においては、ダムに関する特則を設けて、このことについて詳細に規定している。すなわち、第44条（河川の従前の機能の維持）には、そのダムの設置によって洪水到達時間の短縮等が起り、その結果として河川に備わった自然の洪水調節効果が減殺される場合には、その対策をとるべきことが規定されている。また、水位、流量等の観測（第45条）、ダムの操作状況等の通報（第46条）、放流時の一般に対する周知（第48条）等が義務づけられるとともに、河川管理者の承認を受けたダムの操作規程を準備し（第47条）、管理主任技術者を置いて（第50条）、そのダムの維持、操作その他の管理を適正に行なうよう義務づけられているのである。

さらに重要なものに、洪水時において、河川管理者がダムの操作について災害防止の見地から特別の指示ができることを規定した第52条がある。この条文は、相当大規模な洪水が予想されるときに、予備放流を指示して一時的に洪水調節に利用できる容量を確保し、そのダムによる洪水調節効果に期待しようとするものである。

このように、一般の利水ダムであっても、そのダムの安全を確保するために、あるいは緊急時において災害を防止するために、洪水に関して十分な情報を得ることが緊要であって、洪水予報は治水ダムにおけると同様の重要性を持つのである。

5・2 ダムによる洪水調節

ダムによる洪水調節は、洪水の有害な部分を貯留し無害化して放流することによって行なわれる。簡単のため、ダム直下流の流量を目標にして流量を調節する場合について考えてみよう。

図5・2・1において、流入ハイドログラフのピーク流量を P とし、ダム直下流の地点の許容流量を Q とすると、図の斜線を引いた部分は有害な部分となる。これを無害化するにはダムによってこの部分を貯留すればよく、そのためには同量の貯留容量があればよい。

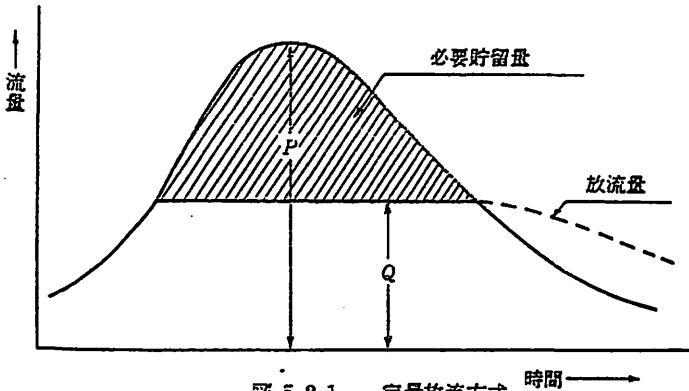


図 5・2・1 一定量放流方式

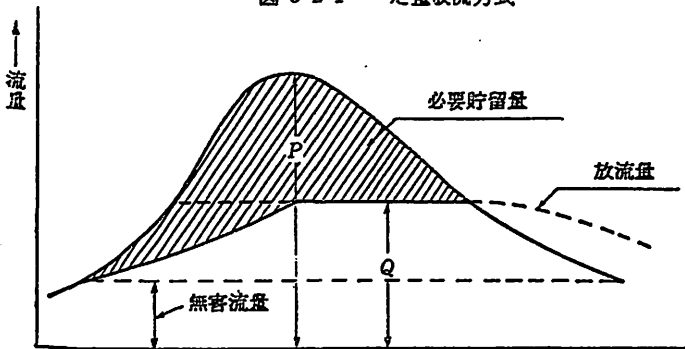


図 5・2・2 一定率一定量放流方式

この方式は、ダムからの放流量が一定量であることから、一定量放流方式とよばれる。しかし、ダム直下流の流量が Q 以下の場合であっても、護岸その他の施設には被害を生じることがあるのに対して、この方式ではそのような場合には全く効果を生じない。この点を改良すべく考えられた方法が、図5・2・2に示す一定率一定量放流方式である。この方式では、流入ハイドログラフがピーク流量に達するまでは、洪水流入量の一定の割合を放流し、その後は一定量 Q を放流しようというもので、流入ハイドログラフのピーク流量が Q 以下の場合においても洪水調節効果を有する反面、ダムの必要貯留量はその分だけ大きくなっている。

現在実際のダムで用いられている調節方式はほとんどこの二つに限られるとあってよいが、理屈のうえからはもっと効率のよい方式が考えられないわけではない。たとえば、図5・2・1の一定量放流の場合であれば、 Q' よりうえの流量の和が丁度ダムの貯留容量に合致するように Q' を定める方式はどうであろうか。同様に図5・2・2に対しても可変率可変量放流方式が考えられるが、このようなことが実際に行なわれないのは

- ① 洪水流出量を前もって正確に知ることができないこと
- ② 予想した流出量よりも実際の流出量が大きかった場合の被害が、無理をして操作をして得る利益に比して大きいこと

の二つの理由によっているとあってよい。

このことは、一面では洪水予報技術の向上に一層の努力をすべきであることを示すものにほかならないが、また一面では、事前に十分検討した結果に基づいて定められた操作規則に基づいてダムの操作を行なうことの、調節効果の確保とダム操作の安全の確保という両面での有利性を示しているのである。操作規則に図5・2・1の方式によるべきことが定められている場合において、流入洪水の総量が計画洪水のそれよりも大きい場合には、貯水池水位の異常な上昇を避けるために、放流量を増加させなければならない。当然のことながら下流においては被害を生じるが、放流前の一般への周知等に遺漏がない限り、ダムの管理者がそのことを理由に責任を追求されることはないであろう。

ダム直下流の改修が進捗しておらず、計画放流量 Q を放流すれば、家屋等に浸水を見ることが予想される場合がある。このような場合には、規定量の放流を行なうのに躊躇する気持が働くのは当然であるが、ダムの管理者は操作規則の命じるところに従って放流を行なうべきである*。臨機の操作は成功すればよいが、失敗すれば大変な結果をもたらすであろうし、よく考えられた操作規則のもとでは、そのような操作によって成功を得る確率は、決して高くないからである。

図5・2・1には洪水後の放流量が点線で示してある。放流量が多ければ多いほど貯水池水面の低下は急速で、引続いて襲来するかも知れないいわゆる2番目の洪水に対しては安全となるが、下流部の流量はいつまでも減少せず、とくに破堤があった場合などにおいては、ダム管理者は怨嗟的になることがある。

操作規則には、このような場合について「すみやかに水位を制限水位または常時満水位に低下させるため、下流に支障を与えない程度の流量を限度として、ダムから放流を行なわなければならない」と定めてあるのが普通である。この場合の問題は、いうまでもなく、「すみやかに」と「下流に支障を与えない程度」とのかねあひにあるのであるが、前述のように破堤が生じたような特別な場合に限らず、判断に苦しむ場合には遠慮なく上部機関の指示を求める姿勢が望ましい。自然現象は全く測り知れない面を持っているし、ダム操作の失敗は、大きな社会的、経済的損失につながり易いから、慎重のうえにも慎重な操作が望まれるのである。

つぎに、ダム直下の地点の流量のみでなく、さらに下流の地点の流量の調節を目的として、ダムの操作を行なう場合を考えてみよう。

図5・2・3において、ダムAからの放流量はダム直下流の区間A～Cの許容流量 Q を上廻らないことを条件に、C地点の洪水ピーク流量を低下させることを目標に操作されるものとする。地点Cより上流の流域が相当に大きく、各支

*下流の状況は、計画放流量 Q を定める場合に十分考慮すべきであって、ダム操作の段階では与えられた操作規則に従うことを第一としなければならない。

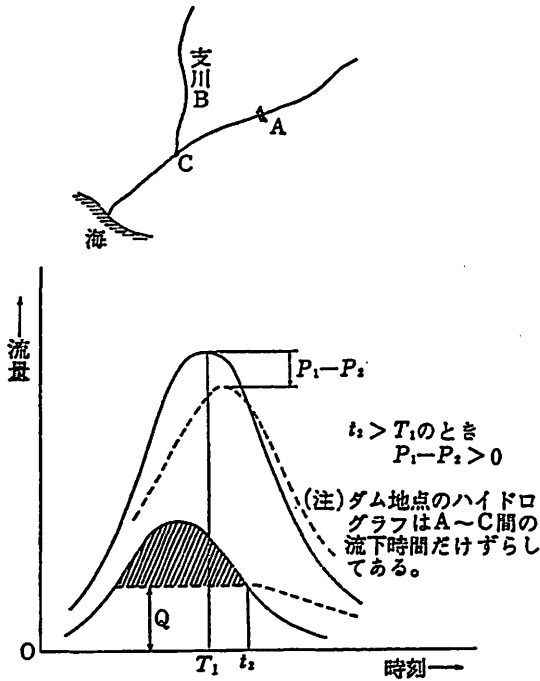


図 5・2・3 下流地点Cの洪水調節

川における洪水の状況が異っている場合には、ダム地点Aにおける洪水のピーク流量を減少させることが地点Cの洪水ピーク流量を減少させることにはならないことがある。

一概にはいえないが、地点Cより上流の全流域に対するハイドログラフのピ

ーク発生時刻において、すでにハイドログラフが減水部に入っているような地点のダムのピーク流量の調節は、地点Cにとってはマイナスの効果となる*。

A～C間の河道の洪水流下能力に十分の余裕がある場合において、地点Cの洪水ピーク流量をできるだけ減じる目的で、図5・2・4に示すようないわゆる鍋底カットが採用されることがある。この方式においては、ダムにおける調節が下流地点の洪水流量のピークに近いところにおいて効果を発揮しなければならないのであるから、計画の段階において洪水到達時間の推定が精度よく行われていることは勿論、ダムの操作の段階においても、その点に十分な注意を払う

*厳密には、ダム地点の流入ハイドログラフと放流ハイドログラフとが交わる時刻に両地点間の流下時間を加えた時刻の方が、地点Cのピーク流量の発生時刻よりも早い場合には、マイナスの効果となる（図5・2・3参照）。

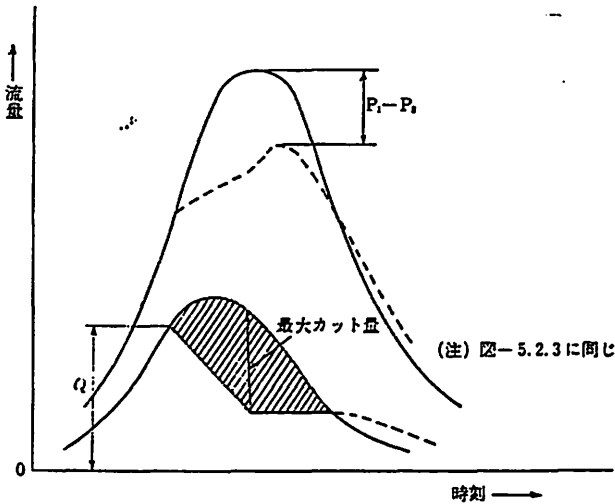


図 5.2.4 鍋底カット方式

必要がある。とくに、雨域の中心が上下流方向に移動するような河川においては洪水到達時間のバラツキが大きいので注意しなければならない。このようなダムの操作が要求される場合には、流域の雨量や流量のデータを集中的に管理し、さらにダム操作の指令をも一元的に出すことが可能な、いわゆるダム統合管理事務所のような組織と、電子計算機に基礎を置く洪水流出計算システムのバックアップが必須であるといつてよいであろう。

5.3 多目的ダムの操作

現在の多くの洪水調節ダムは多目的ダムとして建設せられ、洪水調節以外に発電や上水等の供給を目的としており、ダムの貯留容量は図5.3.1に示すようにこれらの目的毎に分割配分せられている。そうして、これらの容量は相互にオーバーラップしないのが原則であるが、後述するように予備放流を実施することを条件に、発電容量等の一部を洪水調節容量の一部と重複させているものがある。

多目的ダムの採用によって限りあるダムサイトが有効に使われ、また、洪水

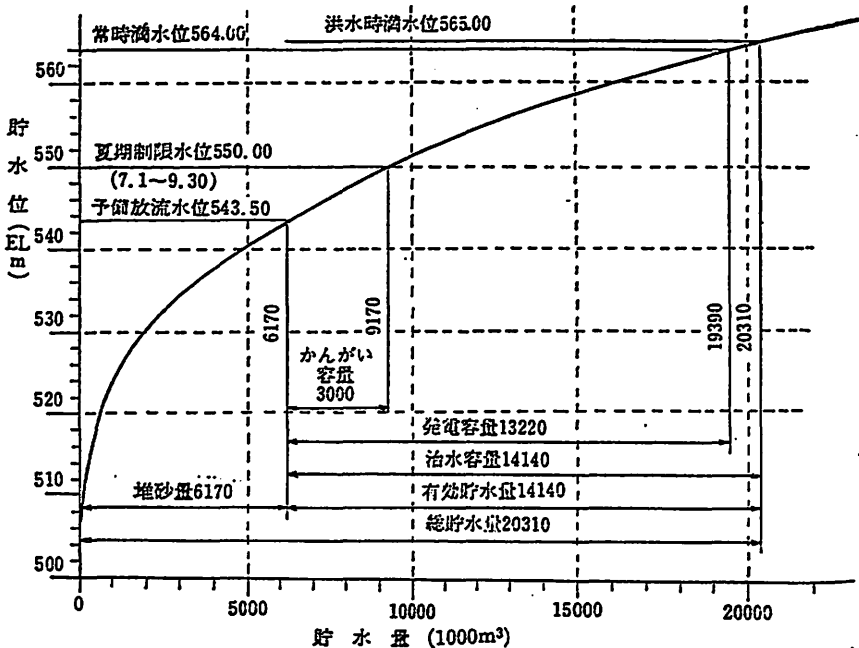


図 5.3.1 利根川水系置原ダムの容量配分

調節の経費をいくらかでも減少させるのに役立っているのであるが、一方では制限条件が増加してダムの操作をむづかしいものに行なわれているのも事実である。このことが痛感せられるのはいわゆる予備放流の存在であろう。

予備放流は、洪水の発生がほとんど確実となった時点で貯水池の水位を低下させ、洪水調節容量を増加させることを目的として行なわれるものであって、洪水調節容量のその部分は、発電のための容量等の、いわゆる利水容量と重複しているのが普通である。そうして、予備放流によって低下した水位は、洪水調節を実施することによって急速に上昇するから、発電等の利水目的に対してはほとんど影響を与えないという前提に立っているのである。

ここで注意しなければならないことは、予備放流にはかなりの時間が必要だということである。いま、ダムの放流能力が $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ で、予備放流によって確保すべき洪水調節のための容量を $1,000 \text{ 万 m}^3$ とすると

$$10,000,000 \text{ m}^3 \div 300 \text{ m}^3/\text{sec} = 9.26 \text{ hrs}$$

すなわち、ほぼ9時間が必要となる。洪水が来襲する9時間前といえば、普通の規模の河川ではやっ前期降雨らしきものが降ったかどうかという程度であり、洪水が果して起こるかどうかは、気象学的な立場から推測するしかない。自信のある操作を行うには、過去のデータの十分な集積と解析とが必要である。そうして、このような解析の結果を背景として、予備放流の開始時期についての細則を前もって準備しておくことが、安全なダムの操作の確保のうえから不可欠であることを強調しておこう。

5・4 洪水予報と治水ダムの操作規則

ダムの管理の重要部分がダム操作規則に従ってなされることは、すでに述べたとおりである。それでは、操作規則においてはどの程度に洪水予報あるいは洪水予測が必要となる作業を、ダムの管理者に対して義務づけているであろうか。治水ダムの操作規則は標準化され、その構成はつぎのようになっている。

〇〇ダム操作規則

- 第1章 総則
- 第2章 貯水池の水位等
- 第3章 貯水池の用途別利用
- 第4章 洪水調節等
- 第5章 貯留された流水の放流
- 第6章 ゲート及びバルブの操作
- 第7章 点検、整備等
- 第8章 記録等
- 第9章 雑則

上記のうちで、洪水予報もしくは予測を必要とする作業が規定せられているのは、第4章および第5章である。この両章およびダムの操作細則の該当する条項を参照しながら、これらの作業の詳細をみていくことにしよう。

1. 洪水警戒体制

その地方を管轄する気象台等から降雨に関する注意報や警報が発せられたときには当然に洪水警戒体制をとらねばならないが、その他の場合においても洪水が予想される場合には、同上の体制をとらねばならないと規定されている。そうして後者の場合については、細則* において

- i 総雨量が〇〇ミリメートルをこえると予想されたとき
- ii 前24時間雨量が〇〇ミリメートルに達した後に、さらに〇時間雨量が〇〇ミリメートルをこえると予想されたとき
- iii 台風の中心が東経〇〇度から〇〇度の範囲において北緯〇〇度に達したとき

のように、具体的に規定されるのが普通であるから、比較的問題となることは少いであろう。

2. 洪水警戒体制時における措置

洪水警戒体制が発令されると、気象、水象に関する観測や情報の収集を密にするほか

- イ 最大流入量、洪水総量、洪水継続時間及び流入量の時間変化を予測すること
- ロ 洪水調節計画をたて、予備放流水位を定めること

が要求せられる。しかし、これらのことが洪水警戒体制に入った許りの時点で精度よくできるはずはないので、洪水の経過に応じて逐次修正していくことになる。方法としては、台風の予想進路と総降雨量との相関から総降雨量を予想し、さらに最大流入量や洪水総量等を予想するほかないであろう。

予備放流水位を定めるとは、どの水位まで貯水池の水位を低下させるかを定めることである。この場合には、放流開始時点における水位に対応する最大放流能力とその今後の変化とを検討のうえ、そのダムの計画の対象となっている規模の洪水がやってきても困らないだけの容量を確保することを目的に、早急

*操作規則を実施するために必要な事項を定めたもの

に予備放流を開始するのがよい。そして、その後の情勢の変化に応じて、放流のテンポをゆるめるなどの措置を講じるのである。

3. 洪水調節

洪水調節の具体的なやり方についてたとえば

- 一 流入量が毎秒〇〇立方メートルに達した後、 $\Delta\Delta$ 立方メートルに達するまでは流入量に等しい量の流水を放流すること
- 二 流入量が毎秒 $\Delta\Delta$ 立方メートルに達した後は流入量が一旦最大に達した後毎秒 $\Delta\Delta$ 立方メートルに減少するまで、毎秒 $\Delta\Delta$ 立方メートルの流水を放流すること

のように詳細な規定があり、操作のうえから流入量の予測等が必要となることは通常はない。しかし、気象や水象の状況から、通常の操作以外の操作がより適当していると考えられるときは、ダム管理者はその操作を行なってもよいことになっている。

これにあたる場合としては

- イ 洪水流入総量の見込みに対してダムの貯留容量に余裕がある場合に放流率を減少させること
- ロ 洪水流入総量の見込みに対してダムの貯留容量が不足する場合に放流率を増大させること
- ハ ロの場合において、規定の予備放流水位より貯水池の水面を低下させ、貯留容量を増大させること

などが考えられる。

イの場合において、もし洪水流入量が見込みよりも多ければ人工洪水を惹起することとなり、ロの場合において、見込みに反して洪水流入量が少なければ、ダムよりの放流水による被害が云々されることになろう。ハの場合も大同小異の危険を内蔵しているが、この場合にはさらに予想した規模の洪水が発生しなかったときに、利水者に対する補償が問題となるかも知れない。

いずれにせよ、通常の操作以外の操作を行おうとする場合には、予測の確実性を期するのは勿論のこと、上部機関の判断を仰ぐ等の措置を忘れてはならぬ

い。事実、建設省の管理下にある治水ダムでは、管理所長はこのような場合においては地方建設局長の事前の承認を受けることを義務づけられている。

4. 洪水調節の後における水位の低下

洪水調節を行なった後は上昇した貯水池の水位を低下させ、引続いて起こるかも知れない洪水に備えなければならない。この場合には下流に支障を与えない程度の流量を限度として放流することが求められるが、つぎの洪水が相当の確実さで予想せられるときには、下流のある程度の支障は度外視して、水位の低下をしなければならない場合もあり得るであろう。

5. 洪水に達しない流水の調節

ダムの操作規則には、洪水調節を行わねばならない場合が、ダムへの流入量を基準として定めてある。しかし、実際問題として、その流入量に達しない場合でも下流の一部の地域が被害を受けることはあり得るから、条件が許せばその調節を行うべきである。これが「洪水に達しない流水の調節」といわれるものであって、それを可能とする条件は、十分な調節容量が確保されており、しかも貯水池の水位が規定の水位以下であって

イ 引続いて洪水が起こる恐れが全くない場合

ロ 引続いて洪水が起こる可能性があるが、洪水が発生する頃には貯水池の水位を規定の水位まで低下させることが可能である場合

のいずれかを満足することである。

6. 貯留された流水の放流

洪水調節のために貯留された流水は、前に述べたように貯水池の水位を規定の水位に保つために放流される。

また、下流の流量が定められた流量よりも減少した場合には、かんがい、上工水等の供給のために貯留水は放流される。

一般のダムの操作規則には、貯留された流水を放流できる場合が、つぎのように定められている。

イ 水位が洪水時満水位をこえるとき

ロ 非制限水位期間において水位が常時満水位をこえるとき

- ハ 水位を制限水位に低下させるとき
- ニ 制限水位期間において水位が制限水位をこえるとき
- ホ 予備放流を行うとき
- ヘ 洪水調節を行うとき
- ト 洪水調節等の後に水位の低下をさせるとき
- チ 洪水に達しない流水の調節を行うとき
- リ かんがい用水等の補給のための放流を行うとき
- ヌ ゲート又はバルブの点検等を行うとき
- ル その他特に止むを得ない理由により放流を行うとき

イは、流入量が予想よりも大きく、ダムの保安上から放流が必要となる場合であって、ダムの計画よりも洪水量が大きかったか、ダムの操作に問題があったかのどちらかが疑われる。この場合の放流量の限度は貯水池への流入量であって、これを超えると人工洪水のそしりを免かれられないので、厳に注意しなければならない。

ロのケースは非洪水期において、洪水もしくは洪水に達しない出水があった場合に、その調節を行った結果として必要となる放流である。

ハは洪水期の到来によって、水位を低下させる場合である。

ホ、ヘ、ト、チの各々についてはすでに説明済みであり、その他のケースについては、とくに説明を要しないであろう。

7. 放流に関する通知

ダムによって貯留された流水を放流することによって、流水の状況に著しい変化を生じると考えられる場合には、危害防止のため関係機関に通報するとともに、放送、サイレンの吹鳴等によって一般に周知させなければならない。

このことは洪水予報と直接の関係はないが、ダムによる洪水調節に関して、しばしば問題となることであるので、とくに触れておく。

5・5 洪水予報とダムの管理

前節までに述べたように、ダムの管理にとって貯水池への流入量を予測することは、もっとも重要な作業のひとつになっている。その洪水がどのような経

表 5・4・1 ダム管理における洪水予測の実際 (森脇¹⁾)

ダム名	予測方法	使用機器	予測所要時間
石淵, 田瀬 湯田, 四十四田	貯留関数法*	電子計算機	10分~15分
鳴子	単位図法 実績流出パターン図	卓上電算機	20分 60分
釜房	単位図法 降雨一流量等相関		卓上電算機 及びデータローガ
藤原, 相俣 園原	貯留関数法*	電子計算機	40分
五十里, 川俣	降雨一流量等相関図 検討中	図表	30分 —
二横山	降雨一流量相関	図表	30分
丸山	降雨一流量相関	図表	30分
矢作	上流水位一流量相関	,	30分
美和, 小洪 天ヶ瀬	上流水位一流量相関 検討中	—	30分 —
猿谷	貯留関数法*	電子計算機	10分~15分
九頭竜	流出関数法	,	5分~10分
菅沢	流出関数法	卓上電算機	2分~5分
柳瀬	単位図法*	,	20分
鶴田	各種相関図による方法*	図表	30分
緑川	降雨一流量相関図	図表	10分
松原下	単位図法	電算機	30分
桂沢	,	,	30分
金山	,	,	30分
岩尾内	,	,	30分

* 降雨予測を行っているダム

過をたどるであろうかということを予想することは、ダムの管理上の諸準備—人員の配置、洪水予報担当機関との連絡、予備放流の実施* 等—のために欠かすことができないからである。しかし、操作規則に定められた方法によらないで洪水調節を行う場合以外には、それが一次的な重要性を持つことはない。換言すれば、流入量の予測は、そのダムの洪水調節操作を操作規則どおり実施できるか否かを確認する意味で重要な意味を持つのである。

よる)

洪水到達時間	摘要
} 3 時間	北上統管**
} 2 時間	利根統管**
2 時間	
5 時間	
3 時間	
1 時間	
3 時間	
約4時間	
約3時間	
12 時間	
3~6時間	
2 時間	
2 時間	
3 時間	
4 時間	
7 時間	

流入量予測の実態を知るために、建設省および北海道開発局が管理している多目的ダムにおいて実施している洪水予測の方法、使用機器等をみると、表5・4・1のとおりである。洪水到達時間は平均3~4時間であるため、解析的な方法での予測は困難であるので、3分の1程度のダムが相関式を用いている。洪水流入量を予測するには降雨量の予測が必要な場合があるが***、降雨予測を実施しているダムは、統合管理事務所の管轄下のものを除けば、2ダムだけである。しかし、これらのダムにおいてもその手法は確立されたものであるとはいい難く、今後の研究にまっところが大きい。

都道府県管理下のダムにおける実態も以上と大同小異であるとすれば、ダムにおける流入量予測にあまり多くを期待することは不可能である。また、これは施設を拡充すればすぐ可能となるものでもない。雨量レーダを中心とする降雨予測機器

*予備放流の実施については、細則に明定されるのが普通である。

***第6章 6.4.3 参照

** 洪水予報業務担当

および手法の研究を進めるとともに、洪水調節ダムの建設と河川の改修とを促進して、現在のダムが背負わされている重荷を少しでも軽減するようにすることが必要である。

参 考 文 献

- 1) 森脇栄一：洪水予報とダム管理について，月刊建設，1973年5月号，pp.73～82

第6章 洪水予報システムの設計

6.1 洪水予報システム

ここでは、洪水予報を実施するために、集められ結びつけられた機械と人間の集まりを洪水予報システムであると定義しよう。

通常、システムの目的は、より狭く小さい目的から広く大きい目的にとらべられ、下位の目的はそれぞれ上位の目的に対して手段となる。たとえば、われわれの場合、洪水予報を行うという目的を持って、「洪水予報を行う」ことは「国民の生命財産の保全をはかる」という目的を達成するためのひとつの手段であり、「テレメータによりデータを集める」ことは洪水予報を行うためのひとつの手段となる。

システムはまた、それぞれの目的の序列に従って上位のシステムのサブシステムとなり、また下位のシステムを統合するものとなる。

システムを構成するものは、機械装置、要員、そして操作手順である。

機械装置とは、目に見える形で存在するもので、雨量計のように情報を検知し変換する装置や通信機のように情報を伝達する装置、また計算機や計算図表のように情報を加工する装置や道具をいう。一般にハードウェアとよばれることが多い。

要員とは、人のことであるが、システムの構成要素として考える時にこのようにいうことにする。要員としては、機械を操作してシステムの目的を遂行するオペレータ、装置の正常な動作を確保するための保全要員、全体を統率する監督者およびその他の補助者があげられる。

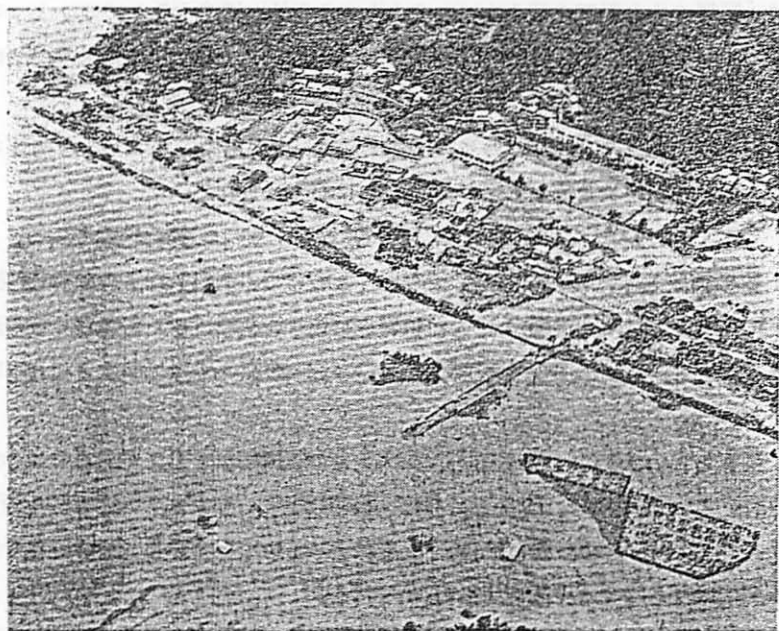
システムというと、ともすれば機械装置の集まりと考えがちであるが、要員はシステムの不可欠な要素である。いわゆる無人装置も順調に働いている時に

は機械のそばに人がいないというだけであって、実際には装置の保全をはかる要員の存在によってシステム全体が機能を果しているのである。

操作手順はソフトウェアと称されることが多いが、これは装置相互の間および装置と要員を結びつける要素である。無人システムは全ての操作手順が組みこまれているシステムであると考えることができる。

操作指図書は文章に表現されている場合もあり、人の記憶に頼ることもありうるが、システムの継続性を考えると、記憶については不確実な能力しかない人間に頼るよりも文章に表現しておくべきである。

以上の機械装置、要員、操作手順が、システムがその目的を果すのに必要となる要素であるが、システムが正常な動作をするにはシステム全体の動作のチェック、装置の整備点検、故障の発見と修理、要員の訓練がサブシステムとして準備されていなければならない。



仁淀川の氾らん（昭 50.8.18）高知県日高村付近（写真提供 四国地方建設局）

6・2 洪水予報システムの設計

6.2.1 システムの目的の設定

システムの設計にあたっては、そのシステムの目的をはっきり認識することが最も重要である。そうして、その目的は明確に、できれば数量的に表現されなければならない。洪水予報システムの目的設定にあたって考慮すべき項目は以下のとおりである。

(1) 洪水予報をどのような行動の決定に用いるか

(例) ダムによる洪水調節

水門、樋管、堰などの操作

水防活動

避難（住民，施設）

(2) どのような種類の情報を提供するか

(例) 最高水位

最高水位の時刻

ある値以上の水位の継続時間

流量ハイドログラフ

水位ハイドログラフ

(3) どの程度の精度が必要か

(4) 許容される予報時間はどれだけか

(例) 1時間以内

30分以内

(5) コスト（予算，人員）はどこまで許容されるか

(6) その他

以上の各項目を明確に表現することが、システム設計の作業を効率的に進めるために第一に必要なものである。

住民や施設の避難のため用いることを考えてみると、開発途上国のなかには治水工事が行なわれず、洪水時には逃げるだけという地域が少なからずあり、日本でも多くの河川で無堤部が残っている。また日本の都市周辺においては、高水敷が高度に利用されるようになり多くの施設が設置されているので、現在は水防法によって義務づけられてはいないけれども、高水敷が浸水するかどうかの予報については今後社会的要請が高まるであろう。

避難という目的に対しては、避難が必要になる時刻と予想される最高水位および継続時間が情報として必要である。これらのうち、最高水位の予測の精度は十分高い必要がある。ただし低平な汭らん原への汭らんや高水敷に水がのるかどうかというように、ある値を越えるかどうか重要な場合には、その付近の水位の予測精度がとくに重要となる。

水位の継続時間予測の精度は水位の予報の精度に比して一般に低くてもよいであろう。許容される予報時間については、避難等に要する時間を見込んで何時間前に警報を発しなければならぬかを定め、逆算して決定する。

水防警報について考えてみると、日本の主要河川においては、有堤部延長が長いが、有堤区間では洪水がある程度以上の規模になると堤体が危険になり水防活動を行うことになる。洪水規模は、河道部では水位で代表させることが一般的で、指定水位および警戒水位が定められている。ゆえに水防団が出勤しなければならぬとされる警戒水位に達するかどうかという点に予報の初期段階における重点がおかれることになる。最高水位の予報は必要であるが、それが堤防高を越える場合には避難の場合と事情が同じになる。許容予報時間は、水防団の出勤に要する時間を基礎として、逆算することとなる。

洪水予報が水門等の操作に用いられる場合については、水防警報と同様であるとしてよい。

洪水予報を洪水調節ダムの操作に用いる場合には流量ハイドログラフの形で情報を与える必要がある。ダム操作については、流量の時間変化の予測精度がよくなれば、貯水容量をより有効に使用できることになる。

つぎに、予算と人員の制限についてであるが、これは原則的には洪水予報に

よって得られる便益の大きさによって定まるといえる。しかし、とくに人員については、洪水予報を行なう組織母体の規模によって定められることが実際には多いと考えられ、個々の場合についてその制限のもとにシステムを設計しなければならない。交代制で終日予報活動が行えるのが理想であるが、現実には困難なことであろう。今後はシステムの省力化をはかり、人間の判断がぜひ必要とされるところに要員を配置する方向で、システムの機械化電算化をはかるべきである。

6.2.2 洪水予報システムからみた洪水の特性

洪水予報システムの設計に際しては、対象となる洪水現象そのものの特質を十分認識しなければならない。つぎに洪水の特性の主要なものを掲げておこう。

i) 継続時間が日単位の現象であること。

大陸の大河川においては、洪水が数箇月の継続時間を有することがある。洪水の伝播速度を毎時10キロメートル（毎秒3メートル弱）として、1,000 kmを流下するのに100日かかるのであるから全体として数箇月となって当然である。しかしこのように長期にわたるものであれば、現象自体は緩慢であり、必ずしも独自の通信網でなくとも、はるか上流の状況が実際の洪水の到着よりはるかに早く通報されるので、技術的な困難はむしろ少ないであろう。

一方、わが国の河川の洪水は、梅雨前線や台風による激しい降雨によって発生する。そうして、前線や低気圧など気象状況による降雨の予測から数えると、洪水が予報地点を流下し去るまで数日間という継続時間を有することになる。

それゆえ、洪水予報システムには、数日間にわたる作業を行うために、人員の交代をみこんだ配置を考慮しておかなければならない。

ii) 現象の最小時間単位は1時間の数分の1であること。

洪水現象の最小時間単位は、河川の規模によって異なる。わが国の現在の洪水予報河川は大河川であって、その場合洪水の水位変動は1時間を単位にして十分よく表現される。しかし、これから洪水予報を行おうとする河川ではたと

えば15分を単位に考える必要が出て来るであろう。

データの収集や処理も当然これに相当して短時間で行なわれなければならない。

iii) 生起頻度が小さいこと。

ひとつの河川についてみると洪水は必ず発生するものであって、たとえば建築物に火災が生ずる確率よりはずっと高いはずであるが、毎年生ずると限ったものではなく、少くとも年度初めにその生起を予測することはできない。それゆえ、洪水予報システムは少くとも洪水期間中は待機の態勢にあるべきであり、しかも洪水期以外においてもそのシステムを保全しておかなければならない。機器は常に機能を維持し、要員は確保されておらねばならない。

iv) 洪水は異常事態であること。

台風にもなる強風や直接に洪水をひき起こす豪雨はデータ通信網を破壊することがあり、停電を起す場合もある。それゆえ、データ通信はもとより演算システムも二段構えにしておく必要がある。

6.3 システムの信頼性

洪水予報システムは、多くの機器、施設、ソフトウェアおよび要員とからなる複雑なシステムである。そうして、複雑なシステムの宿命として故障、作動の不具合等のトラブルに悩まされることが多い。このような現象をひとくちにシステムの信頼性が悪いといっているが、その原因としては、数多くの部品の故障、システム設計やソフトウェアの欠陥、システム保全の不良等々が数え上げられる。このような問題を克服しようとする試みが、すでに第2次大戦中にその萌芽を見せ、1957年に確立せられたといわれる信頼性工学である*。

以来、進歩を続けた信頼性工学は構成部品数 10^6 にも及ぶ宇宙ロケットを成

*この年米国防省に設けられた電子機器の信頼性に関する勧告グループの報告書が提出された。

功させ、また、巨大な電子計算システムをこの世に送り出してきている。

洪水予報システムは、これらのシステムに比較するときわめて小さなものでしかないが、信頼性工学の考え方はシステムの信頼性を向上させるうえで大いに役に立つものである。理論の詳細は専門書¹⁾に譲ることとして、考え方のあらましを以下に紹介することにしよう。

6.3.1 機器の信頼性

ひとつのシステムの信頼性を論議する際には、まずそれを構成する機器の信頼性を十分に検討しなければならない。機器の信頼性はシステム全体の信頼性を左右するものであるからである。

ところで、一般の機器の信頼性の根本となる故障率は、使用時間の経過に従って図6.3-1のように変化することが知られている。

ゾーンIに対応する部分は初期不良の期間であって、その機器を配備する前に十分の試運転を行ない、あるいはエージングを行なうことによって、実用配備下における故障の多発を防止することができよう。

ゾーンIIIに対応する部分は逆に機器の耐用年限が尽きたことを示すものであって、多くの構成部品は磨耗、消耗等によって物理的に不良となる。

ゾーンIIに対応する部分は安定期ともいうべき期間であって、機器の故障はランダムに発生し故障率はほぼ一定である。システムの信頼性はこの期間を対象にして計画せられ、この期間を外れるにいたった機器は更新せられることとなる。

テレメータのように、多数のコンデンサ、抵抗、半導体等によって構成される電子機器に対しては、信頼度に関する指数法則が成立

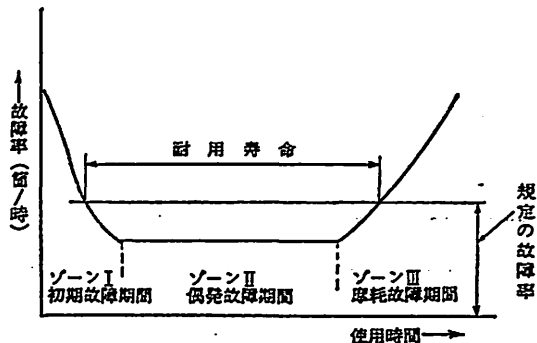


図 6.3-1 故障率と使用時間

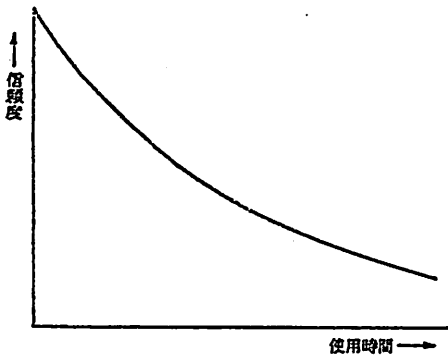


図 6-3-2 信頼度と使用時間

する。すなわち、機器の信頼度 R は使用時間 t の経過に従って図に示すように指数関数的に低下するのである。数式で示すと

$$R = e^{-rt} \quad (6.3.1)$$

ここに r は機器の故障率（不良発生時間率）である。

(6.3.1) 式は個々の部品について

も成立するから、これを部品に対して適用し、 n 箇の部品からなる機器の信頼度を求めてみると

$$R = e^{-r_1 t} \cdot e^{-r_2 t} \cdots \cdots e^{-r_n t} = e^{-(r_1 + r_2 + \cdots + r_n)t} \quad (6.3.2)$$

が得られる*。ここに r_1, \dots, r_n は各部品の故障率であるが、ごく普通の半導体やコンデンサ等のそれは 10^9 時間当り** 5~10 程度である。なお、ひと昔前の電子機器の主役であった真空管の故障率は、航空用の高信頼度のものであっても、 10^9 時間当りにすると 2×10^5 という高い値を示していた。

表 6-3-1 信頼度の時間的变化

(n=2000)

経過時間	信頼度
1年	0.516
2	0.839
3	0.769
4	0.704
5	0.645
6	0.591
7	0.542

いま、部品数を1台の無線送受信装置を例にとって2,000 箇とすると、信頼度の時間的变化は表 6-3-1 のようになる。このシステムは3年後には4台に1台は故障をするであろうことが予想されよう***。

以上の考察から、機器の信頼度を高めるには、つぎのような方法があることが想像される。

*6.3.2 節参照

** 10^9 時間当りの故障率を ft という。

***1日24時間使用した場合、12時間使用ならば6年後となる。

- (1) 部品の信頼度を高くする。つまり、部品の故障率を小さくする。
- (2) 構成部品やハンダづけの箇所数を少なくする。
- (3) 機器の更新を早期に行なう。

第1の方策は機器メーカーにおいて常時努力中のものであって、個々の部品の製造、検査体制の改善、真空管から半導体への転換、さらにはIC(集積回路)の採用等が行われている。

第2の方策はますます高度化する機器への要求を考えると、実際には採用し難いものである。個別部品で構成することをやめてICを採用する方策は、ハンダづけの箇所数を減らすうえでも効果が大きく、この範疇に属するものとしてもっとも有力な手段であるといえる。

第3の方策はいうべくしてなかなか採用困難なものであるが、機器が湿気その他によって早期に劣化しないように保全点検を十分行うことや機器の無用時の運転を停止する等の延命策も、この系列のものとして考慮に値するであろう。

以上の説明は、1箇の機器に対してのみでなく、機器の集合体であり、さらにソフトウェアやオペレータを含めた一般のシステムに対しても適用することが可能である。しかし、システムのレベルになると、つぎに述べる冗長化、フェイルセーフ等の考え方が有力な手段として登場する。

6・3・2 システムの信頼性

システムの信頼性を論じる前に、信頼性を定量的に示す言葉である信頼度の定義を導入しておこう。JIS Z 8115 によれば、信頼度とは「系*、機器、部品などが、規定の条件の下で、意図する期間中、規定の機能を遂行する確率」であるとされる。つまり、信頼度とは、抽象的な信頼性という言葉の周囲の条件を規定して、これに定量性を持たせたものである。なお、英語では両方ともに reliability という。

*システム

ところで、それぞれ信頼度が R （ゆえに不信頼度 F が $1-R$ ）である二つの要素からなり、これが直列に連結されたシステムの信頼度を考えてみる。これは図6・3・3の等価モデルで示され、直列（series）システムとよばれる。

直列システムでは、どの要素が故障を起こしても入力～出力関係は故障する。それゆえ、信頼度は R^2 、不信頼度は $1-R^2$ となる。

二つの要素が並列に接続されたものは並列（parallel）システムとよばれる。この場合には、図6・3・3に示すようにひとつの要素の故障がシステム全体の故障につながらない。つまり、この系が故障を起こすのは二つの要素が同時に故障した場合であるから、このシステムの不信頼度は F^2 、信頼度は $1-F^2$ となる。このように、直列システムと並列システムとでは、信頼度と不信頼度とがいれかわった形となっており、相互に双対（dual）であるといわれる。

例題として、図6・3・4に示す同型のスイッチ2箇が直列に接続されたシステムを考えてみよう。このスイッチ単体の信頼度は表6・3・2に示すとおりであるとする。

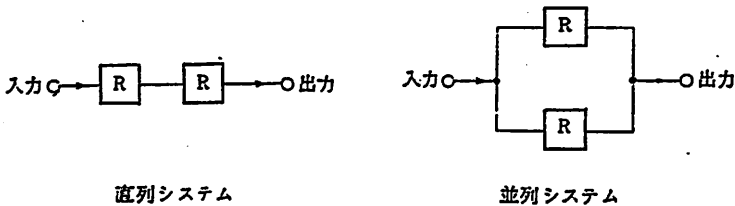


図 6-3-3 直列システムと並列システム

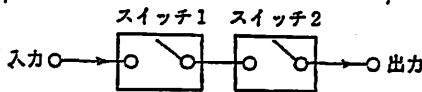


図 6-3-4 スイッチシステム

表 6-3-2 スイッチの信頼度

位置	断である確率	接となる確率
断(OFF)	$R_{OFF}=0.98$	$F_{OFF}=0.02$
接(ON)	$F_{ON}=0.02$	$R_{ON}=0.98$

(1) 断の場合の信頼度

この場合は全体から、両方のスイッチが誤動作して同時に接となる確率を差引いたものである。すなわち

$$1 - F_{ON}^2 = 1 - 0.02^2 = 0.9996$$

(2) 接の場合の信頼度

この場合には両方のスイッチが接である確率から、どちらかのスイッチが誤動作により断となる確率を差引いたものである。すなわち

$$\begin{aligned} R_{ON} \cdot R_{ON} - (F_{OFF} + F_{OFF}) &= R_{ON}^2 - 2F_{OFF} \\ &= 0.98^2 - 2 \times 0.02 = 0.9204 \end{aligned}$$

この例は断と接とでシステムの故障のあり方が異なる場合である。つまり、図 6・3・4 を等価ダイアグラムで表わすと図 6・3・3 と同様になり、スイッチ断の場合は直列システム、スイッチ接の場合には並列システムとなっている。このシステムはスイッチを断にしたときの信頼度を高めることを意図したものである。

6・3・3 冗長システム

並列システムの片方の要素は機能のうえからは必ずしも必要でないが、信頼度の向上のためには大いに役立っている。このように同じような機能を持ついくつかの余分の要素をつけ加えて信頼度を上げようとするシステムを冗長システムとよぶ。商用電源に加えて非常用自家発電装置を備えることはその最たるものであるといえよう。

冗長システムの方式に大別して二つがある。すなわち、待機冗長方式とオンライン冗長方式とである。前者は非常用自家発電装置のように、停電時にそれを検知してそれに切替えるものであり、後者は前述した並列システムのように常時作動しているもので、双発以上の航空機のエンジンシステムがその例に入るであろう。

待機冗長方式を有利とするのは、故障の検知および切替えのための装置の信頼度が十分高く、待機中における要素の信頼度の低下がオンラインの場合に比較して小さい場合である。

通常の場合、もっとも信頼度の高いシステムは、待機中に十分の保全が加えられる待機冗長システムであり、ついで通常の待機冗長システム、並列システ

ムの順である。しかし、厳密には個々のケースについて十分検討する必要がある。

なお、形は冗長システムであっても、単一の原因で両方の要素が故障を起こすような場合には折角の冗長設計が効果を発揮しない。これを故障相関があるという。

6.3.4 フェイルセーフシステム

故障や操作ミスがあってもそれがある限度以内であれば、通常の作動に影響しないシステムをフェイルセーフ (fail safe) システムという。身近かなものでは、フィルムを捲き上げないとシャッタの押せないカメラの機構がこの例である。また乾電池を使用する機器では、その極性を逆にして取り付ける場合があるが、トランジスタやICを使用した機器では瞬時に破壊する。これを防ぐた

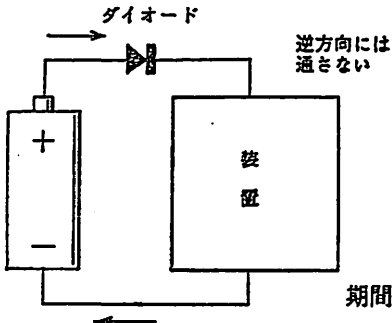


図 6.3.5 電池の極性

めに機構上逆には取り付けられないようにしたり、図6.3.5に示すようにダイオードを挿入して逆方向に電流が流れないようにしている。これもフェイルセーフシステムである。

洪水予報システムには、破損すると短期間では修理できないような電子計算機をはじめとする種々の機器が含まれているので、システムの保安の立場からもフェイルセーフの思想を十分取り入れる必要がある。

6.3.5 保安を伴うシステム

修理の可能なシステムを保安を伴うシステムという。

保安に関しては、(1)そのシステムが保安を受け易い設計になっているか、(2)保安を行う技術者が十分配置されているか、(3)保安に必要な機器や施設が備えてあるかが重要なポイントとなる。

保安は、システムが故障してから保安する事後保安と、故障前に点検取替を

行う予防保全とに大別される。

洪水予報システムを構成する種々の要素は、保全を伴うものと考えてよい。しかし、1年のうちでせいぜい数箇月以下の期間でしかない洪水時に、その全能力を発揮させることが要求されるという点と、修理要員および修理施設の点から、予防保全を重点とすべきであることは明らかである。ただし、通信の中継施設や中継所等では、事後保全の能力を持つ方が有利であろう。

6・4 洪水予報方式の選定

洪水予報システムの設計にあたっては、まずどのようなやり方で予報を行うかを決定しなければならない。

わが国の一般の河川においては、上流部に対しては雨量の観測値から流量を予測し、下流部に対しては上流部の水位から下流部のそれを予測する、という方法が採用される。表6・4・1は水防法第10条2項の規定によって洪水予報が実施されている主要17河川について、予報方式等をまとめたものである。これを見ると、すべての河川において、上流部に対しては雨量を基礎とする方式、すなわち、雨量水位相関、単位図、貯留関数等が用いられ、その結果を上下流の水位相関を利用して、下流部の水位に変換するというやり方がとられている。木曾川、天竜川、阿賀野川等では、そのほかに雨量流量相関、流量相関、流量水位相関が用いられているが、これは多くのダムが存在すること、支川が多いこと等の理由によるのである。

表6・4・1に掲げた河川以外の状況をもみても基本的には同様で、規模の小さい河川では時間的に雨量を基礎とする方法しか採用できないという点が異っているだけである。

このように、予報方式を決定するもっとも有力な因子は

(1) 河川の大きさ

流域面積、流路延長、支川数

(2) ダム等の施設の有無

表 6.4.1 主要一級河川の洪水予報システム

(昭和50年 3月現在)

河川名	流域面積 km ²	水文観測施設数		洪水予報方式		摘 要
		雨量計	水位計	予報手法*	演算方式	
筑後川	2,860	15	14	RH, HH	計算図	50年度より中型電子計算機に変更 同 上 50年度より電卓 YHP 21 に変更 電子計算機導入を検討中 50年度より上流部は電卓を採用 水位計は有線テレメータを含む
太田川	1,690	13	16	STF, HH	電卓SOBAX 2700	
吉野川	3,650	20	12	RH, HH	計算図	
紀ノ川	1,660	9	11	UG, HH	計算図	
大和川	1,070	5	3	共軸相関**	計算図	
淀川	8,240	39	40	STF	FACOM 230-35	
山良川	1,880	7	8	STF	電卓 YHP 21	
木曾川	9,100	44	39	RH, HH, RQ, QH	計算図	
天竜川	5,090	34	24	RH, HH, QQ, QH	計算図	
利根川	16,840	37	73	RQ, HH, STF	TOSBAC 3400	
荒川	2,940	9	18	RH, RQ, HH	計算図	
信濃川	12,050	14	21	RH, HH	計算図	
阿賀野川	7,340	4	4	RH, HH, QQ, HQ	計算図	
阿武隈川	5,400	2	7	UG, HH	計算図	
最上川	7,040	9	15	UG, HH	計算図	
北上川	10,250	46	41	UG, 河道追跡***	FACOM 230-35	
石狩川	14,300	25	13	STF	NEAC 3200-30	

* 略号はつぎのとおり

RH: 雨量水位相関, HH: 水位相関, STF: 貯留関数, UG: 単位図, RQ: 雨量流量相関, QH: 流量水位相関, QQ: 流量相関

** 累加雨量, 3時間雨量強度, 降雨継続時間, 前期無降雨日数を要素とするもの

*** 洪水流の基礎方程式を簡略化したもので追跡

(3) 予報に必要とされる時間的余裕

避難、水防、データ処理、予報作業および予報伝達作業に必要な時間であるとしてよい。ダム等の施設の有無が関係するのは、ダム等の施設があると、その管理のためにダム貯水池への洪水流入量の予測値が必要となる場合があり、しかも人為的な操作が加えられるので、ダム地点を一つの区切りとする予報方式が必要となるからである。

予報方式を決定する第2の因子は、必要とされる予報の精度であろう。予報方式による精度の差については十分なデータがないが、降雨による洪水流出の予測については単純な相関を基礎とするものに比して、他のいくつかの因子を加えた共軸相関の方が精度がよく、さらに単位図や貯留関数等による流出計算を基礎とするものの方がすぐれている。洪水流下区間における洪水波形の変形については、洪水流の基礎方程式の積分による追跡、もしくは貯留法*による追跡が、水位相関その他の単純な方法に比してすぐれているとは、必ずしも断定できない。それゆえ、精度面の要求からの予報方式の決定は、現段階では上流部に対する降雨を基礎とする洪水流出の予測方式のみに関係するといえる。

洪水予報方式を左右する第3の因子は、それに投入することが可能な原資の多寡である。

水文観測施設についてみると、現在わが国でもっとも広く用いられている、40 MHz 帯のテレメータ方式の観測所の建設費および維持費は表6・4・2に示すとおり相当に高額である。また、データ処理施設にしても中型の電子計算システムを採用すると、年間のレンタル料は数千円のものオーダであるが、桌上電子計算機（電卓）を用いると年間数十万円**しかかからない。

水文観測所の数をいくつにし、データ処理施設として電子計算機を採用するか、桌上電子計算機を用いるかは、予報方式の問題というよりも、予報システム全体の設計の問題であるというべきであろう。そうして、この問題は洪水予

*マスキング法、貯留関数等の総称

**電卓1台を200万円として5年間で償却するとすれば年間40万円となる。

表 6-4-2 水文観測所の建設費と維持費*

	雨量観測所	水位観測所
収容施設	900千円	900千円
観測機器	600	6,500
テレメータ装置	1,540	1,800
据付調整	500	500
その他	1,000	1,000
建設費計	4,540	10,700
維持費	95千円/年270千円/年	

* 用地費を含む。 昭和50年平均価格

報の経済効果によって決めるという

よりも、現在投入可能の原資がどの程度であるかを考慮し、暫定的なシステムによって予報業務を実施しながら、逐次完全なシステムに移行するという立場に立って検討するのを可とすべきであろう。

以上の検討結果から、洪水予報方式の選定は、(3)の予報に必要とされる時間的余裕にもっとも重点をおいて考えるべきであることが明らかと

なったので、つぎに時間的余裕の各項目について検討を加えることにしよう。

6.4.1 避難、出勤等に必要な時間

洪水予報（あるいは水防警報）が、予報される事象の生起の何時間前に伝達されねばならないかということに関しては、水防法等関係法令にも明文の規定がない。しかしながら、その予報が意味を持つためには、おおよそ次表の値を基準とする時間的余裕を考慮して予報をすべきである。適切な予告とは、大洪水が予想され、避難命令（水防については出勤命令）が出る可能性が認識せられる程度の警報があった場合をいい、おおよその準備ができていると考えられるので、余裕は少なくともよいとしたのである。また、この場合の30分は、家を出て小学校の講堂等安全なところまで徒歩で避難するのに要する時間を20分と考えているのである。それゆえ、避難場所が遠く離れている場合には、さらに長い余裕が必要であることは当然である。

水防警報については、危険箇所に対して水防作業を実施するために出勤する場合を考えている。現地到達時間とは、準備されている運搬、交通手段によって、現地に到達するのに要する時間をいうのである。

洪水予報および水防警報は関係行政機関、報道機関等に伝達され、その後

表 6・4・3 洪水予報および水防警報の時間的余裕*

	適切な予告があった場合	予告なしの場合
洪水予報	30分	1時間
水防警報	10分+現地到達時間	20分+現地到達時間

* 上記には予報伝達のために必要な時間は含んでいない。

一般市民や水防団に通報されるのであるから、そのために必要な時間をさらにこれに加えなければならない。この時間は普通は30分と考えてよいであろう。通信手段の完備していない地方に対しては、実情に応じた時間を計上すべきことはさきの場合と同様である。

【例題1】

ある河川の基準地点に対する洪水集中時間は過去の主要な洪水の統計によると、平均値2時間、標準偏差0.4時間であり、通信連絡に必要な時間は数回の通信訓練の結果では、平均値0.75時間、標準偏差0.3時間であった。

洪水予報システムの計画に際して洪水予報作業に当てることのできる時間、すなわち洪水集中時間－通信連絡時間はいくらか。ただし、両方ともに正規分布に従うものとし、計画安全度**は95%とする。

【解】

二つの正規分布 $N_1(3.00, 0.40^2)$, $N_2(0.75, 0.30^2)$ の差の分布は $N_{1-2}(3.00-0.75, 0.40^2+0.30^2)$ となるから、分布 N_{1-2} は $N_{1-2}(2.25, 0.50^2)$ となる。

正規分布の95%の限界値***は、正規分布の表から 1.65σ である。

求める洪水集中時間－通信連絡時間の計画値は

$$2.25 - 1.65 \times 0.5 = 1.425 \approx 1 \text{ 時間 } 25 \text{ 分}$$

となる。

これを各々独立に計算して差を取るというやり方で求めてみると

**計画以下におさまる確率を95%とすることを意味する。

***片側限界値（正規分布の片側の裾を5%としたもの）

集中時間	2.34時間
通報時間	1.25 (—)
—————	
	1.09≒1時間5分

となり、20分ほど短くなる。理論上は前者の方が正しい。

なお、洪水集中時間は、洪水のピーク流量が大きくなるにつれて短くなる傾向があるから、データの解析に際しては十分注意しなければならない。

6.4.2 データ処理、予報作業に必要な時間

最近の進歩したテレメータシステムや電子計算システムを前提とすれば、予報作業等に必要な時間は30分ないし1時間としてよい。あるいは逆にこの程度の時間で諸作業ができるように、システムの設計をすべきであろう。

20箇所の雨量テレメータのデータを逐次呼び出して収集することは、通常3分で可能である。このことは、雨量を基礎として予報をするシステムにおいては、残余の作業を27分ないし57分で行うことを意味するのであるが、これは決して不可能ではない。建設省が昭和48年に開発した建河73型洪水流出計算機示様書*によると、流域を5分割して貯留関数法によって計算する場合、せいぜい10分程度ですべての計算ができることとなっている。

洪水予報作業には、このほか関係行政機関もしくは上部機関との協議と、予報文の作成作業とがあるが、これらに要する時間は、前者については通信回線の整備、後者については前もって様式を定めておくこと等によって、かなり短かくすることができるものと考えられる。

以上の時間の合計を予報必要時間と名づけ、Tで表わすことにしよう。

6.4.3 洪水予報等に要する時間による予報方式の検討

以上の検討結果を表にして示すと表6.4.4のようになる。つまり、洪水予報の場合には1時間40分～2時間10分、水防警報の場合には(1時間20分～1時間30分)+出勤時間だけ先の事象について予報を行うことが要求されるのであ

*巻末付録参照

表 6.4.4 洪水予報等に要する時間の総括表

番号	項目	洪水予報	水防警報
①	データ収集	分	分
②	予報計算	30	30
③	関係機関協議	5	5
④	予報文作成	5	5
⑤	予報伝達	30	30
⑥	避難, 出動のための余裕時間	30~60	10分~20分+出動時間
計	T	100~130分	80~90分+出動時間

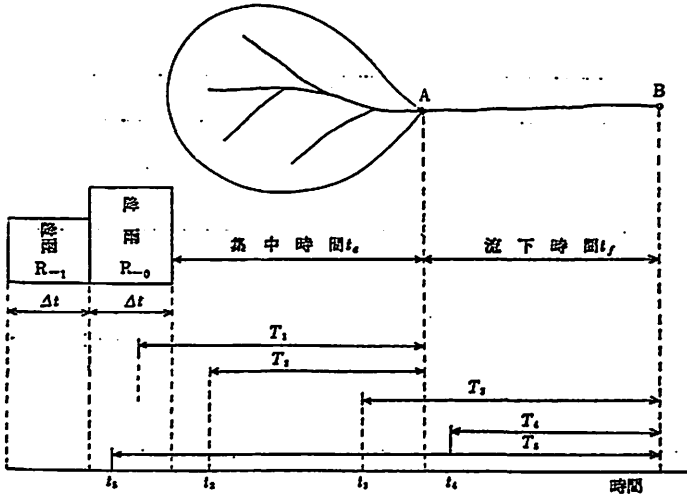


図 6.4.1 洪水流出過程と予報必要時間 T

る。

一方、洪水の生起過程を降雨、集中、流下の3過程に分けて、上記の結果と対比してみると図6.4.1の3箇のケースとなる。

ケース1は、予報基準点 A に対して予報をする場合、予報必要時間 T_1 よりも集中時間 t_c が短い場合である。この場合には、予報作業の開始時点 t_1 が降雨の区間に入っているため、降雨の予測が必要となる。なお、この場合に

は降雨 R_0 の予測のみでよいが、 t_1 が R_{-1} の区間に入っておれば、 R_{-1} の予測が必要となること当然である。

ケース2は、同上的場合で T_2 よりも t_c が長い場合である。この場合には、予報開始時点は洪水集中の過程に入っているから、観測された降雨を基礎にして、洪水流出量を予測すればよい。

ケース3は、さらに下流部に位置する予報基準点 B に対して予報をする場合で、予報必要時間 T_3 よりも集中時間 t_c と流下時間 t_f との合計値が長い場合である。この場合には、予報作業は観測された降雨を基礎とする洪水流出量の予測値を、下流部への洪水の流下特性によって変形して予報をすることになる。

表 6.4.5 洪水予報方式選定チェックリスト

番号	項目	答
洪水	① 予報地点はどこか	上流④地点 下流⑤地点
	② 洪水集中時間 t_c はいくらか	2時間 —
	③ 洪水流下時間 t_f はいくらか	— 3時間
避難	④ 洪水氾濫区域はどこか	別図①のとおり
	⑤ 避難場所はどこか	同 上
	⑥ 最大避難所要時間はいくらか	30分
水防	⑦ 危険箇所(要水防箇所)はどこか	別図①のとおり
	⑧ 水防団の待機場所はどこか	同 上
	⑨ 最大出勤所要時間はいくらか	20分
通信	⑩ 通信連絡系統はどうなっているか	別図②のとおり
	⑪ 最大連絡所要時間はいくらか	30分
予報時間	⑫ データ収集、予報計算時間はいくらか	30分
	⑬ 関係機関協議、予報文作成時間はいくらか	10分
	⑭ 予報必要時間はいくらか (⑥+⑪+⑬+⑮+10分または⑨+⑩+⑬+⑮+10分)	避難 110分 水防 100分
予報方式	⑮ 降雨予測は必要か (②>⑭なら不必要, ②<⑭なら必要)	不必要
	⑯ 降雨による流出予測は必要か (③地点では③>⑯なら不必要, ③<⑯なら必要)	④地点 必要 ⑤地点 不必要

ケース4は同上的場合で T_4 より t_f が長い場合である。この場合には予報は A, B 両地点間の洪水の流下特性のみを基礎にして予報を実施すればよいことになる。

特殊なケースとして、 B 地点に対する予報必要時間 T_5 が降雨の区間に入る場合、つまり、 B 地点に対する予報に降雨の予測を必要とする場合がある。このようなケースも、理論的には十分考えられるが、現在の降雨量予測技術の程度と計算の複雑さを考えると、システムに検討を加え、ケース1、ケース2もしくはケース3に帰着させるのが望ましいであろう。

表6・4・5にこれまでの検討結果をまとめて作成した、予報方式選定のためのチェックリストを掲げておく。

6・5 雨量観測所の配置

雨量計には普通雨量計、自記雨量計、積算雨量計があるが、洪水予報のためには通常自記雨量計が使われる。自記雨量計としてはサイホン式のもの長く使われてきたが、テレメータ化に伴い、観測値の信号化に便利な転倒マス型のものが多く使われるようになってきている。

洪水予報のためには、テレメータ化された観測所が情報伝達の迅速性を確保するうえからぜひ必要である。しかしながら、テレメータ化された観測所は極めて高価であるから、観測所数をできるだけ少なくして、所要の情報を得ることを考えねばならない。これがいわゆる雨量計の配置問題である。これについては多くの研究があるが、いずれにしても観測情報に関する経験的な事実に基づき置くのみに過ぎず、全面的にそれらに依存するのは危険であることを指摘しておきたい。

雨量計の配置を考えるにあたって、まず検討しなければならない事項は相互に関連するつぎの各項目である。

- (1) 許容観測誤差
- (2) 上記を満たすために必要な観測システム

(3) システムの一部が故障した場合のバックアップ

(4) システム維持の難易

(5) 所要経費

6.5.1 所要観測密度

雨量観測に要求される精度は、あくまで洪水流出との関連で評価すべきである。つまり、時間雨量を用いて洪水流出の推計が行われている流域において、日雨量のデータを基礎として精度の検討を実施しても、それは単なる参考資料の域を出ることはないのである。このことは看過されていることが多いので特に指摘しておきたい。

真の雨量は理論的には不可知であるから、実用上は最大の観測所数を用いて得られた流域平均雨量をもって、真の雨量であるとし、これからの偏りを誤差と考えることが行われている。

雨量の観測値を用いて洪水流出量を計算するためのシミュレータの誤差は

$$S^2 = \frac{1}{T} \sum_{t=1}^T \left(\frac{Q_o(t) - Q_c(t)}{Q_p} \right)^2$$

の形で表わした場合、よく検討された常数を用いると 0.03 のオーダーであり、洪水のピーク付近での誤差は ±20% 程度と推定されている*。

洪水流出量の推算値の誤差と雨量観測値の誤差との関係は、シミュレータの性質によって異なる。貯留関数をシミュレータとして用いる場合について検討してみると、貯留関数法では流出率は飽和雨量の前後を問わず、雨量について線形となっているが、有効雨量を流出量に変換する過程は非線形になっている。それゆえ、降雨量を有効雨量に変換する過程では、雨量観測値の誤差はそのままの大きさと伝播するが、降雨量観測値の誤差が偶差**であれば問題は少ない。しかし、洪水予報の立場から考えると、危険側の推定値を用いる方が望ま

*第3章 3.3.1 参照

**偶発的な誤差。平均値 0 の正規分布に従う。

しいから、図6.5.2*を用いるとすればそのプラス側の包絡線を流域平均量を求める際の変換式として、採用するようすべきであろう。

流出量への変換過程における雨量の誤差の伝播は、図6.5.1**に示すように、同じ大きさの誤差であっても流量の大きい時期に対するものの方が流量に与える影響は大きくなる。この場合においても、雨量の誤差が偶差であれば問題は少ない。しかし洪水のピーク時期には誤差をできるだけ小さくする工夫、たとえば電話連絡等を利用して、

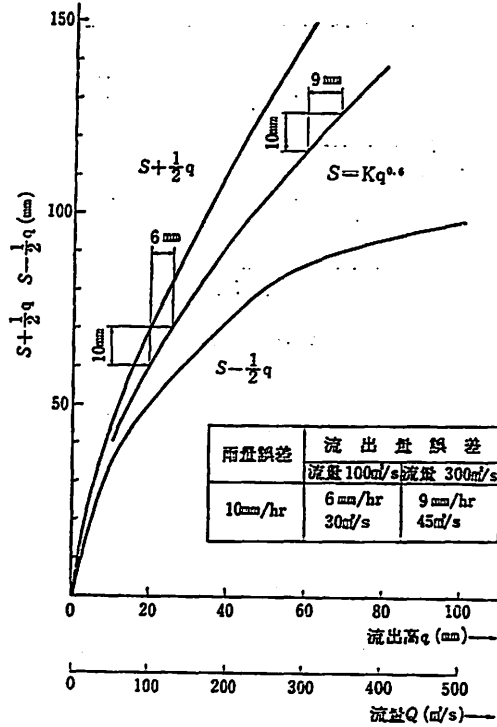


図 6.5.1

テレメータ化されていない観測所のデータの収集をはかることが望ましい。

さきに述べた流出計算過程の誤差は、雨量の誤差を分離したものではないから、どの部分が雨量の誤差に起因するものか明らかでなく、ましてや雨量観測値の誤差をどの程度に抑えるべきかということとは出て来ない。今後この方面の研究が期待される。

この場合において、雨量流出計算込みの誤差が前述のように20%であるとして、これを雨量と流出計算とで等分に分担するとすると、それぞれに対する許容誤差は14%になる***。これもひとつの考え方であろう。

*234ページ参照

**貯留関数の図解法で用いられる。

***それぞれが独立であるとする、許容誤差Aは $2A^2=0.20^2$ で与えられる。

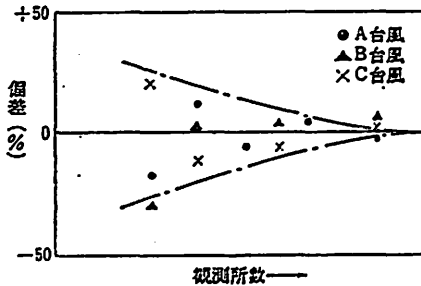


図 6.5.2 間引法

にした。こうすると、最小計算間隔が1時間の場合、観測所相互の間隔は20 km 程度以下としなければならなくなる。このようにすれば、1箇の雨量計の支配面積は 100~300 km² になるであろう。

種々の考え方を述べたが、さて、観測所の密度をどの程度にすべきかという、決定的なことをいうのはなかなかむづかしい。結局、従来の基準* や経費面を考慮して、100~200 km² に1箇所を標準とするのがよいのではなかろうか。

雨量観測の精度を検討する方法として、間引き法といわれる手法がある²⁾。これは流域のすべての雨量観測所のデータから計算した流域平均雨量を真の雨量 R 、であるとして、雨量観測所を1箇所ずつ減らして流域平均雨量 R_{n-1} を計算し、所要の精度を満たす雨量観測所の配置と数を求めようとする方法である。図 6.5.2 は観測所数を横軸にとり、縦軸に $(R_0 - R_{n-1})/R_0$ を表示したものである。観測所数が多くなるにつれて誤差が小さくなっている。このような試みは多くの流域についてなされているが、残念ながら日雨量を対象としたもの許りである。それゆえ、降雨の中心の移動のような、降雨の時間的、地域的変動を時間単位で反映したものはない。大流域で、雨量の地域分布に大きな変動のない河川であれば、このような検討が意味を持つであろうが、集中時間

雨量計を密に配置する目的のひとつは、わが国の河川のように流出の早い河川においては、降雨の中心の移動状況をつかむことにある。実用上の立場からいえば、洪水流量の最小計算時間間隔の2倍に当る時間、その移動に気がつかないということのないよう

*河川法施行令第26条

が数時間程度の河川では、時間雨量を対象とした検討をすべきである。

6.5.2 故障時のバックアップ

雨量観測システムは、通常いくつかのテレメータ化された観測局と受信局および中継局とからなるが、このシステムは十分保全に努力していても故障することがある。このような場合に備えて冗長方式*を採用し、通常の観測所のデータをも入手できるような体制をとっておかねばならない。経費面での事情が許せば、テレメータ化された観測所にも若干の余裕を持たせておくべきであろう。

中継局については、洪水時には人員を派遣するなど保全に万全の策をとるとともに、系列切換え方式**を採用しなければならない。

6.5.3 システム維持の難易

通常の雨量観測所であった観測所をテレメータ化する場合にはこのようなことは少ないが、システムの大部分を新規に計画するような場合に、ややもすると水文学的な立場にのみとらわれて、高山の頂上に観測所を配置するなど、維持管理面での考慮を忘れることがある。これは厳に戒めるべきことである。どのような観測所も保全が完全でなければ力を発揮し得ないし、自動車が行けないようなところでは、良好な保全は期待できない。

また、テレメータの電波の伝播を重視する余り同様の間違いをした例がある。

雨量観測所の配置を計画するに当っては、水文学および電気通信の両面からの検討が必要である。

6.5.4 所要経費

テレメータ化された観測所の設置とその維持には多額の経費が必要である。

*6.3.3 参照

**系列が故障した場合には他の系列に自動的に切換えられる方式

それゆえ、観測局数はできるだけ少なく、中継局等ではできればない方が好都合である。

所要の観測精度を有すると考えられるシステムの計画案を作成したら、経営面からのチェックを十分行う必要がある。場合によっては、1期計画、2期計画と計画自体を分割したりすることを考えるべきである。

6・6 水位観測所の配置

洪水予報用の水位観測所は、河川管理上の必要からすでに設置されているものから適当なものを選定し、さらに不足している場合には適当な位置に新設するのが一般である。その際の選定もしくは配置計画の作成にあたっては、つぎの地点を考慮すべきである。

(1) 洪水予報の対象地点

重要な都市、村落等の直上流部

(2) ダム管理上必要な地点（河川法施行令第26条）

i ダムの直上流部

ii 必要に応じて貯水池の上流もしくはダムの下流

(3) 洪水流出シミュレータの精度を確保するうえで必要な地点

(4) 重要な支川の本川への合流直前の地点 および 必要に応じて合流直後の地点

(5) その他洪水予報上もしくは水防上重要な地点

6.6.1 洪水予報の対象地点

水防法第10条2項に基いて行われる洪水予報においては、予報の対象となる量水標（水位観測所）が指定されている。これらの地点は、重要な都市、村落等に対して、その洪水が危険であるかどうかを明瞭に示し得るものでなければならぬから、それらの地点の直上流部の水位観測所が選定されるのが普通である。淀川の枚方、利根川の八斗島はその例である。

6.6.2 ダム管理上必要な地点

ダム管理上もっとも重要なことは、貯水池水位の監視である。そのためにダムの直上流側に水位計を設けることが義務づけられている。琵琶湖のように貯水池の面積が大きく、1箇所の水位のみでは代表性が悪い場合には、複数箇の水位計が必要とされる。

貯水池の上下流2地点に設けられた水位計によって観測せられた水面勾配を用いて、貯水池への流入量を求める場合には、上流側に1箇所の水位観測所を設けなければならない。この場合には、両地点間の正確な測量を行って、水位計の零点高を厳密に照合しておかねばならない。

6.6.3 洪水流出シミュレータの精度を確保するうえで必要な地点

洪水流出シミュレータは、電子計算機の発達に伴って、流域を非常に細かく区分するようになってきた。貯留関数を用いた利根川の計画高水流量改訂の

ためのシミュレータでは上流部（八斗島より上流）を図6・6・1に示すように、23の分割流域と14の分割河道とに区分している。このモデルでは流量チェック点として12箇所のダム（予定地を含む）地点を取り上げている。つまり、平均して2箇の分割流域、1箇の分割河道毎に流量チェック点を設けているのである。

淀川に関する望月博士の研究³⁾によると、これらの分割流域や分割河道が直列に接続された場合、3箇毎に流量チェック点を設けなければ、

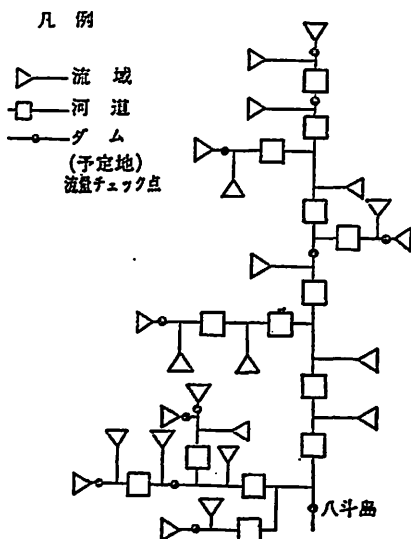


図 6・6・1 利根川上流域流出モデル図

誤差を前節で述べた

$$S^2=0.03$$

の範囲内に抑えることは困難であるという。

その地点が丁度ダムサイトであれば問題ないが、そうでなければ水位観測所を設けることが必要となるのである。

6.7 演算システム

水文データの記録、流域平均雨量等の計算および洪水流出の計算を行うシステムを演算システムとよぶことにしよう。現在のわが国の河川の演算システムは、河川の大きさやダム等の施設の有無によってそれぞれ異っており、大は中型の電子計算機を中心とするシステムから、小はプログラム機能の付属しない卓上電子計算機（電卓）と計算図表とからなるシステムまでである。このことは、水防法第10条2項による洪水予報を実施している河川についてまとめた表6.1.1をみれば明らかである。すなわち、主要17河川において、中型電子計



プログラム機能付き電卓の例

算機を用いている河川は4河川(昭和50年3月現在,以下同様),プログラム機能つき電卓を用いているもの2河川その他11河川という工合である。これらの河川のなかには,ダムの統合管理や堰の管理に関連して昭和50年度より中型電子計算機を中心とするシステムに移行する河川として太田川,吉野川,木曾川の3河川があるが,残りの河川は当分の間,プログラム機能付きの電卓を中心とするシステムによることになるであろう。これは,ダム群の最適操作を含む統合管理のためには中型以上の電子計算システムが必要であるが,そうでない場合には,最近の発達したプログラム機能つき大型電卓で十分所要の演算が可能であるからである。水防警報を行うことを義務づけられている上記河川以外の河川においては,大型電卓で十分であろうと考えられる。以下各種の電子計算機による演算システムについて若干の考察を加えることにする。

6.7.1 大型卓上電子計算機による演算システム

現在広く用いられている洪水流出計算モデル(シミュレータ)には,貯留型,単位図型および不定流基礎方程式型の3種がある。精度的にはほぼ同程度*であるが,計算が簡単で,しかも洪水の途中で,その洪水のそれまでの経過からもっとも適当なシミュレータ常数を計算し直おすという機能を付加するには,前二者が適当している。

貯留型もしくは単位図型のシミュレータを採用することになると,つぎは流域や河道の分割数をどの程度にするかが問題となる。この点について建河73型洪水流出計算機示様書**では,分割流域数を5以上としている。これは利根川,淀川等の特大河川を除けば,流域分割数は5程度で十分満足できるシミュレータを作ることが可能であると考えられたこと,および通常市販されている大型電卓の機能を考慮した結果である。

一方,入力となる雨量観測所の数は,1分割流域について5~10箇所の範囲を考えれば十分であろう。流域平均雨量は Thiessen 法その他によって与えら

*第3章表 3.3.1 参照

**巻末付録参照

れた重みを乗じて計算する方式を採用すればよい。この計算は単純であるから、1分割流域の1単位時間に対する計算は10秒以下で終らせることができる。

洪水流出計算の所要時間は、貯留型であれ単位化図型であれ、1分割流域の1単位時間に対する計算を20秒以下でできると考えてよい。

なお、雨量、流量等のデータの輸入はキイによることにするが、プログラムやシミュレータ常数の輸入は予め用意した紙テープ、磁気テープ、カセットテープ等によって行うようにすべきである。

先に述べた洪水の途中でシミュレータ常数の再検討を行うことは、計算精度を向上させるうえで有力な手段である。実際には計算の安定性の保持等で若干の工夫が必要であるが、ぜひ備えたい機能である。実用上は最小2時間間隔でチェックする程度でよいであろう。

ソフト面での基本的な機能は以上で十分であるが*、ハード面では、それが洪水時という異常事態のもとで使用されるという事実を十分に反映したものでなければならない。考えられる事項を列挙すればつぎのとおりである。

- (1) 電源の電圧、周波数変動に対して安全であること。
- (2) 誤操作が行われ難いこと。
- (3) 誤操作によって破壊されることのないこと。
- (4) 室内の気温、湿度に対する許容範囲が大きいこと。
- (5) 万一誤動作をした場合には、それが明らかであること。

卓上電子計算機は電源電圧の変動に対して、一般にあまり強くないようである。また、周辺において電子機器が作動を開始した場合等に発生するサージ電圧**に対して万全の策がとられていないものがある。電卓の購入に際しては、

*遼河73型洪水流出計算機示標器では、そのほかに、与えられた数箇の洪水データから最適シミュレータ常数を解析する機能、および最小自乗法によって水位流量曲線を求める機能を有すべきことが規定されている。

**surge 電圧、スイッチの開閉等によって誘起される電圧で、ライン電圧と同程度の電圧に及ぶことがある。

設置場所の電源条件を調査して適当した示様のものを購入すべきであるが、止むを得ない場合には、別途電源安定化装置の使用を考慮しなければならない。

誤操作が行われ難く、かつ誤操作によって破壊されないという条件は、洪水予報用の演算システムにおいては不可欠の条件である。ある計算機は用途に応じて数箇のファンクションブロックを取換えて使用する形式となっているが、電源を入れたままその交換をすると破壊することがあるからしないようにとの注意が取扱い説明書に出ている。洪水時にはブロックを取換えることはないのが普通であるが、もし不注意からそのようなことがあって、計算機が使用不可能になったのでは泣くに泣けないことになる。これらの点に関しては、計算機の選定に際しては十分注意する必要がある。

室内の気温や湿度に対しても許容範囲が十分でないものは、洪水予報用には使用すべきではない。気温は $0^{\circ}\text{C}\sim 40^{\circ}\text{C}$ 、相対湿度は 30~80% の許容範囲が望ましい。

最後に、計算機が誤動作した場合には、そのことがはっきりと判るものであることが望ましい。他の計算手段によってチェックすることも考えられるが、それ自体で明らかの方がよいからである。採用した計算機のチェック用マニュアルを入手して、洪水前にチェックをすることもひとつの方法であろう。大型卓上計算機を演算システムとして採用する場合には、同型のものを2台購入して、万一の故障に備えることも理に叶った方法である。また、計算機の選定に当っては、メーカーのアフタサービスの良否を念頭に置く必要がある。

機械であるから故障はするものと考えなければならないが、故障するとまずわれわれの手にはおえない。要するに電話1本ですぐに来てくれるかどうかという問題である。最近の電算機はほとんどがプラグイン式で、故障した部分をそっくり取りかえればその場で直ることが多いから、あとはメーカーのサービス体制いかにかかっていると言える。

表6・7・1は建河型洪水流出計算機示様書を満足する卓上型電子計算機の例である。

表 6-7-1 プログラム機能付卓上電子計算機の概要

(価格は昭和50年3月現在)

機 種	SEIKO S 500 N 40	YHP model 10
演 算 素 子	MOS LSI TTL	MOS LSI
演 算 時 間	サイクルタイム 1 μ s	
小 数 点	固定, 浮動切換可能 浮動の場合仮数 17桁 指数 -99~+99	固定, 浮動切換可能 浮動の場合仮数 12桁 指数 -98~+99
表 示 方 式	数字放電管 ラインプリンタ接続可能 赤黒表示 150行/分	発光ダイオード 熱ペン式プリンタ接続可能
プログラム機能	959ステップ サブルーチン可能 磁気カード使用可能	500ステップ 2036ステップまで増設可能 ジャンプ命令種々可能 磁気カード
メ モ リ ー	91語	51語 (111まで増設可能)
周 囲 温 度	0°C~40°C	0°C~45°C
電 力 消 費	130W プリンタ 15W	70W
寸 法 (mm)	430×181×567 (本体) 165×181×567 (プリンタ)	451×142×553 15kg (プリンタを含む)
価 格	189万円	基本構成 99.8万円
そ の 他	指数, 対数などの特殊関数 キー付 テレタイプ, XYコーダ, タイ プライタ等接続可能	多数の既製または自作の関数がブ ロック差換により使用可能(別売) XYプロッタ, タイプライタ紙 テーブリーダ等接続可能

6-7-2 ミニ・コンピュータによる演算システム

ミニ・コンピュータを中心とする演算システムを洪水予報に用いている例はわが国においてはまだない。しかし、ダムゲートの自動制御や、水文データの

表 6・7・2 国産ミニ・コンピュータの性能

方 式	プログラム記憶式汎用デジタル計算機	
記憶装置	素 子	磁気コア または MOS IC
	サイクルタイム	0.6 μ s \sim 1. μ s
	語 長	16ビット+パリティ
	容 量	4K語 \sim 64K語 (本体に 16K語まで内蔵可)
演算制御	素 子	MSI (中規模集積回路)
	演 算 速 度*	加減算 1.5 μ s (レジスタ \sim レジスタ) 3 μ s (レジスタ \sim メモリ) 乗 算 10 μ s 程度 除 算 15 μ s 程度
設 置 (本 体)	構 造	ラックマウント型または卓上型
	寸 法・重 量	幅 50 \times 高 30 \times 奥行 60cm 程度約 40kg
	周 囲 温 湿 度	0 $^{\circ}$ \sim 40 $^{\circ}$ C, 10 \sim 80% (本体) 15 $^{\circ}$ \sim 32 $^{\circ}$ C, 45 \sim 80%が望ましい。
	所 要 電 力	0.8kw (本体のみ) 入出力装置は1桁多い
そ の 他	言 語	機械語, アセンブラ言語のほか, 準備する記憶容量に応じて各レベルの FORTRAN が使える。
	入出力装置外部記憶	250台程度まで各種接続可能 (いろいろのアダプタが必要)

* 演算速度は考え方によつていろいろ変る。演算全体の速度の目安としては記憶装置のサイクルタイムを比較するのがよいであろう。

ログ* としてはかなり広く用いられている。しかし、通常の規模の河川であれば、ミニ・コンピュータを用いて演算システムを構成することは容易である。経済性を度外視すれば、このシステムは電卓によるシステムよりもはるかに演算速度が早く、取扱いも楽であろう。

参考のために、国産ミニ・コンピュータの性能の概略を表6・7・2に示してお

*logger, 記録装置

く。ミニ・コンピュータは改良の速度が速いから、導入する際には最先端の技術を調べ、十分にメーカーの説明を聞くべきであるが、一応現状において得失を述べれば以下のようなようになろう。

- i) 表6・7・2に見るように、演算時間は十分短いので洪水予報を行う上で問題はない。概して言えば、計算に必要な時間はデータの読込み、答の印刷など入出力関係機器の性能に支配されることが多い。
- ii) 内蔵記憶装置（コアメモリ）は4千語を単位として増加させることができる。内蔵記憶容量を増せばそれにつれて用いることのできるプログラム言語の自由度も増大し使いやすくなる。
- iii) 計算機設置場所は、人間が一応快適に仕事できる場所であればよく、大型計算機のように、高度の空調システムは必要としない。ただしカードリーダー、ラインプリンタなど発熱の大きい構成要素を接続する時には空調を行う必要がある。
- iv) 本体は演算制御装置と基本メモリからなるもので、本体単独では何もできず、何らかの入出力装置を必要とするが、むしろそのような周辺機器のコストが高い。これは本体は電卓の演算部を大きく、高性能にただけであるが、周辺機構は大型計算機用の機器の性能を多少落とす程度で、電子技術というよりは機械技術の精度からくる制約もあり、コストダウンが困難なためである。
- v) いずれの機械でもそうであるが、性能を最大限に発揮するにはかなり高度の計算機使用技術を必要とする。

以上述べたように、若干の難点はあるにせよ、基本的性能は大型計算機に匹敵するものがあり設置が簡単であるから、将来は建設省の工事事務所ないしは府県の土木事務所程度の単位に設置して、洪水予報業務のほか種々の計算業務を行うことが考えられよう。プログラム言語も、大型計算機に比較して若干制限が加わる程度であり、メーカーのソフトウェアサービスの助けを借りればほとんど問題にはならない。

表 6・7・3 利根川ダム統合管理事務所電子計算機システム

構成要素	略号	数	性能概要
中央演算処理装置	CPU	1	固定小数点 (24ビット) 加減算 3.0 μ s 乗算 24.8 μ s 除算 28.1 μ s 浮動小数点 (48ビット) 加減算 8.3 μ s 乗算 22.1 μ s 除算 38.1 μ s
コアメモリ	CM	1	65K語, 1語24ビット, サイクルタイム 0.8 μ s
紙テープ読取装置	PTR	2	読取速度 1000字/秒
カード読取装置	CR	1	読取速度 1000枚/分
ディスクバック装置	CK	2	送速度 542K語/秒, 容量 2400K語
ディスクバック制御装置	MKC	1	
磁気テープ装置	MTH	4	送速度 60K字/秒
磁気テープ制御装置	MTC	1	
ラインプリンタ	LP	1	アルファベット小文字付 600行/分
X Y プロッタ	CPL	1	プロット速度 200ステップ/秒
自動タイプライタ	ATW	1	許算機制御情報, エラの打ち出し
空調装置		2	温度23°~26°C, 湿度60°程度に調節

6・7・3 中型電子計算機による演算システム

中型電子計算機といってもその範囲は広いが、ここでは利根川ダム統合管理事務所*で採用しているシステム*を中心に説明をすることにしよう⁴⁾。

利根川ダム統合管理事務所の演算システムは表6・7・3に示すとおりのものである。事務所では、このシステムによって洪水予報のほか利根川水系全体に関する調査と解析とを行っている。それゆえ、単に洪水予報の目的だけであれば表6・7・3に示す機能のすべてが必要という訳ではないが、ダム群の統合管理を行うとすれば、この全機能が必要である。

*TOSBAC 3400

中型計算機の特長については、ミニ・コンピュータの機能を大幅に増進させたものといえることができるが、それを洪水予報に用いることの得失について述べると以下のとおりである。

- i) 大型の計算機ほど使用可能なプログラム言語のレベルが上り、容易にプログラムが作成でき、プログラムエラーの検出も便利である。プログラムの作成が容易であるということは、流出モデルやその定数を種々変えて計算することが容易であるということなので、洪水予報モデルを組み立てるのに都合がよい。
- ii) コストが相当にかさむのが普通である。利根川の場合、洪水予報を行うために計算機を用いるのは年に数回の程度であるが、昭和46年度予算実績額についてみるとシステム賃借料4,403万円、関連機器（電源関係）購入費2,000万円、電力料（空調を含む）、備品・消耗品費265万円、計約6,669万円であり、以後も年間4,700万円程度の費用が必要である。利根川ダム統合管理事務所では将来のダム予定地点流量もあわせ求めるため図6・6・1*のような流域モデルを用いているので、このような計算機が必要となるのである。このシステムは洪水時以外は、利根川流域全体の調査、解析計算に用いられるので、上述の費用も利根川水系各事務所と共同でまかなわれている。

大型計算機といっても、それを使うこと自体はあまり難しいことではないが、人的、物的なコストが高いから、洪水予報計算法の開発等には欠くことができないものであるけれども、実際に洪水予報を行なうには、小規模のミニ・コンピュータで行う方がよいであろう。大型計算機が実際に必要なのは、利根川、淀川などの大河川で洪水調節ダムが多数存在する場合に限られよう。

なお利根川の場合に、表6・7・3のシステムを用い図6・6・1のモデルにより計算したところでは、データの収集とインプットの時間10～15分を含めて、約40分間で72ステップ（1時間間隔で3日後、30分間隔で1日半後の値まで）の計算が可能である。

*p. 237 参照

6.7.4 アナログ型またはハイブリッド型計算機による演算システム

電子計算機には、一般のデジタル型のもののほかに、アナログ型計算機がある。詳細については参考書に譲るが、アナログ型電子計算機はデジタル型計算機に比して次のような得失を有している。

- i) われわれの対象とする降雨～流出～水位という現象は、少なくとも自然状態では連続的なものであるので、アナログ計算機の使用が便利な場合がある。
- ii) 一般に、数字の羅列よりも視覚的な曲線の方が計算結果の判断を行いやすい。この点で、アナログ計算機から出てくる答はグラフ状であるので便利である。しかし数値予報を行なう際にはまたグラフを読み取らねばならないし、デジタル計算機でも数値解の印刷のほかXYプロッタによる解の図化が可能である。
- iii) 流域要素や河道要素の数を増すにつれて必要な関数発生機・加算機・乗算機・積分機というようなユニットの数を増すこととなるが、モデルを変えると機器構成自体を大幅に変えなければならない。
- iv) ダムの最適操作を求めることなど、不連続要素がモデルに入ってくると面倒になる。不可能ではないのであろうがまずメリットはあるまい。
- v) 良好な精度を保持するためには、高級なエンジニアによる良好な保金が不可欠である。

アナログコンピュータは上述のように、不連続現象の取り扱いや、種々の判断を行なう部分の設計が面倒であるので、ハイブリッド型とよばれる、アナログ型とデジタル型とを組み合わせた機械が開発されている。不連続現象や、ダムによる調節などの論理判断をデジタル部で行ない、流出計算や河道伝播計算など連続的な定型的な計算はアナログ部で行なおうとするものである。

アナログ型コンピュータを実際に用いた例としては北上川の例がある。

デジタルコンピュータの演算速度の向上ともなっていて、われわれの行う流

出計算や洪水伝播計算は、十分短い時間間隔で計算を行なうことにより、はなはだしく不安定にならずに実行できるので、従来のアナログコンピュータの機能が前述のミニ（デジタル）コンピュータで代替できると考えてよいであろう。

アナログ計算機はデジタル型に比してモデル自体を大幅に改変することは困難であるので、モデル自体を試行錯誤的に構成するという目的にデジタル型大型計算機を使い、決定されたモデルでアナログコンピュータを設計することもできるが、その結果どちらかといえば洪水予報専用計算機ということになり、平時は遊んでいるということにもなりかねないのである。

6・8 通 信 方 式

通信方式は水文データの収集の場合と、洪水予報やダム放流警報の伝達の場合とに分けて考察する必要がある。

洪水時のデータ収集の方法は、大別して

- i) 洪水予報センタから、値を読みに行き、データを持ち帰る。
- ii) 観測人（予報センタから派遣しても同じ）が値を読んで電電公社の電話で連絡する。
- iii) 観測人が携帯無線機などで連絡する。
- iv) 電々公社の電話を利用したテレメータシステムによる。
- v) 独自に設けたテレメータ回線による。

があるが、これらのうち i)～iv) については6・8・1で、v) について6・8・2で説明する。

まず、できるだけ欠測をなくするように、主系統と副系統とを並列しておくのが望ましい。上流山地の雨盤の場合には、独立テレメータ回線しかない場合もあるが、欠測を考えて十分密に配置しておくべきであろう。

欠測対策の実例として、利根川ダム統合管理事務所の例を述べると、それぞれ観測所について1～4箇所の隣接観測所をあらかじめ決めておき、関連の

高いものから順に代用してゆき、最後は勘と経験に頼って推定するという方式をとっている。いずれにせよ、雨量相関の解析を十分にしておかなければならない。

水位観測所は多くの場合人里近くにあり、2系統の連絡路を作っておくことはさほど困難でないであろう。

6・8・1 専用テレメータ以外の方式

i) 洪水予報センタから人を派遣して読んで帰ってくる方法は、観測所までの往復時間が数分の時に限って有効であり、普通はある程度多くのデータを集めなければならないのであるから例外的な方法である。

ii) 公社の電話線を用いて連絡する方法は、公社線が届いている場所でなければ使えない。また公社線も非常時には途絶する恐れがあり、これのみに頼ることはやはりできない。しかし観測人を確保することができれば、最も安価にデータを集めることが可能となる。

公社線はかなり行きわたっているのであるが、雨量計の場合、どうしても山地に設置しなければいけない場合があることと、豪雨時に、しかも夜間に観測人を配置できるかどうかということは重要な問題である。しかし、主システムの故障に備えてのサブシステムとして、将来ともその重要性は失われないであろう。

iii) 水文データを携帯無線機で連絡する方法は、公社線による方法と併用することができる。現場に人が行って見ることは何といても確実な方法であるが、観測人、特に夜間の観測人を確保するのが困難である。

iv) 公社線を用いたテレメータシステムとして、例えば水位計の電話番号をまわせば、音声で水位の値を知らせてくるものがある*。ii)と同様に、公社線を引きこむことが困難な雨量計に対しては採用困難であるが、水位観測所には有効に利用できよう。十勝川ではこの水位計で水位観測システムを作ることを

*中浅測器KK製 電話水位計

計画しているし、建設省渡良瀬川工事事務所では、水資源開発公団草木ダム建設所が設置した神戸水位観測所の電話水位計による水位観測値を、電話のダイヤルを廻らすことにより直接入手することができるので、便利に使用している。

6.8.2 専用テレメータ方式

専用テレメータによる水文データの収集方式は、わが国においては、木曾川水系の丸山ダムにおいてはじめて用いられた*。使われた周波数帯は丸山ダムにおいては 150 MHz 帯であったが、続いてこの方式が採用された五十里ダムにおいては 60 MHz 帯が使用された。

現在の建設省の標準方式は固定局に対する周波数の割当に従って70 MHz 帯を使用している⁵⁾。

図6.8.1は種々の通信に用いられる電波の周波数帯域を示すが**、無線通信用電波も物理的には可視光線やX線のような電磁波の一種であるが、その周波数によっていろいろな性質が異なることは、たとえば可視光線でも周波数によって赤や紫など目に異った刺激を与えるのに似ている。重要な特徴として、回

波長	3000km	300km	30km	3km	300m	30m	3m	30cm	3cm
手段	有線		同軸ケーブル			無線			
主な信号用途	音声・音楽・電話		無線航行	中波放送	遠距離短波無線	テレメータ FM放送	VHF テレビ	UHF テレビ	マイクロ波 レーダー
周波数	100ヘルツ ヘルツ=1%	1キロヘルツ	10キロヘルツ	100キロヘルツ 1メガヘルツ	1000キロヘルツ 1メガヘルツ	10メガヘルツ	100メガヘルツ	1000メガヘルツ 1ギガヘルツ	10ギガヘルツ

図 6.8.1 電波の周波数と主な用途

*第2章参照

**文献⁵⁾の中の図を参考にした。この文献はデータ伝送技術を概観するのに適当であると思う。

折、反射、屈折の現象がある。建設省規格で定めているテレメータ用の周波数 70 MHz 程度の電波では直接に見通せなくとも通信可能であり、一方マイクロ回線を用いている周波数 1,000 MHz 以上の電波では直接に見とおせることが必要である。雨量観測所などの配置にあたっては、通信の可能性という点ではかなりの自由度があることを知っておくとよい。

6.8.3 洪水予報等の伝達方式

水防法第10条による洪水予報および第10条の4による水防警報については、それを伝達すべき相手方について図6.8.3のように定められている。しかしながら、実際には、それぞれの機関における権限の委任に応じて、下部組織間での伝達が行われる。たとえば、建設省においては洪水予報の権限は第一次的に地方建設局長に委任され、さらに利根川、淀川、木曾川等の特大河川を除いてその河川を管轄する工事事務所に委任されているし、水防警報についてはすべて各工事事務所に委任せられている。それに応じて、伝達系統も細かに定められ、各河川毎の伝達組織を通じて、末端まで伝達されることになっている。

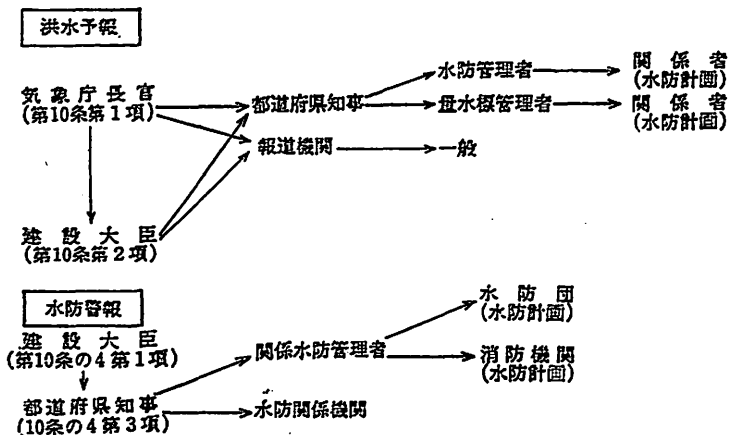


図 6.8.2 洪水予報と水防警報の伝達

連絡手段は、専用電話（水防、警察、建設、気象等）および一般電々公社電話を中心としているが、一部では無線電話を使用している。第1章の図1・3・1は伝達経路の一例である。

6・9 レーダ雨量計とファックス

洪水予報システムの有力な構成要素となり得るものとして、つぎにレーダ雨量計と気象ファックスについて述べておこう。これらは前述した諸システムをバックアップするものとして広く用いることができるし、とくに前者は、近い将来において洪水予報システムのもっとも重要な要素になるのではないかと想像される。

6.9.1 レーダ雨量計⁷⁾

建設省土木研究所および利根川ダム統合管理事務所においてはレーダ雨量計の実用化研究を行っている。レーダ雨量計とは、雨量計として使えるようにくふうされたレーダ装置のことであって、レーダとしての原理は一般のレーダと異るところはない。読者は富士山レーダのとらえた台風の姿を新聞紙上で見られたことがあるであろうが、その映像の濃淡から降雨強度を求めようというのがレーダ雨量計である*。

このレーダ雨量計については、現在のところ以下のような問題点が残されているように思われる。

- i) 反射波の強度から雨量強度を求めるには、レーダ方程式を解くのであるが、式中の係数 B, β が、一連の降雨中に大幅に変動する**。

*詳細な説明については文献⁷⁾を参照されたい。

**この問題に対し、利根川ダム統管では、1時間ごとにテレメータ雨量観測所の実測値を用いて係数を補正することにより、まずまず妥当な結果を得るようになってきている。常にレーダ雨量計による結果と実測値との差が大きい観測所について現地調査を行ったところ、むしろ雨量観測所に問題があつて、付近の降雨状況を代表していないと考えられることが多かったという。このことから係数の変動性の問題はほぼ解決されたといえよう。

- ii) レーダ雨量計とテレメータ雨量観測所群とを連結し、さらに流出計算とダムとの調節計算とを行う主計算機に直接接続させる（オンライン化）ためには、レーダ雨量計のデータを演算整理するために主計算機と同等の計算機が必要となる*。現在の利根川ダム統合管理事務所システムのシステムでは、アンテナの一周360度のうち約100度を非観測範囲として、アンテナがその方向を向いている間にデータ処理を行って磁気テープに記録し、磁気テープを主計算機にかけるといった方法をとっている。
- iii) 係数決定の精度が向上するにしたいが、レーダアンテナの位置決定の精度を向上させる必要が出てきた。現在±2度くらいの変動があり、最大測定距離200kmの所では約6kmの誤差になる。

現在、レーダ雨量計には定量的に若干の問題が残されているが、定性的には実用の域に達しているといつてよいであろう。

レーダ雨量計により、豪雨域の広がりや降雨強度が推定できるし、また時間

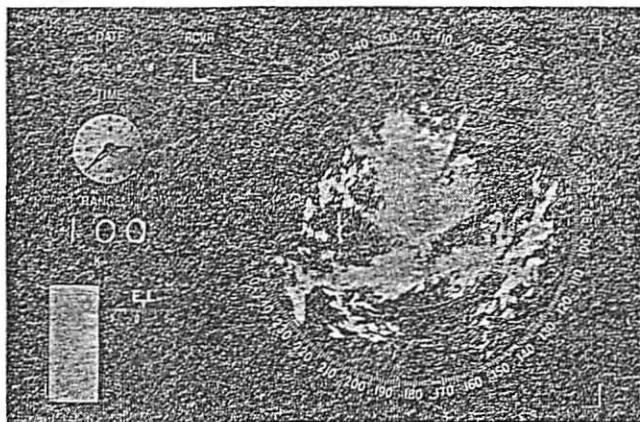


写真 6-9-1 レーダ雨量計観測写真 (49.8.26, 台風14号)

*雨量強度Rを求める式は複雑である。ただし主計算機と同等といつても、多目的計算機とちがって多くの入出力装置を必要とするわけではないから、比較的低い費用ですむ。

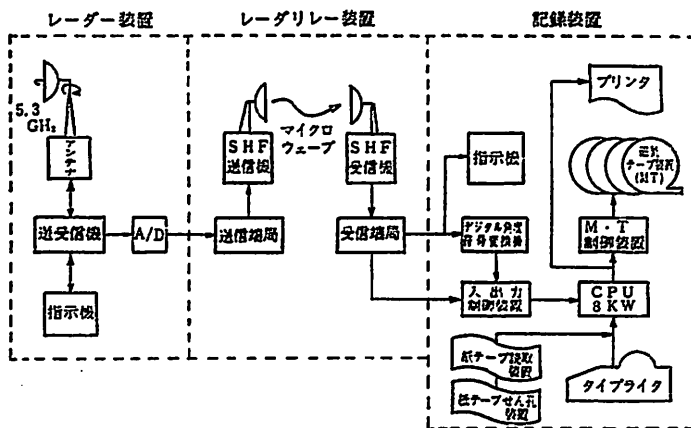


図 6.9.1 レーダ雨量計ブロック図

をずらして比較することにより雨域の移動速度を知ることができるので、降雨予測がある程度可能となって洪水予報に益するところは大きくある。現在の赤城山レーダ雨量計のブロック図を図 6.9.1 に、観測写真を写真 6.9.1 に示しておく。

6.9.2 気象ファックス⁹⁾

テレメータによって、流域内の降雨量を主とした気象状況が把握でき、気象レーダによって、二次元的な広がりをもった降雨状況を知ることができる。

しかし台風の進路や前線の配置など広域的な気象状況は一般にはテレビなどの気象解説に頼ることが多い。

気象ファックスは、国際的に統一された仕様にもとづいて、地上天気図、高層気象など各種の最新の情報をファクシミリによってサービスしているものである。

気象ファックスによって得られる図は以下のとおりである。

地上天気図

地上実況図

地上時間予想図

北半球天気図

レーダ天気図

850 mb 高層実況図

500 mb 等圧面天気図

10日間平均海面水温図

全般週間予報

気象衛星による雲の写真

気象ファックスの各図の発信はそれぞれ定められた時刻に行われ、タイムスイッチで自動的に受信できる。

6・10 洪水予報システムの設計実例

つぎに洪水予報システムの設計例を掲げてこの章を終ることにしよう。

最初に小規模河川の例として、渡良瀬川のシステムを紹介する。この河川では上流部の累加雨量と下流の流量との相関を利用している。

つぎに、中規模河川の例として千曲川のシステムを紹介する。この河川では、建河型洪水流出計算機を中心としてシステムを構成している。

最後に、大規模河川についてそのシステム設計に当たって注意すべき点を述べることにする。実例については第7章の利根川および淀川の例を参照して戴きたい。

6・10.1 小規模流域の設計例

流域面積が 500km² 程度以下の小規模河川では、レーダ等を独自に設置することはまず考えられないから、気象関係の情報については気象台からの情報を受けることになる。気象台との電話連絡によるほかに、気象ファックスにより広域的な気象データが得られるので、過去の豪雨の気象状況と対比して大まかな予測をすることができる。

雨量観測所は流域面積 100km² につき1箇所の観測所を置くとすれば、最大5箇所の雨量観測所を持つことになる。

水位観測所は予報地点のほかにも少なくとも1箇所必要である。貯留関数法を用いる場合には、上流側の水位データは流量に換算して、実績を計算にフィードバックするパラメータとして使われるが、水位相関による予報にももちろん使えるはずである。

気象データを別として、5個の雨量と2個の水位データを得るのに、無線テレメータでは2分、電話式では5分かかるが、小規模河川として、データ判断も含め計算に入るまで最大10分以下におさえない。

演算システムに対しては、時間の要素を第一に考えなければならない。すなわち1個の予測値を得るために要する時間に制限を課さなければならない。いわゆる洪水の「ヤマ場」には、30分間隔で予報がほしい。とすると既に演算に入るまでに10分を費しているので演算時間として15分程度で済ませなければならない。

時間間隔を30分として5時間先まで予測しようとするると遅い計算機では非常に不便なものになるので、後述する中規模流域に対する場合と同様に建河型洪水流出計算機示様書に合致する程度の計算機が必要となる。計算図を用いる場合には計算所要時間は10分以下という目標を立てて、その制約のもとで最大の精度を有するものを開発するよう努力すべきである。

計算が終了したら結果について検討し、発表を必要とする場合には発表文を作成して発表する。実際には基本文案を作っておいて空欄を埋める方式を採用すべきである。

以上をまとめると、5箇所の雨量観測所と2箇所の水位観測所よりテレメータによりデータを収集し、プログラム付電卓で10単位時間先の予報を行うものとするれば

データ収集	2分
データ検討整理	5
演算	5

結果検討	3
計	15分

で予報値の計算ができることとなる。予報文の発表に要する時間は伝達先の数により変化するが、計算要員とは別に連絡要員を配置し、その人数で調整すればよい。

計算の要員は3名を1グループとして編成し、2グループ用意しておくことが望ましい。

流域全体を一つの流域とみなし、しかも雨量観測所として現在ただ1箇所(足尾観測所)のみをテレメータ化して予報に用いている波良瀬川の例を示してしめくりとしよう。

波良瀬川の流域図を図6・10・1に示す。波良瀬川の流出特性として、足尾の雨量によってピーク流量などが支配されることがわかっている。これは日光山地に連なる足尾山地が利根川流域でも有数の多雨地域であることと、支川流域に比較して山地の勾配が大であるからと考えられる。この流出特性から、高津戸より上流を単流域とみなし、足尾の雨量をもとにして、貯留関数法により高津戸の流量を計算する表を作成した。図6・10・2がその表であり、四則演算の可能な卓上計算機で容易に計算できるが、昭和47年の洪水については実際には用いられなかった。情報連絡、観測にかなりの人員が必要であったためであり、後述のプログラム付電卓に組み直すことが検討されている。昭和47年の洪水に際しては、図6・10・3に示す足尾の連続4時間累加雨量と下流の流量との相関図を用いて予報を行った。

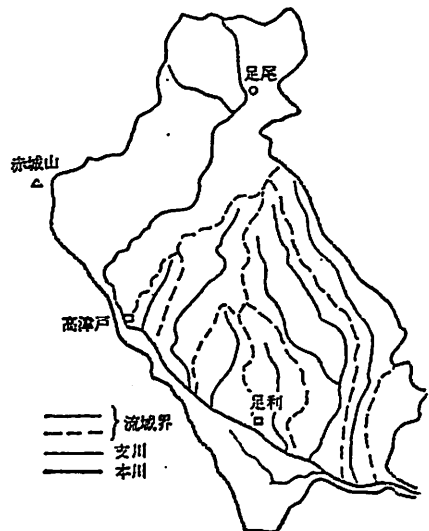


図 6・10・1 波良瀬川流域図

洪水推算表						雨量資料：足尾 Rsa=20% 渡良瀬川工事事務所					
(足利) 和和46年8月31日											
A=698.6km ²			0.2778FA=97.0			Anv=606.6km ²			0.2778(1-F ₁)Anv=84.3		
t _i	r _i	$\frac{q_i + s_i - r_i}{+s_i - 1}$	q _i	s _i	$\frac{Q_i - q_i \cdot 0.2778}{FA(97.0)}$	r _i	$\frac{q_i + s_i - r_i}{+s_i - 1}$	q _i	s _i	$\frac{Q_i - q_i \cdot 0.2778}{(1-F)Anv(84.3)}$	$\frac{Q_i - Q_{i-1}}{Q_i}$
22	0.5	13.4	0.1	13.3	9.7						9.7
23	1.0	14.3	0.1	14.2	9.7						9.7
24	2.0	16.2	0.1	16.1	9.7						9.7
25	4.0	20.1	0.2	19.9	19.4		0.1	0	0.1		19.4
2	2.3	22.2	0.2	22.0	19.4	2.3	2.4	0	2.4		19.4
3	1.2	23.2	0.2	23.0	19.4	1.2	3.6	0	3.6		19.4
4	6.8	29.8	0.4	29.4	38.8	6.8	10.4	0.1	10.3	8.43	47.23
5	2.3	31.7	0.5	31.2	48.5	2.3	12.6	0.1	12.5	8.43	56.93
6	5.9	37.1	0.7	36.4	67.9	5.9	18.4	0.1	18.3	8.43	76.33
7	16.0	52.4	1.7	50.7	164.9	16.0	34.3	0.6	33.7	50.58	215.48
8	15.5	66.2	3.0	63.2	291.0	15.5	49.2	1.4	47.8	118.02	409.02
9	13.5	76.7	4.2	72.5	407.4	13.5	61.3	2.4	58.9	202.32	609.72
10	17.5	90.0	5.9	84.1	572.3	17.5	76.4	4.0	72.4	337.20	909.50
11	8.2	92.3	6.3	86.0	611.1	8.2	80.6	4.5	76.1	379.35	990.45
12	7.0	93.0	6.3	86.7	611.1	7.0	83.1	4.9	78.2	413.07	1024.17
13	6.6	93.3	6.4	86.9	620.8	6.6	84.8	5.1	79.7	429.93	1050.73
14	5.2	92.1	6.2	85.9	601.4	5.2	84.9	5.1	79.8	429.93	1031.33

(注) この計算表のため $q_i - (q_i + s_i)$ の値が作成されている。実測値によるフィードバックは考慮されていないので、第3章の方法による計算表の作成も考えている。なお、Anvは非第4紀火山岩地に属する流域面積をさす。

図 6-10-2 流量計算表の例

雨量～水位相関図を作成するためには十分な資料を集めて最適な関係式を見出す必要があるが、図 6-10-2 に見るように資料にもバラツキがあり、今後の河道条件の変化にも影響されるので年々見直していくべきであろう。また水位が下流水位の影響を受ける時には使いにくい。たとえば昭和47年9月洪水では、渡良瀬遊水池の影響を受けない上流部ではまずまずの適合度を示したが、遊水池の背水影響区間では危険側への誤算を生じた。この種の図の最も大きな欠点としては、上流においてダムなどにより洪水調節が行なわれるようになるると過去の関係が使えなくなることで、渡良瀬川の場合、建設中の草木ダムが完成すると白紙から考え直さねばならないであろう。

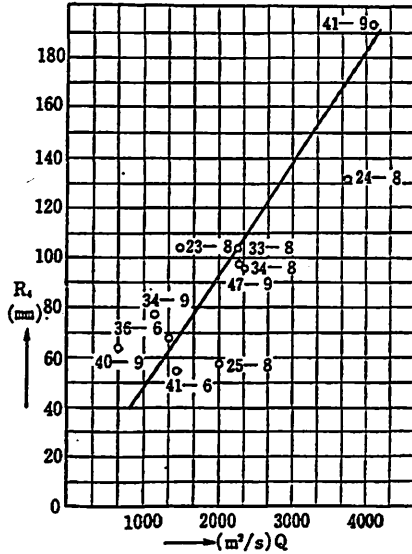


図 6-10-3 渡良瀬川雨量流量相関図

6-10-2 中規模流域の設計例

中規模流域の例として、千曲川の洪水予報モデルを示そう*。千曲川は信濃川の上流長野県内の部分をいい、流域面積 4,164 km^2 である。図 6-10-4 に示すように、流域は大別して犀川と千曲川にわかれ、千曲川は山梨県境甲武信岳に発し、犀川は北アルプス中央アルプスの高山の水を集め陸郷、小市間の溪谷を通り、長野市付近で千曲川と合流する。

この流域を、図 6-10-5 に示すように、3 流域 2 河道に分割して貯留関数モデルを作成した。図の A, B, C, D, E の各点は、それぞれ流域図中の基準点塩名田、杭瀬下、陸郷、小市、立ヶ花に対応する。

逢河 73 型洪水流出計算機の仕様書を満たしている YHP 10 型を選定し、以下の条件を付して計算プログラムを作成した。

- i) 5 つの分割流域および河道の諸常数を 1 枚の磁気カードに記録できるブ

*建設省千曲川工事事務所の開発による。

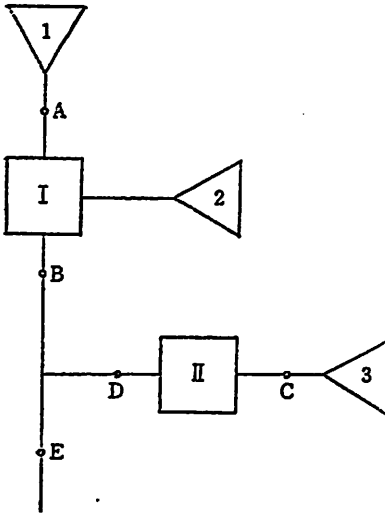


図6-10-4 千曲川流域図

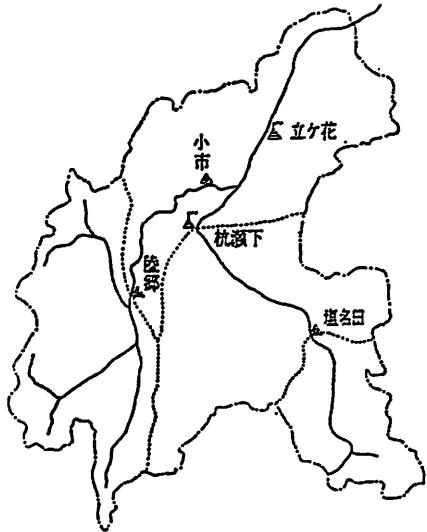


図 6-10-5 千曲川流出モデル

プログラムでもって与えることができること。

ii) 計算時間間隔 ΔT が変えられること。

iii) それぞれの分割流域等の常数に遅滞時間 T_i が含まれること。

iv) 同時刻の A～E 点の流量がタイプアウトされること。ただし E 点の流量は B, D 两点から与えられた T_i を用いて合成できるものとする。

v) 前の計算結果を記憶しておき、現時点の各分割流域の平均有効雨量を与えれば、遅滞時間により* 予測できる範囲まで自動的に計算を行うこと。

以上により、1組の流量値 (T_i 時間先まで1時間ごとに計算すれば T_i 組となる) を得るのに約20秒かかるが、これは十分実用可能であり、図式計算ではまず考えられない速さである。

流域平均有効雨量の計算は3分割流域を一括処理するもので、分割流域ごとに各雨量観測所の重みと飽和雨量の値とがプログラム中に組みこまれており、計算時にはその時点までの累加雨量と各観測所の単位時間毎の実測雨量とを与

*第3章 3-6-3 参照

えてやればよい。

以上の計算システムの開発は昭和48年度に行なわれたので未だ実用経験はないが、実用時にはデータ収集のプロセスに要する時間によって全体の所要時間が規制されるものと考えられている。

6・10・3 大規模流域洪水予報システムについて

大規模流域においては、流域分割の数が増えるということのほかに、複数個のダムを有する場合が多く、また降雨分布も複雑である。当然データ個数も多くなり、ダム統合管理事務所などに大型計算機を置いて洪水予報を行う傾向にあるので、それぞれの河川において鋭意研究が積み重ねられている。そのうち、利根川および淀川の例については第7章の記述を参照願うことにして、ここでは大規模流域のシステム設計においてとくに考慮を払う必要がある以下の事項について簡単にふれるにとどめたい。

- i) 洪水調節ダムが全て計画通り完成している河川はまずないし、今後当分は十分な調節容量がないという状態が続くであろうから、現有の調節容量を前提としたダムの操作なり洪水予報なりを考えねばならない。
- ii) 流域が大になるに従ってデータ個数も増大する。豪雨は一種の異常事態であるから不慮の事故により欠測が生ずることが予想されるが、多数の観測所の欠測について個々に対策を考えることは不可能に近い。大流域であることから、比較的簡便な方法で欠測値の推定を行っても末端の流出量に対して大きな影響はないと考えられるので、欠測値補充のオンライン化を検討すべきである。
- iii) 大河川になるほど洪水の社会的影響が大きいので、どんな悪条件下においても洪水予報が可能となるよう2段、3段の備えをしておくことが必要である。主演算システム故障の場合に備えて、ミニ・コンピュータ、卓上電子計算機、あるいは計算図による演算システムを準備することはもちろん、高信頼度の通信回線を介して、周辺の計算センタのバックアップを受ける方法をも検討する必要がある。

参 考 文 献

- 1) たとえば, 塩見弘: 信頼性工学入門, 改訂二版, 丸善, 1972
- 2) 土木研究所水文研究室: 雨量計配置計画に関する研究, 1974年
- 3) 望月邦夫: 淀川の治水計画とそのシステム工学的研究, pp. 282~292, 1970
- 4) 利根川ダム統合管理事務所: 「利根川ダム統合管理事務所概要」昭和46年10月
- 5) 建設省: 建通無仕第11号「建設省テレメータ・警報標準方式」, 昭和39年3月
- 6) H. プジニ, 宮川洋訳: 「コミュニケーションのチャンネル」サイエンス, 1972年11月号 p. 86 日本経済新聞社
- 7) 寺田斐夫: 「レーダー雨量計について」ダム日本335号, 1972年9月, 日本ダム協会
- 8) 日本気象協会: 「気象模写放送スケジュールと解説」, 昭和46年9月

第7章 洪水予報のケース・スタディ

7.1 利根川の洪水予報システムと1972年洪水

7.1.1 利根川の洪水予報システムの現況

利根川は流域面積約 16,000 km² に及ぶわが国屈指の大川で、渡良瀬川、鬼怒川、小貝川、常陸川の4大支川と派川江戸川とからなっている。このため、本川の出水状況は降雨分布によって大きく異なり、上流での大洪水は下流における大洪水と必ずしも一致しない。しかしながら、八斗島より上流の本川流域からの流出が、洪水の規模を決定する最大要因であることには間違いないので、八斗島上流流域の流出予測に努力が集中されている。



図 7.1.1 利根川・荒川洪水予報区域及び予報地点図

また、利根川は荒川と流域を接しているので、洪水予報の主体は共通で、関東地方建設局と気象庁予報部とが「利根川荒川洪水予報連絡会」を組織している。

洪水予報用の雨量観測所としては利根川流域全体で28箇所が指定されている。その内訳は八斗島上流本川流域17箇所、その他本川流域3箇所、渡良瀬川流域3箇所、鬼怒川流域3箇所、小貝川流域2箇所、江戸川流域1箇所であって、本川流域の14箇所が直接東京の関東地方建設局にテレメータで連結されているのを除いて、それぞれ担当工事事務所を通じてデータが送られることになっている。水位観測所については44箇所がデータの通報を義務づけられている。

利根川において、洪水予報を行うこととされている区域は図7・1・1に示すとおりである。

7.1.2 利根川における降雨予測¹⁾

降雨予測は気象データを用いて、図7・1・2に示すようなフローチャートに従って行われる。

(1) 総降雨量の予測

八斗島上流は、さらに3つの流域にわけられ、全流域と、3個の区分流域そ

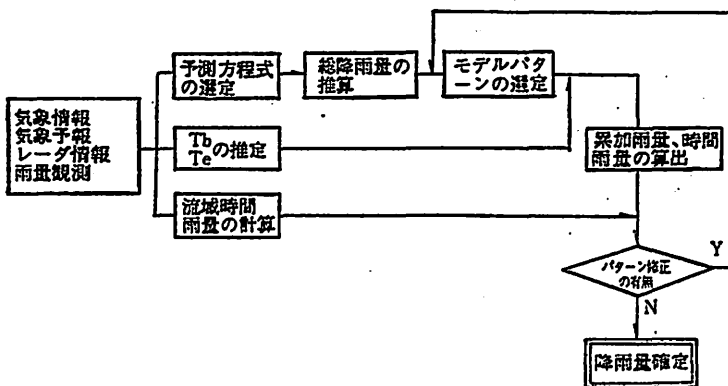


図 7.1.2 降雨量設定フローチャート

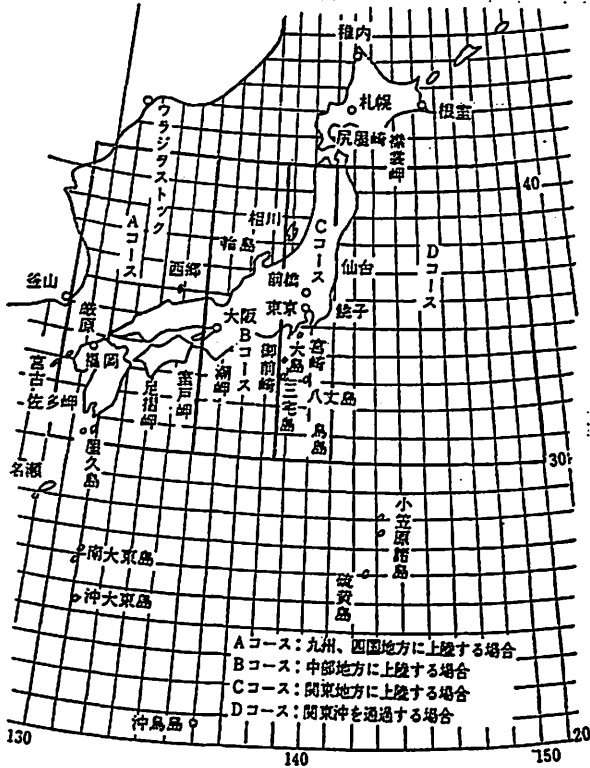


図 7・1・3 台風の進路分類図

それぞれについて、次の形の予測方程式によって総降雨量が求められる。

$$y = a + bx_1 + cx_2$$

上式で a, b, c は定数で、 x_1, x_2 は、降雨原因の特性を示す量である。

この方程式は降雨原因が

- 台風に強い前線がともなうとき
- 台風に弱い前線がともなうとき
- 台風のみとき

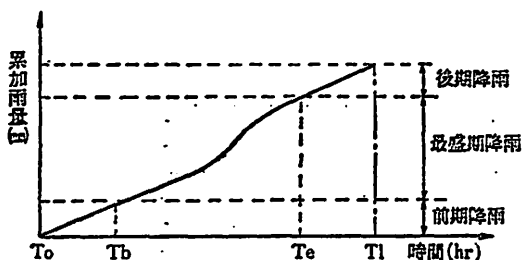


図 7-1-4 累加雨量曲線

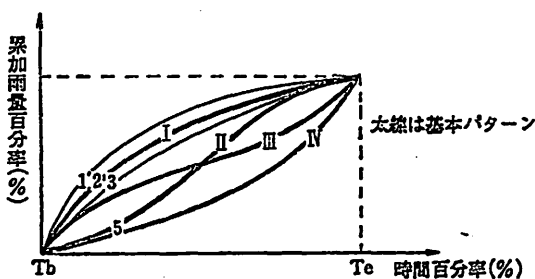


図 7-1-5 累加雨量百分率曲線 (モデルパターン)

○ 前線のみするとき

に分けて作成され、台風の場合についてはさらに図 7-1-3 に示す 4 種の進行コースごとに、計 13 種類が求められている。

(2) 時間雨量の予測

まず図 7-1-4 のように総降雨量は前期降雨、最盛期降雨、後期降雨にわけ、最盛期降雨の開始時刻 T_{begin} と終了時刻 T_{end} を求める。これには台風のコース、進行速度、気圧傾度等の資料が用いられる。同様

の資料と既往降雨の経験から図 7-1-5 の累加雨量百分率曲線のパターンのうちのひとつを選定することにより時間雨量が求められることになる。

時間雨量の予測は流出予測に大きく影響するプロセスであるが、現実には種々のデータを用いながらも経験と勘に頼る部分があり、今後検討を要するところである。時間の経過によって雨量データが得られると、この雨量データは時間毎に流域平均時間雨量に直され、予測値は実績に置き換え予測雨量を修正する。この修正により総降雨量が変わった場合は、累加雨量百分率曲線を描きモデルパターンのチェックを行ない、もし前回のパターンを修正する必要があると判断された場合は、累加雨量百分率曲線の近似したモデルパターンにのりうつる。また観測値が得られた場合はその実績値に予測値をつないだ予測雨量を気象情報、レーダ情報等と共に総合判断して将来の降雨量を設定する。

上陸地点は関東地方に上陸するCコースを想定して、表7・1・2に示してある予測方程式を得た。全流域を平均した総降雨量は

$$y=102.40+5.615x_1+1.688x_2$$

となる。ここで x_1 は台風の強さをあらわす量で

$$x_1=\text{台風半径} \times (1000 - \text{中心示度}) \div 1000$$

x_2 は台風の進行速度で、いずれも北緯30度付近の値を用いる。

台風20号の場合

$$x_1=150 \times (1000 - 960) = 6$$

$$x_2=40$$

である。

予測方程式に $x_1=6$, $x_2=40$ を代入し、全流域平均総降雨量 204 mm を得た。

表 7・1・1 降雨予測値と実績

流 域	予 測 (A)	実 績 (B)	差(A-B)
A	169	123	46
B	228	189	39
C	213	168	50

流域ごとに予測値と実績値とを比較すると表7・1・1のようになる。誤差は予測値に対して17%から27%であるが、どの流域も予測値の方が大きく、流域ごとの総降雨量の順位は予測と実績とで同じなので、実用上まずまずの結果であったといえよう。

次に、時間分布の予測であるが、この台風は前線を伴っていたため、当初の降雨波型は図7・1・7に示すようにダブル型となり、そのために時間分布もダブル型のパターンを採用したが、設定された総降雨量との関係で前半の波形はやや大きくなった。しかし、傾向的には比較的近似しており、成功したものと考えられる。

表 7・1・2 1972年9月16日洪水 (台風20号)

予測降雨量の計算

1. 条件

中心示度=960 md
 平均半径=150 km
 進行速度= 40km/h

2. 予測方程式

全流域 $y=102.40+5.615x_1+1.688x_2$
 A 〃 $y=130.60+4.635x_1+0.273x_2$
 B 〃 $y=120.70+3.335x_1+2.177x_2$
 C 〃 $y= 85.00+7.808x_1+2.158x_2$

3. 予測総降雨量

全流域 204 mm
 B 〃 169
 B 〃 228
 C 〃 218

予測回数	TF	TS	TO	TB	TE	フィードバックの有無	モデルパターンNo.			総雨量 (mm)			累加雨量 (T _O ~TF) (mm)			摘 要
							A	B	C	A	B	C	A	B	C	
							時 日	時 日	時 日	時 日	時 日	時 日	時 日	時 日	時 日	
1	16・12	14・17	14・17	15・0	17・5	有	12	12	12	250	250	250	49	77	75	
2	16・15	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	200	200	200	58	82	81	16日14時45分前橋地方気象台発表「今後の雨量は100~150mm」を参考にし総合判断の結果総降雨量を修正
3	16・18	〃	〃	〃	〃	〃	8	12	8	〃	〃	〃	70	107	106	
4	16・21	〃	〃	〃	〃	〃	8	8	8	150	150	150	87	139	134	
5	16・23	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	150	200	200	105	168	153	16日20時前橋地方気象台発表「今後の雨量は70~100mm」および現時点までの実績降雨を参考にし総合判断により総降雨量を修正
6	17・1	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	118	183	168	
7	17・3	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	120	187	168	
実績										123	189	168	123	189	168	

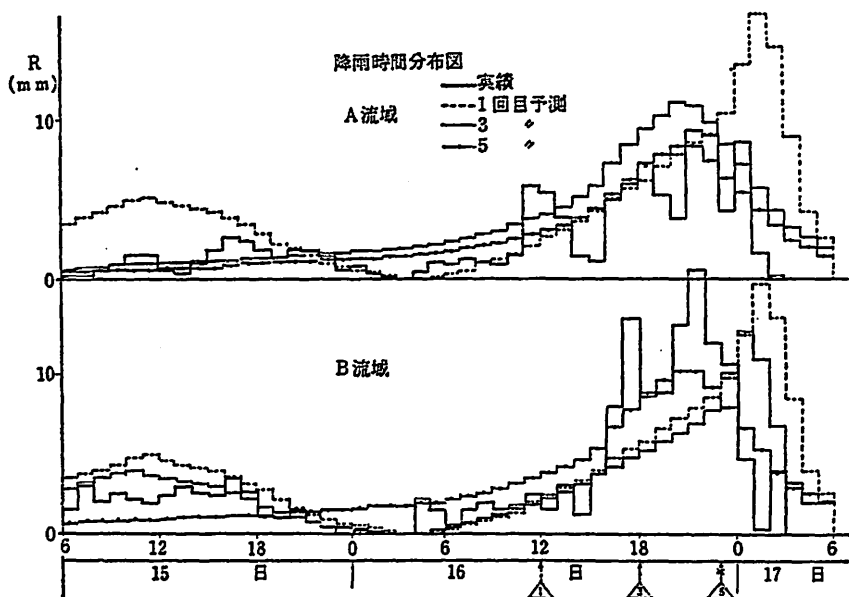


図 7-1.7 降雨時間分布図 (C流域は省略)

7-1.4 1972年における流量予測

利根川における流量の予測は、利根川ダム統合管理事務所が行っている。利根川の八斗島上流域の流出モデルは23流域14河道の要素からなる貯留関数モデルである。流出計算を行うには先に求めた雨量予測値を与えてやればよいが、計算にはかなりの時間を必要とする。

1972年の20号台風の例では予測をくりかえすにつれて改善されたが、はじめは雨量予測の精度が悪かったためにより結果が出なかった。しかも、下流側の事務所で行う水位予測にその流出計算結果が十分生かされているとはいえず、このシステムは当時はまだ開発段階にあったといえよう。

現在の流出モデルは、利根川の計画洪水流量の検討のために、多くのダム候補地点を網羅する形で作成されており、洪水予報の目的には構成要素が多すぎ

るので今後はモデルの簡略化をはかる必要があろう。

また、降雨パターンについては、これを複数個選択して予測し、パターンの変化による影響を調べる必要があるであろう。このためにも、モデルを簡略化して計算所要時間をへらすことが望まれるのである。

7.1.5 1972年洪水における水位予測

利根川における水位予測は、各種の相関図を用いて行われている。

一例として、本川130.5kの栗橋の水位ピークの値から本川85kの取手の水位を求めるためのピーク水位相関図7.1.8³⁾とピーク水位到達時間の図7.1.9とを示しておく。

図によれば、栗橋地点と取手地点とは、途中江戸川の分派と鬼怒川の合流とがあるにもかかわらず、水位ピークの値が非常によい相関関係にある。ピーク水位到達時間については、分合流と遊水調

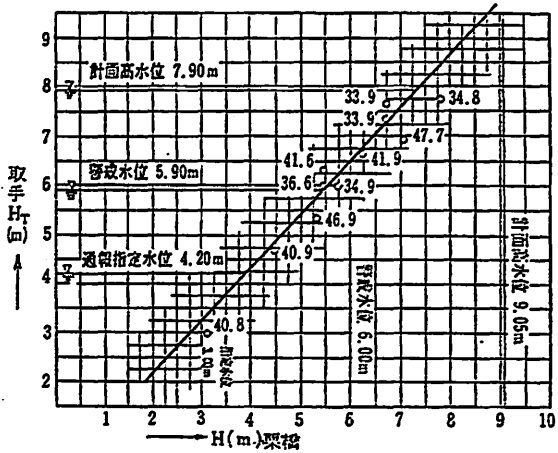


図 7.1.8 栗橋取手ピーク水位相関図

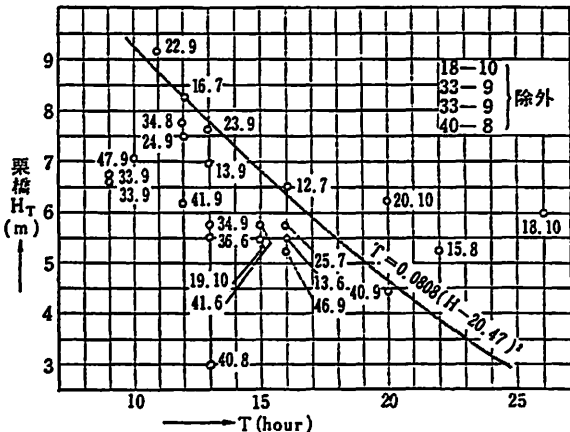
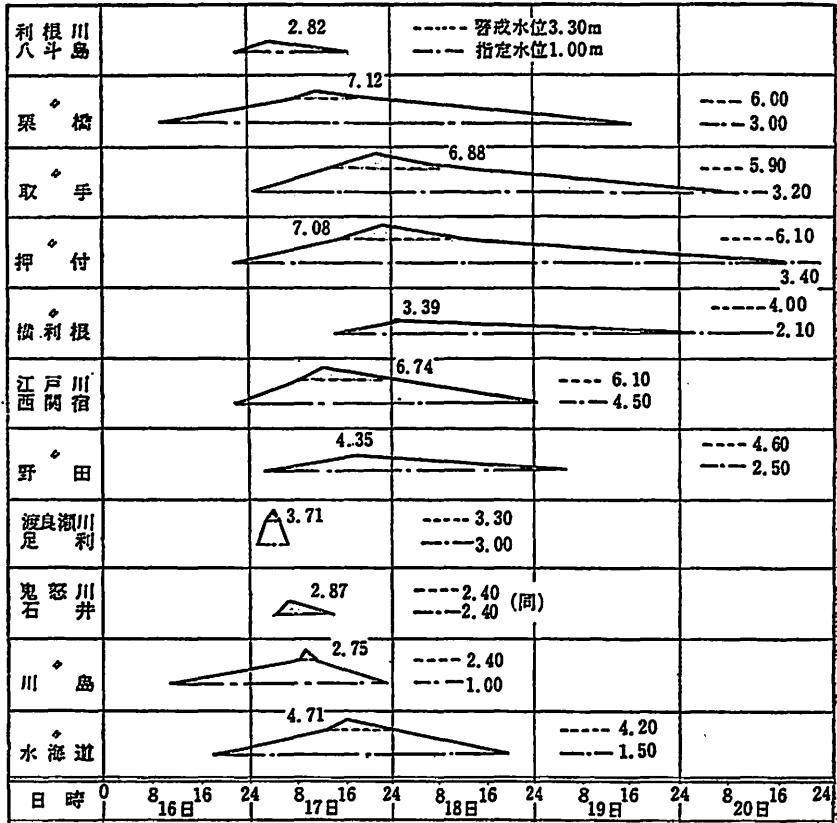


図 7.1.9 栗橋取手ピーク水位到達時間図



利根川洪水注意報の要旨

- (16日18:30) 台風の接近にともない増水が予想される
- (16日23:25) 上流部で急激に水位が上昇中
- (17日1:45) 渡良瀬川の足利で警戒水位を超える見込み
- (17日4:25) 鬼怒川の石井で警戒水位を越えた
- (17日5:30) 栗橋で警戒水位を超える予想
- (17日7:20) 栗橋で警戒水位を越え上昇中
- (17日10:25) 栗橋、西関宿が警戒水位を越え上昇中、下流部は注意せよ
- (17日15:45) 取手、押付が警戒水位を越え上昇中
- (17日20:15) 中流部は下降、取手より下流では、まだ増水
- (18日10:00) 鬼怒川、江戸川を解除
- (18日16:30) 利根川中下流、渡良瀬川を解除

図 7・1・10 昭和47年20号台風洪水の洪水予報状況

ては、取手のほうが相関値よりやや低くなるような傾向があるが、これは鬼怒川のピーク流出時間がやや早かったことによるのかもしれない。この洪水においては、その結果最初少し高めの予報となったが、洪水の経過に従って修正されたようである⁴⁾。

【例題1】

栗橋の最高水位は、12時において7mであった。取手における最高水位と生起時刻を予測せよ。

【解】

取手の最高水位は、図7・1・8より 7.6 ± 1 m、生起時刻は、図7・1・9より14.5-2 時間後、すなわち、24時30分～2時30分と推定される。

7・2 淀川の洪水予報システムと1972年洪水

7.2.1 淀川の洪水予報組織

淀川の洪水予報は、近畿地方建設局長と大阪管区気象台長の間に交換された「淀川・大和川洪水予報実施に関する細目協定」(昭和32年5月10日)によって行われている。

この細目協定では、1) 洪水予報の作業場所及び連絡方法、2) 洪水予報の基礎資料となる観測所の配置及び資料交換を必要とする地点、3) 降雨量並びに水位、流量の通報型式、4) 洪水予報の実施にあたっての作業の分担方法、5) 洪水予報の伝達方法、6) 洪水予報の開始及び終了の時期、7) 洪水予報の発表型式、8) 洪水予報の種類と基準、9) その他予報の発表に当たっての留意事項などが定められている。そうして、淀川の洪水予報の裏さいの業務は、近畿地方建設局淀川ダム統合管理事務所と大阪管区気象台技術部予報課とによって行なわれているのである*。

* 細目協定が締結された後に淀川ダム統合管理事務所が設立されたため、協定文と若干異なっている。

洪水予報の作業のうち、気象状況に関する部分は管区气象台が、水文状況に関する部分は主として地方建設局が担当し、相互に連絡協議のうえ、予報文を作成し発表することは他の河川と同様である。

水防警報については、淀川においても水防法第十条の四に規定する水防警報を実施している。

洪水予報、水防警報いずれにしても、その基礎となるのは気象、水理、水文状況の予測であり、また、これはダム群等による洪水調節効果を予測しながら行なわなければならないことはいうまでもない。

淀川では、支川野洲川流域を除く全流域について、これらの基礎的な作業はすべて淀川ダム統合管理事務所でやっている。

水防警報発表の責任者は、淀川下流部では近畿地方建設局長、木津川および支川名張川、宇陀川については木津川上流工事事務所長とされているが、これらはみな淀川ダム統合管理事務所で行なった予測成果を十分考慮しながら、それぞれ、その任に当たっているのである。

なお、琵琶湖に流入する支川野洲川の水防警報は、琵琶湖工事事務所長がこれを担当している。

図7・2・1は、淀川の洪水予報、水防警報の実施区域および予報、警報の基準となるべき水位観測所の配置を示したものである。この図からもわかるとおり、予測作業の担当者、予報、警報文の起案者、発表者、連絡担当者等がかなり複雑に組み合わさっている。このため、非常時には、お互いのきわめて緊密な連携動作が要求され、特に担当者各々の責任ある行動が重要となってくる。

さて、すでに述べたとおり、予警報の前提条件となるのは、水位、流量のハイドログラフの予測およびダム群等の洪水調節用施設の操作方法の決定である。

そこで、淀川の洪水調節用施設とその統合的運用にあたる組織について少し述べておこう。淀川の洪水調節用施設は、図7・2・2に示すとおりである。すなわち、琵琶湖の流出量を制御する瀬田川洗堰（建設省管理）、天ヶ瀬ダム*（建

* 治水容量2,000万 m^3 （予備放流1,000万 m^3 ）

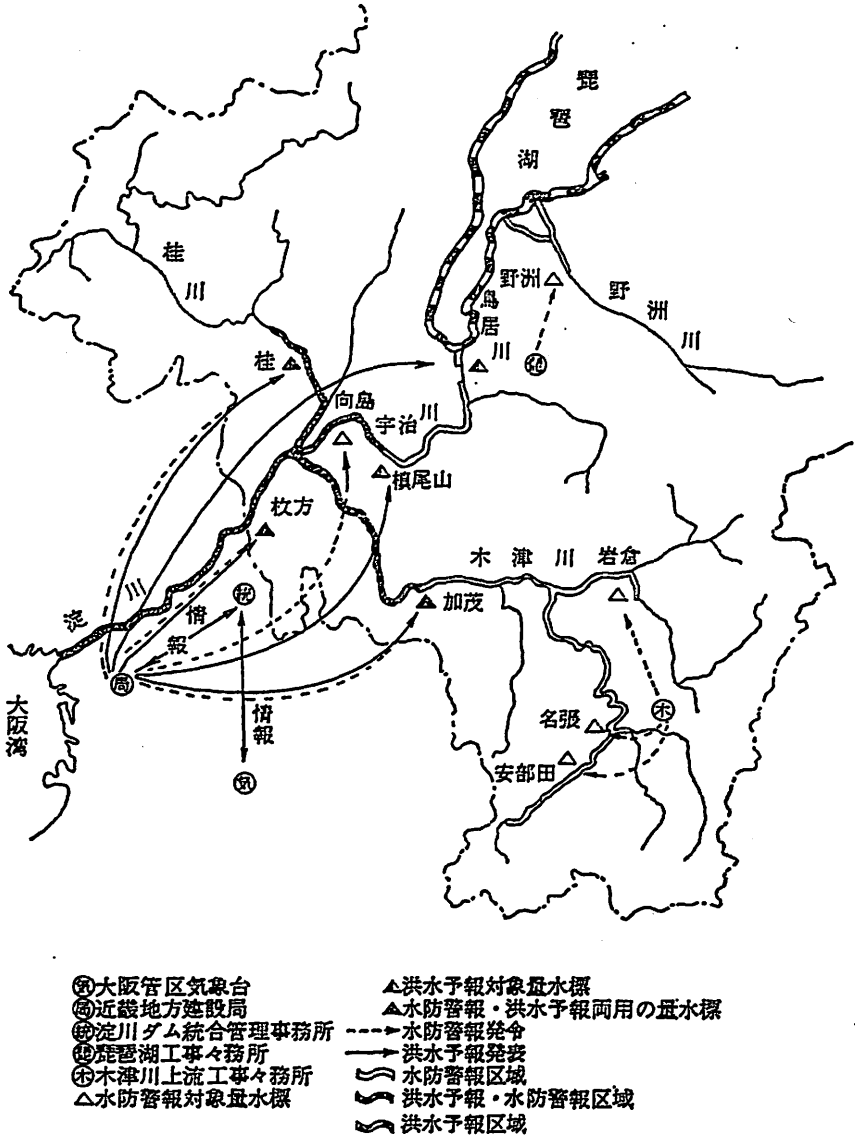


図 7・2・1 淀川の洪水予報および水防警報を行なう区域と責任分担

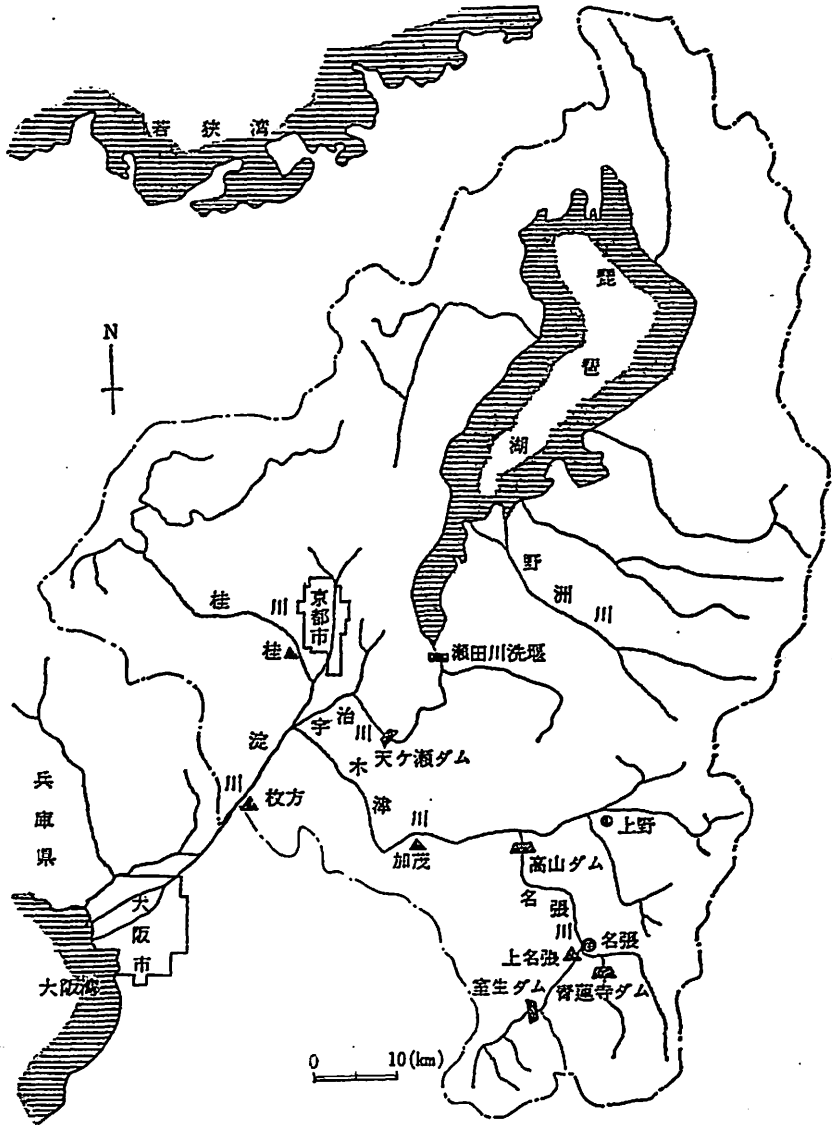


図 7・2・2 淀川の洪水調節施設と主要水位観測所

設省管理), 高山ダム* (水資源開発公団管理), 青蓮寺ダム** (水資源開発公団管理) の合計4つ*** である。洪水時には, これらの施設を有機的に, かつ, 効果的に運用することが重要である。

これらの施設は, あらかじめ定められた操作規則をもっており, 通常時はこれに従ってそれぞれその施設を操作しているのであるが, 洪水時, すなわち, 枚方地点の推定流量が $3,000\text{m}^3/\text{sec}$ を越える場合には統合操作体勢に切り換えられる。この体勢をとった場合には, 淀川ダム統管理事務所で水資源開発公

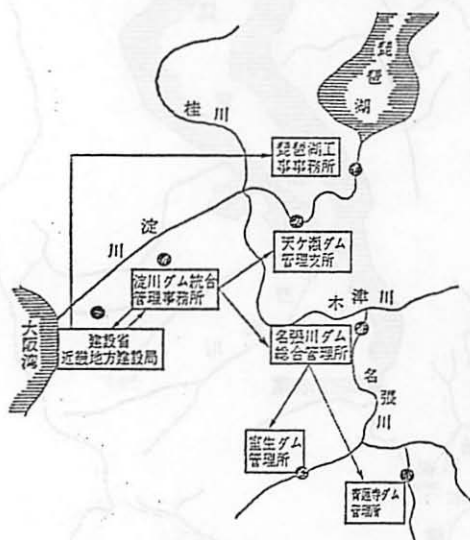


図 7.2.3 ダム統合操作の命令系統

団のダムも含めてすべての施設の統合的な運用法が検討され, 操作についての原案が作成される。そして, この原案を近畿地方建設局長に上申し, 局長はこれをうけて瀬田川洗堰の操作については琵琶湖工事事務所長に, その他のダムについては淀川ダム統管理事務所長にそれぞれ命じてこれを実施させるのである。図 7.2.3 は, この命令系統を示したものである。

7.2.2 淀川ダム統管理事務所の施設⁵⁾

ここでは, 淀川の洪水予報作業の頭脳的役割を果たす淀川ダム統管理事務所の情報収集, 解析, 通信連絡のためのハードウェアについて簡単に紹介する。

* 治水容量 $3,540\text{万 m}^3$

** 治水容量 840万 m^3

*** 1974年の出水期からは, さらに, 室生ダム (治水容量 775万 m^3 , 水資源開発公団管理) が加わった。

(1) 情報収集, 処理, 通信連絡装置**(a) テレメータ装置**

雨量40ヵ所, 水位46ヵ所, 雨量2ヵ所, 流量12ヵ所(天ヶ瀬, 高山, 青蓮寺, 室生の各ダムの流入量, 放流量および瀬田川洗堰等の流量)のデータ収集, 電子計算機とのデータの授受, グラフィックパネルへのデータの表示, タイプライタおよび紙テープへのデータ記録およびこれらの機器の制御装置を含む。

(b) 多重無線電話装置**(c) 模写電送装置****(d) 高速ファックス****(e) 無線模写受画装置**

各種の天気図およびレーダーエコーなどを受画する装置

(f) 一斉指令装置**(g) 指令記録装置****(h) 超短波無線電話装置****(i) 電子計算機システム**

FACOM 230-35 システム, 中央処理装置の主記憶容量は 96 KB, 多重処理可能(さらに高性能なシステムにレベルアップする予定)。

オンライン機器として, カード読取装置, 紙テープ読取装置, 磁気ドラム装置, 磁気テープ装置, ディスクバック装置, 紙テープ穿孔機, X-Yプロッタ, ラインプリンタ, タイプライタがある。

(2) 電気設備**(a) 受電装置****(b) 電子計算機用無停電装置**

突発的な停電により, 電子計算業務が中断されることを防止する目的で, 予備発電装置起動までの間の電源を補う装置(全負荷で3分間放電可能)である。蓄電池よりなる。

(c) 予備発電装置

(3) 空調設備

7.2.3 1972年9月洪水における洪水予報

1972年9月洪水は、台風7220号による洪水である。そして、これは、淀川における台風による洪水の典型的な例のひとつである。この洪水の状況を時間的に順を追って見ていきながら、淀川の洪水予報の実際のやり方をできるだけ詳細に説明していくことにする。

まず、以下の説明の理解を助けるために、図7.2.4にこの台風の進路を示し、また、図7.2.5には、各流域の時間雨量を示しておく。

9月14日（木）15時
前線による小雨

○連休をひかえ気象状況に注意するよう関係方面に連絡，土，日は，特に要注意

15日（金）23時20分

○台風情報第1号 大阪管区気象台発表

「台風第20号は15日21時南大東島のSE 100 km（北緯25度10分，東経132度0分）にあり，毎時30 kmの速さでN~NNEに進んでいます。中心の気圧は960mb，中心付近の最大風速は40 m，中心より200 km以内は25 m以上の暴風雨になっています。

この台風は，やや速度を早め，明夕刻頃四国～紀伊半島南岸にかなり接近のおそれがあります。また，台風と西日本にある気圧の谷の影響で，近畿地方も明日あけ方から強い雨や雷雨のおそれもありますので十分注意して下さい。」

16日（土）9時
木津川上流部小雨降り始める

○台風情報第2号 大阪管区気象台発表

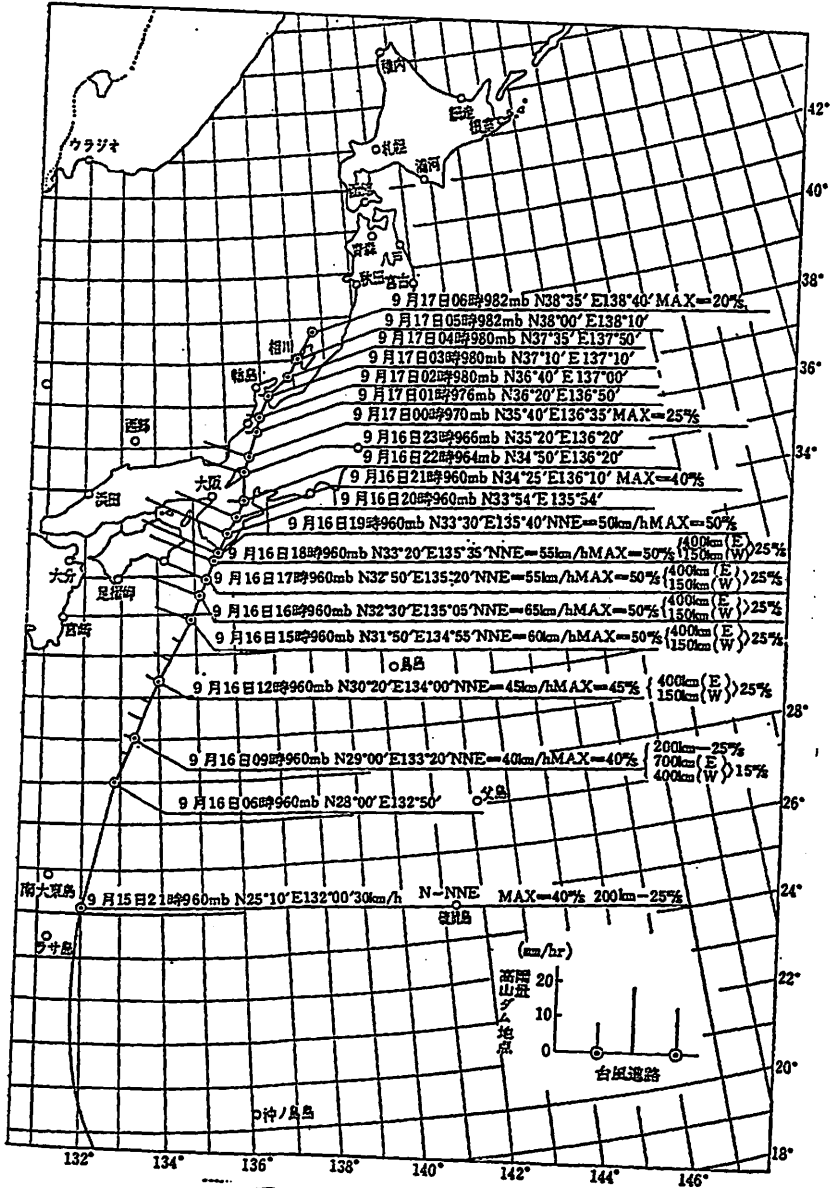


図 7・2・4 台風 7220 号の進路

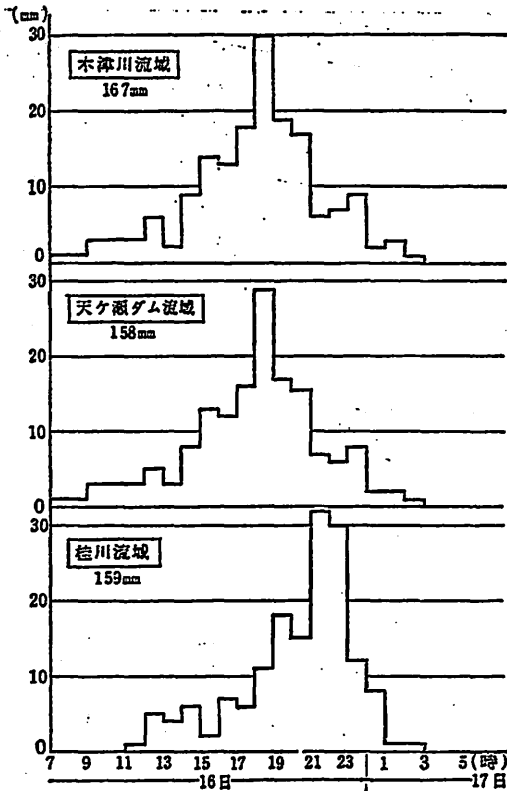


図 7-2-5 淀川流域の時間雨量

「台風第20号は16日6時室戸岬のSSW 580 km (北緯28度0分, 東経132度0分) にあり, 毎時 35 km の速さで NNE に進んでいます。中心の気圧は 960 mb, 中心付近の最大風速は 40 m, 中心より 200 km 以内は 25 m 以上の暴風雨になっています。

この台風は, 今後やや速度を早め, 今日夕刻には四国, 紀伊半島の南岸にかなり接近し, 夜半頃近畿南部を中心に上陸のおそれがあります。このため, 近畿地方は今日午後から風雨も次第に強まり, 今晚から明日にかけては暴風雨になり, かなりの雨量になる見込みです。今後の気象通報に注意して下さい。」

○類似台風は, 台風5915号 (伊勢湾台風) および台風6524号と推定

○予想雨量は、100～200 mm，強雨時間は、夕刻から夜前半と推定

○天ヶ瀬ダムの予備放流は、昼から開始の予定

淀川ダム統合管理事務所にとって、これぐらいの時点で重要なことは、強雨がいつごろから始まって、どのぐらいの降雨量があって、それがいつごろ終るかという点にだいたいの見当をつけ、これと具体的な行動とを段階的に結びつけていくように配慮することである。

この場合、さきに示したような台風情報だけでは、やや抽象的にすぎて、具体的な行動計画をたてるには都合がわるい。二、三の例をあげるとつぎのとおりである。

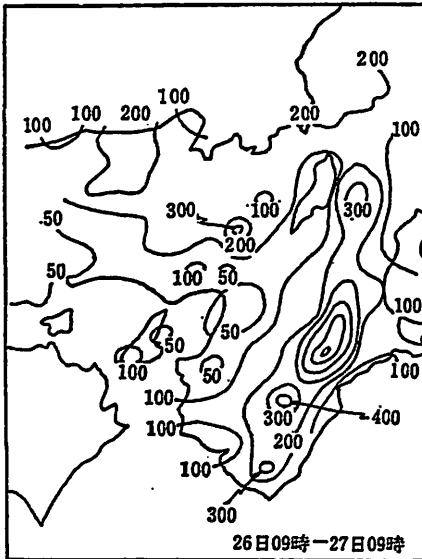


図 7-2-7 (b) 台風5915号の降雨量分布
(昭和34年 9月26日 9時～
27日 9時)

「この台風は今後やや速度を早め」とあるが、とりあえず現時点では時速何 km と想定しておくのか、「今日夕刻には……の南岸にかなり接近し、……近畿南部を中心に上陸の恐れ……かなりの雨量になる見込……」とあるが、夕刻とは何時頃を指すのか、かなり接近しとはどこを指すのか、上陸の恐れとあるが上陸すると想定するのか、しないのか、かなりの雨量とは何 mm ぐらいをいうのか、などである。洪水予報の指揮の任に当たる者は、多少無理をしても、最悪の事態を想定して、部下に具体的な行動目標を与えていく

ことが必要である。そこで、このために淀川ダム統合管理事務所ではとられた判断の過程を少し詳しくみてみることにしよう。

図 7-2-6 は、15日21時の高層天気図である。第 4・1・1 で述べたように、台風はその東側の高気圧の縁辺に沿って移動する傾向がある。これを考慮に入

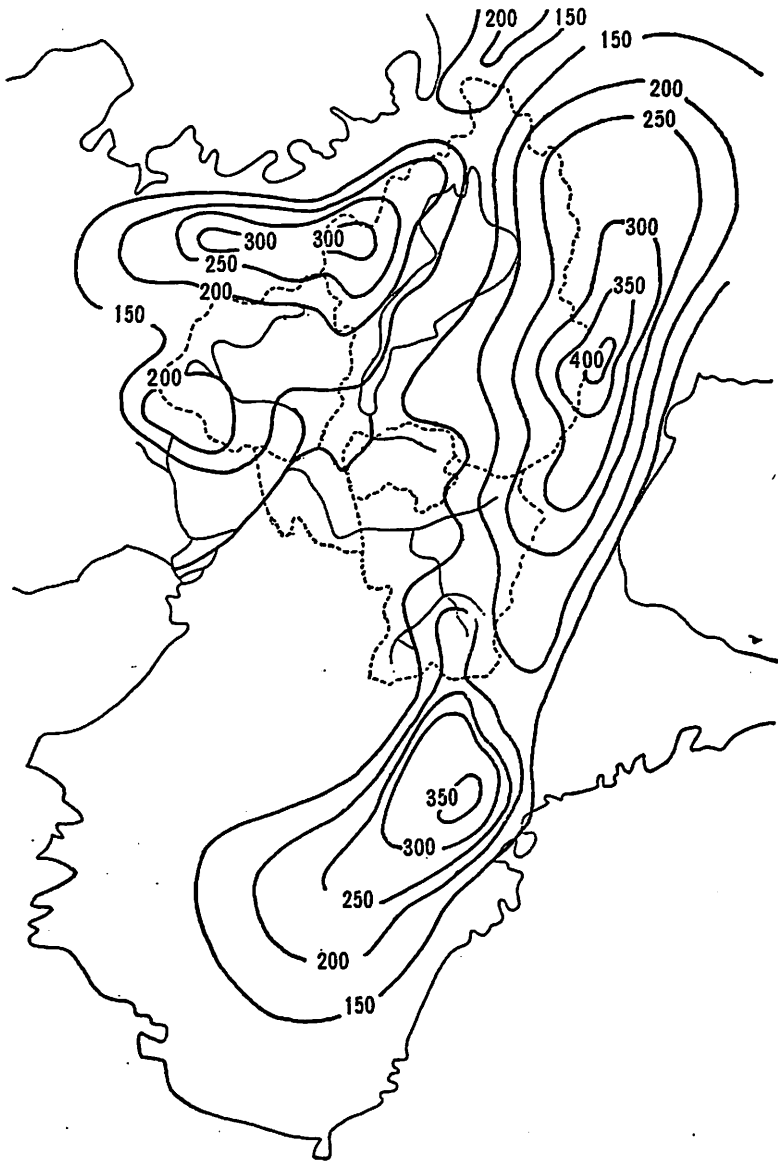


図 7・2・8 台風7220号の降雨量分布

表 7・2・1 類似台風の位置、勢力および降雨量

台風名	年月日	総雨量		N 28°	N 30°	N 32°	N 34°	N 36°
5915号 (伊勢湾 台風)	34.9.25 ~26	天ヶ瀬	台風位置 E	26日03時134.4°	26日10時134.5°	26日15時134.9°	26日19時135.8°	26日22時136.7°
		168mm	中心示度	910 mb	920 mb	920 mb	930 mb	965 mb
		木津川	最大風速	65 m/s	60 m/s	60 m/s	50 m/s	
		296mm	暴風半径	E400km W300km	E400km W300km	E400km W300km	E400km W300km	
		桂川	進行速度	30 km/h N	40 km/h N	50km/h NNE	60~70km/h NNE	
		177mm						
びわ湖	累加雨量mm	天ヶ瀬 木津 桂川 びわ湖	天ヶ瀬 木津 桂川 びわ湖	天ヶ瀬 木津 桂川 びわ湖	天ヶ瀬 木津 桂川 びわ湖	天ヶ瀬 木津 桂川 びわ湖	天ヶ瀬 木津 桂川 びわ湖	
263mm	雨量強度 mm/h	48 57 23 68	56 75 33 108	95 141 61 133	142 237 107 199	162 282 172 251		
			1 1 1 11	3 4 1 5	14 22 10 7	10 25 12 22	5 9 7 10	
6524号	40.9.16 ~17	天ヶ瀬	台風位置 E	17日03時132.4°	17日10時134.0°	17日15時135.1°	17日20時136.6°	17日24時138.5°
		162mm	中心示度	945 mb	945 mb	955 mb	955 mb	960 mb
		木津川	最大風速	55 m/s	55 m/s	50 m/s	50 m/s	
		175mm	暴風半径	SE 350 km	SE 350 km	SE 350 km	SE 350 km	
		桂川	進行速度	NW 250 km	NW 250 km	NW 150 km	NW 100 km	
		261mm		30~35km/h NE	40 km/h NE	45 km/h NNE	50 km/h NNE	
びわ湖	累加雨量mm	17 7 109 38	20 15 107 47	35 40 166 77	125 143 242 170	162 175 261 201		
204mm	雨量強度 mm/h	0 0 1 1	2 1 1 5	0 4 12 6	37 31 15 27	3 2 1 2		
7220号	47.9.16 ~17	天ヶ瀬	台風位置 E	16日06時132.8°				
		158mm	中心示度	960 mb				
		木津川	最大風速	40 m/s				
		167mm	暴風半径	200 km				
		桂川	進行速度	40 km/h NNE				
		159mm						
びわ湖	累加雨量mm	0 0 0 0						
201mm	雨量強度 mm/h	0 0 0 0						

れて図7・2・6をみれば、この台風が紀伊半島を目指して進路をとることは十分可能性が高いと考えられよう。したがって、この時点では、一応、紀伊半島付

表 7・2・2 台風による主降雨の開始と終了の時期

	木 津 川	桂 川
主 降 雨 開 始	北 緯 32.2±1.0 度	北 緯 32.6±1.0 度
主 降 雨 終 了	北 緯 34.5±0.5 度	北 緯 34.8±0.2 度

近へ上陸するものと想定して対策を講じておくのが妥当なところである。

紀伊半島へ進路をとるとすれば、過去の資料の中からこれと類似した台風を選びだすことは容易である。台風5915号（伊勢湾台風）と台風6524号を類似台風と想定することにした。図7・2・7と図7・2・8は、これらの台風と7220号の進路および降雨量分布を示したものであり、表7・2・1は、類似台風の位置、勢力などと降雨量を示したものである。

表7・2・1からわかるように、台風7220号は、北緯28度では中心気圧、最大風速、暴風半径とも類似台風より下まわっている。このことから、こんどの台風による総雨量は 100 mm から多くて 200 mm 程度と想定することにした。

強雨の始まる時期については、この表からも台風が北緯32度を越えるころであることがわかるが、淀川については、表7・2・2に示すような形に整理されている。ここでいう主降雨とは、台風による降雨で、連続的に強雨（10 mm/hr 以上）のつづく部分をいう。台風情報第2号によると、台風は今後速度をやや速めるということであるから、いま時速 40 km ぐらいを想定してみよう。こうすると、北緯 32 度に達するのは 16 日 6 時の位置からはほぼ11時間後、すなわち、17時頃と推定できる。

以上のような点が推定できれば、警戒体勢や人員配置などについて具体的な指示をすることが可能となるだけでなく、つぎに述べるように、ダムの予備放流の計画も可能となってくる。

天ヶ瀬ダムは、治水容量として2,000万 m^3 を有するが、このうち1,000万 m^3 は予備放流によって容量を確保することになっている。このダムの集水面

積は 352 km^2 であるから、予備放流を行なっても空振りに終わるおそれはずがないと思われる。では、何時頃からどれぐらいの量を放流すればよいだろうか。

このとき、天ヶ瀬ダムの水位はかなり低下していたので、予備放流すべき水量は 700 万 m^3 であった。したがって、仮りに $400 \text{ m}^3/\text{sec}$ ずつ放流すれば予備放流を完了するまでに5時間を要することになる。すなわち、12時から始めれば17時に終ることになる。これは、ちょうど強雨が始めると予想される時刻である。

天ヶ瀬ダムのすぐ下流には中洲があって、ここが公園になっている。予備放流によって、これを浸水させないように配慮するとすれば、最大 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$ までの放流が可能である*。ダム上流域からの流出量（琵琶湖からの放流量を含む）を $200 \text{ m}^3/\text{sec}$ と見込めば、予備放流分の流量としては $400 \text{ m}^3/\text{sec}$ ということになる。

以上の点を考えて予備放流を開始するのは昼頃で十分であると見当をつけたわけである。

16日11時10分
並雨降り続く

○大雨強風波浪注意報 大阪管区気象台発表

「大阪府全域：（前略）今後の雨量は、平地で $70\sim 100 \text{ mm}$ 、山地で $100\sim 150 \text{ mm}$ で、低地は浸水し、がけ崩れや山崩れの恐れがある。明晩にはおさまる見込みです。」

16日11時30分

○台風情報第3号 大阪管区気象台発表

「台風第20号は16日9時室戸岬のSSW 470 km の海上（北緯29度0分，東

* 宇治川の河道一杯まで流すとすれば $900 \text{ m}^3/\text{sec}$ まで放流することが可能である。

経133度20分)にあり、毎時40kmの速さでNNEに進んでいます。中心の気圧は960mb、中心付近の最大風速は40m、中心より200km以内は25m以上の暴風雨になっています。

台風は今後さらに速度を早めながら今日夕刻頃には四国、近畿の南岸に接近し夜半前近畿南部を中心に上陸の恐れがあります。このため、今日午後から風雨が強まり、今晚から明日にかけて暴風雨になるでしょう。今後の雨量は平地で70~100mm、山岳部で200~300mmに達する見込みです。今後の気象通報に十分注意して下さい。」

16日12時10分
並雨降り続く

○天ヶ瀬ダム予備放流指令

16日14時20分
並雨降り続く

○暴風雨波浪警報、洪水注意報 大阪管区気象台発表(省略)

○台風情報第4号 大阪管区気象台発表

「台風第20号は16日12時室戸岬の南330km(北緯30度20分、東経134度0分)にあり、毎時45kmの速さでNNEに進んでいます。中心の気圧は960mb、中心付近の最大風速は45m、中心より東400km、西150km以内は25m以上の暴風雨になっています。

台風は今後さらに速度を早めながら今晚早く紀伊半島付近に上陸のおそれが強くなりました。このため、近畿地方は次第に風雨が強くなり今夕から明朝にかけて暴風雨になる見込みです。近畿地方の今後の雨量は平地で100~150mm、山地で200~300mm、ところによっては500mmに達する見込みです。(以下略)

台風の色度がかかなり速くなってきているので、いままでの予想を少し修正しなければならない。台風の色度を45km/hrとすれば16時頃には北緯32度に達

するはずであるから、台風がこれよりさらに早くなるとすると15時頃には強雨が始めるとみた方がよい。

16日16時

10 mm 以上の強雨

○ダム等の操作方針確認

○台風の現在位置の迅速的確な把握に努める

瀬田川洗堰の操作方針を確認し、さらに3ダムの操作方針も確認する。高山および青蓮寺ダムは操作規則に従いそれぞれ洪水調節を開始するものとするが、降雨量の確実な推定ができた時点ではダムの空容量を考慮しつつ下流基準地点の洪水ピークをカットするための統合操作に入るものとする。天ヶ瀬ダムは操作規則どおり操作するものとする。

台風の現在位置の確認は、台風情報によるのがよいけれども、どうしても内容が数時間古いものしか得られない欠点がある。そこで、これを補うものとして、気象庁が電送写真で送ってくる富士山のレーダエコーも利用するのがよい。台風の中心が海上にある間は、レーダエコーにより台風の中心を明瞭にみる事ができる場合がある。

16日16時40分

強雨続く

○台風情報第5号 大阪管区気象台発表

「台風第20号は16日15時潮岬のSSW 200 kmの海上（北緯31度50分，東経134度55分）にあり，毎時60 kmの速さでNNEに進んでいます。中心の気圧は960 mb，中心付近の最大風速は50 m，中心より東400 km，西150 km以内は25 m以上の暴風雨になっています。

台風は，今後さらに速度を早めて，今夕18時すぎには紀伊半島南部の潮岬付近に達し，引き続きNNEに進む見込みです。このため近畿地方は南部から次第に暴風雨圏内に入り，今夕から今夜半すぎにかけて風雨が最も強くなりま

す。近畿地方の雨量は、平地で 100~150 mm、山地では 200~300 mm、ところにより 500 mm に達するでしょう。(以下略)』

16日18時30分
強雨続く

○天ヶ瀬ダム順調に水位低下

○台風の現在位置の確認急ぐ

潮岬測候所に電話を入れ、風向、風速、気圧のデータを入手。これにより、台風は18時30分頃潮岬付近を通過したことを確認。

台風が上陸してからは、このような方法によっても台風の位置を推定することができる。近畿地方建設局の場合であれば、四国、中国、中部の各地建管内の数ヶ所の工事事務所で測定した気圧等のデータを電話で知らせてもらうようにしておけば便利である。

16日18時50分
強雨続く

○台風情報第6号 大阪管区気象台発表

「台風第20号は、18時30分頃潮岬付近に上陸しました。台風は引き続き毎時 55 km の速度で NNE に進む見込みです。(以下略)」

16日19時
強雨続く

○流出計算 (1)

表 7・2・2 より、強雨は、台風の中心が北緯35度に達するまで続くものと仮定する。また、台風情報第6号より、18時30分の台風の位置と速度がわかる。これらから、強雨は21時30分まで続くものと思われる。

そこで、とりあえず、つぎのような雨量を見込んで洪水流出計算を行なってみることにする。

(ケース1) 過去3時間の平均降雨強度の2倍の強度の雨が今後21時まで続くと仮定する。

(ケース2) 上と同じ強度の雨が22時まで続くと仮定する。

この2つの計算結果から、木津川上流の青蓮寺ダムは、今後 200 m³/sec の一定放流を続けたとしても容量は十分あるということが判明した。

16日19時30分

○青蓮寺ダム 200 m³/sec 一定量放流指示

16日20時
強雨続く

○流出計算 (2)

前回の流出計算(1)は、洪水の最大規模をおさえようとする計算であった。そこで、この流出計算(2)ではもう少しきめの細かい検討を行なうことにする。

(ケース1) 過去3時間の平均降雨強度に等しい強度の雨が今後21時まで続くと仮定する。

(ケース2) 上と同じ強度の雨が22時まで続くと仮定する。

この計算結果から、青蓮寺ダムの調節をいまのまま続けたのでは、すぐ下流にある名張市で、破堤氾濫の生じることが判明した。そこで、ただちに青蓮寺ダムの放流量とダム容量の再検討にとりかかることにした。

上の2つの仮定のもとに計算を行なった結果、青蓮寺ダムの放流量を 100 m³/sec まで減らせば、名張市の破堤はくい止められること、また、ダムの容量もケース2の場合で 140 万 m³ の余裕があることなどが判明した。

またさらに、高山ダムについても同様な検討を行なった結果、放流量を 1,000 m³/sec に固定してもダム容量には十分余裕のあることが判明した。(青蓮寺および高山ダムは、操作規則では一定率・一定量である)。

16日20時30分
強雨続く

○青蓮寺ダム放流量 $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ (一定量), 高山ダム放流量 $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ (一定量) を指示

図7.2.9は, 青蓮寺ダムの洪水調節図と下流の上名張観測所の水位, 流量を示したものである。名張市は, 間一髪で破堤氾濫をまぬがれた。

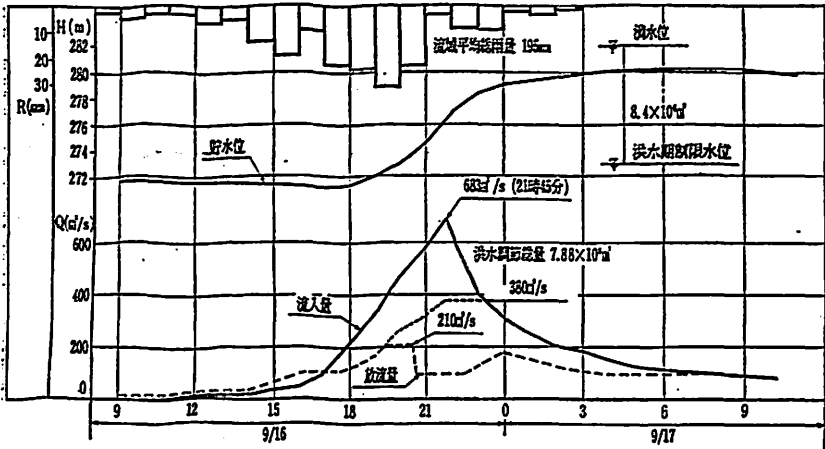


図 7.2.9 (a) 青蓮寺ダムの洪水調節図

16日21時30分

○木津川筋強雨終息確認

ほぼ予想どおり木津川筋の強雨が終息した。これによって, 木津川筋のダム, 特に青蓮寺ダムの操作に誤りのなかったことが確実となった。一安心である。

操作規則によらないダム操作が成功するか否かは, この場合, 木津川筋の強雨が予想どおりこの時点で終息するかどうかのポイントである。

16日21時50分

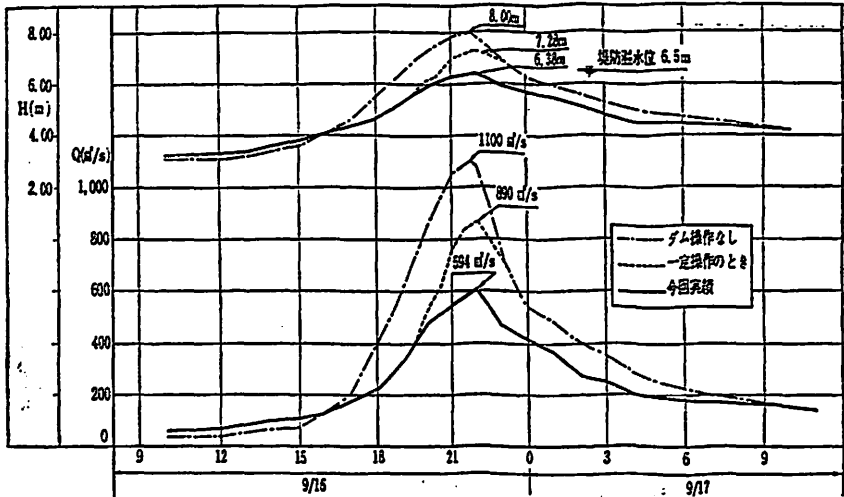


図 7-2-9 (b) 上名張地点の水位と流量

○桂川筋強雨弱まる

○台風情報第7号 大阪管区気象台発表

「台風第20号は16日21時津市のSW 50 km (北緯34度25分, 東経136度10分) にあり毎時 45 km の速さで NNE に進んでいます。中心気圧は 960 mb, 中心付近の最大風速は 40 m, 中心より E 400 km, W 150 km 以内は 25 m 以上の暴風雨になっています。

台風は, 今後も引き続き NNE に進む見込みで, 近畿地方の暴風雨は峠です。なおしばらく十分警戒して下さい。(中略) 近畿地方では現在時間雨量が 20~30 mm, 滋賀, 奈良県では 30~50 mm の強い雨が降っており, 今までの雨量は平地で 100~150 mm に達した所が多く, 滋賀, 奈良県の山岳部は 200~300 mm に達しています。(以下略)」

16日22時

○高山ダム 600 m^3/sec 放流指示

台風が北緯35度に達するまで強雨が 続くと仮定すれば, 台風情報第7号より, 23時頃までと推定される。木津川筋の強雨はすでに21時30分に終わってい

る。あと残っているのは桂川筋の強雨と琵琶湖流域の強雨だけであるが、これも23時頃には終わる見込みがつよい。この洪水も、先が見えてきた。

高山ダムに対するこの放流量の指示は、このような状況判断により行なわれたものである。下流に特に危険な箇所が生じたためというわけではなく、ダムの空容量をできるだけ有効に使おうというだけのことであり、操作規則からすればオーバーカットである。

このような操作の是非、善悪についてはいろいろ議論のあるところであるが、ここでは深く立ち入らないことにする。

16日23時 桂川筋強雨弱まる

○流出計算 (3)

計算は、今後の降雨量は0として行なう。この計算をもとにして、洪水注意報を発表する。

16日23時30分

○桂川筋強雨終息確認

16日23時50分

○淀川洪水注意報第1号 近畿地方建設局、大阪管区気象台発表

「台風20号のため、9月16日23時現在、木津川流域、桂川流域、琵琶湖流域での総雨量は各々 150 mm, 150 mm, 190 mm ぐらいです。このため、木津川の加茂*では17日午前2時頃 3.2 m ぐらい、桂川の桂**での最高水位は17日午前4時頃 4.5 m をこすおそれがあり、本川枚方***では17日午前9時頃警戒水位をこすおそれもあります。今後も十分注意して下さい。」

* 加茂の警戒水位は 4.5 m

** 桂の警戒水位は 3.8 m

*** 枚方の警戒水位は 4.5 m

17日 0時35分

○台風情報第8号 大阪管区気象台発表

「台風第20号は16日23時米原付近（北緯35度20分，東経136度20分）にあり，毎時50 kmの速さでNNEに進んでいます。中心の気圧は966 mb，中心付近の最大風速は30 m，中心よりE 400 km，W 150 km以内は25 m以上の暴風雨になっています。

台風は，引き続きNNEに進む見込みです。このため近畿北部では，なおしばらく風も雨も強いので十分警戒して下さい。しかし，近畿南部では，すでに峠をこしました。なお，由良川，淀川，紀の川では水位が高い見込みですから十分注意して下さい。（以下略）」

17日 3時

○木津川水位低減確認

17日 4時

○桂川上流水位低減確認

17日 4時40分

○淀川洪水注意報第2号 近畿地方建設局，大阪管区気象台発表

「木津川の加茂の水位は，徐々に減少しています。また，桂川の桂の水位は，まもなく最高水位（4.40 m程度）に達する見込みです。本川枚方の水位は，まもなく警戒水位を越え，今朝9時頃5.00 m程度になる見込みですので十分注意して下さい。」

17日 7時30分

○枚方水位のピーク（7時に4.63 m）確認

流量は，4,840 m³/secであった。

17日 8時

○瀬田川洗堰全開放流指示（局長）

17日 11時50分

○淀川洪水注意報解除

最後に、図7・2・10に淀川の主要地点の水位を示しておく。

以上、淀川ダム統合管理事務所の作業をとおして、淀川の洪水予報のやり方をみてきた。この洪水が、典型的な紀伊半島縦断型の台風によるものであったため、きわめて的確な降雨予測が可能であり、しかも流量がそれほど大きくなかったということも幸いして、余裕をもったダムの操作が可能であった。しかし、このような典型的な洪水ばかりが生じるわけではない。

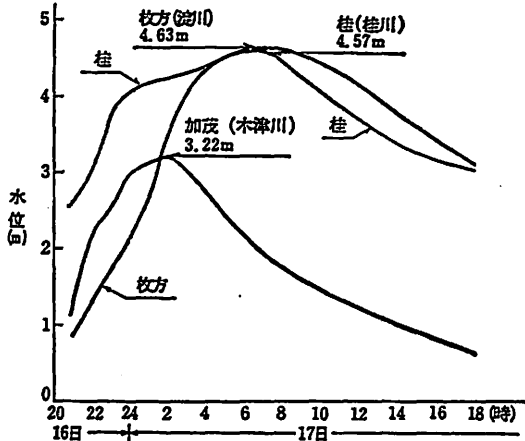


図 7・2・10 淀川の主要地点の水位

さらに変わった型の洪水については、まだまだ多くの研究課題が残されているといわねばならない。

【計算例1】 天ヶ瀬ダムの放流ゲートは、満水位78.5mで1,110 m³/secの放流能力を有している。ダムの水位が最低水位58.0mになったとき、このゲートの放流能力はいか程になるか。ゲートの位置は47.3mである。

【解】 ゲートの放流能力は、そこに作用する水圧の平方根に比例する。したがって、求めるべき放流能力を x m³/sec とすると次式が成り立つ。

$$1,110 : \sqrt{78.5 - 47.3} = x : \sqrt{58.0 - 47.3}$$

$$\therefore x = 650 \text{ m}^3/\text{sec}$$

7.3 淡水河の洪水予報システムと1969年洪水^{*6)}

7.3.1 淡水河の現況

淡水河は台湾の北端に位置する流域面積2,216 km²、幹川流路延長 158.7 km の、台湾省第3位の河川である。大漢溪、新店溪および基隆河の3支川からなり、その合流点に台北市が位置している。

流域の特徴の一つは、急峻な山地部から急に低平な盆地にとつながり、しかもその下流側に狭窄部を控えていることである。それゆえ、この盆地の中心に位置する台北市、三重市等は、有史以来洪水の危険にさらされてきた。

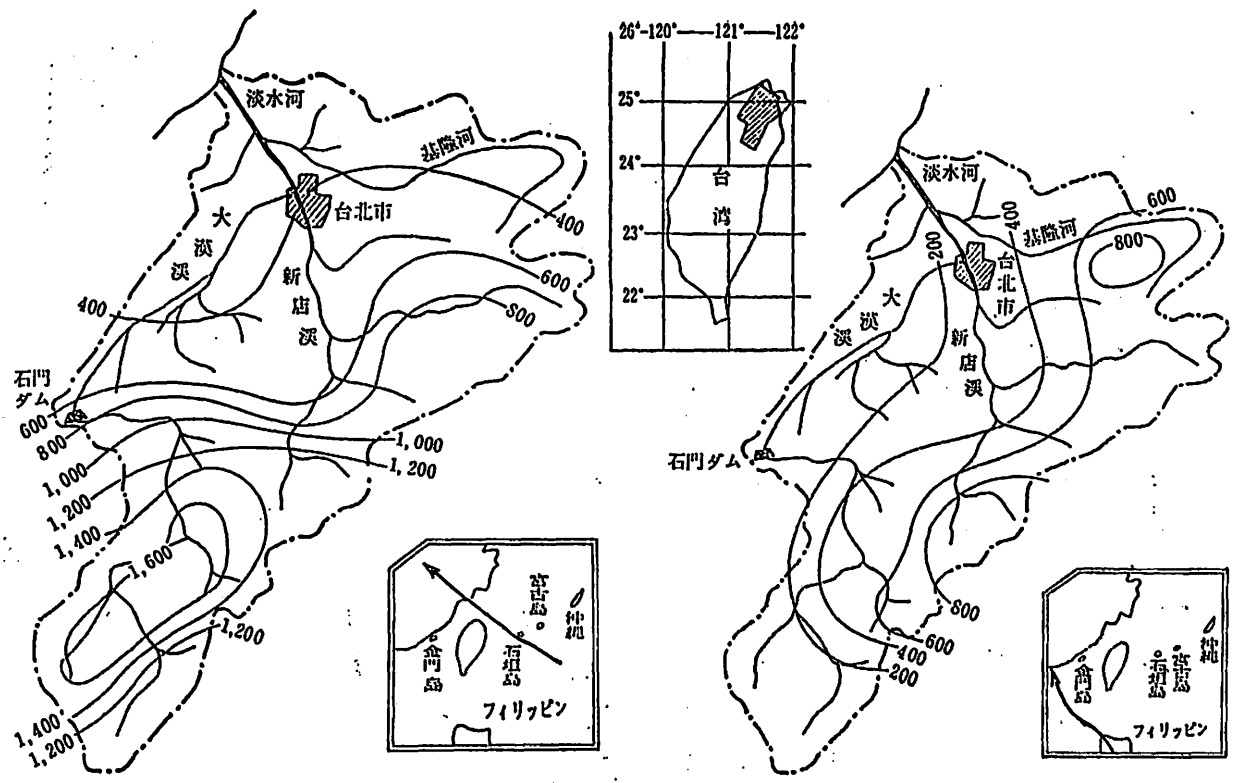
1963年の Gloria 台風による洪水は、台北市を含めて約 21,000 ha の地域を冠水させ、大損害を与えたが、その後も数年に1度の割合で洪水に見舞われている。

治水事業については相当の努力が払われているもののその進展は十分でない。後節で詳しくみるように、堤防と称すべきものは淡水河本川の右岸側、すなわち台北市の側と、基隆河の下流部にわずかに存在するに過ぎない。であるから、台北市の対岸の三重市や、基隆河の下流地区は、ほとんど毎年のように浸水しているといつてよい。

最大の支川である大漢溪の上流には、有名な石門ダムがあるが、かんがい用水の供給を主目的としているため、2億5,000万トンの有効貯水量を有しながらも、その洪水調節上の効果はさして大きくない。

洪水はそのほとんどが9月に起こっており、その原因は台風である。台風にもなう降雨量は500~1,000 mm に及び、淡水河にとってもっとも危険であるといわれている北西進の経路をとった Gloria 台風の場合には、1,346 mm (石門ダム流域) に達している。それゆえ、洪水流量もきわめて大きく、基準

* 本文は、1971年に行なった1カ月の現地調査と、それについて1カ年にわたって行なった解析、計算の結果を要約したものである。



(a) Gloria 台風 (1963) (b) Elaine 台風 (1968)

図 7.3.1 淡水河流域の降雨量分布と台風の進路

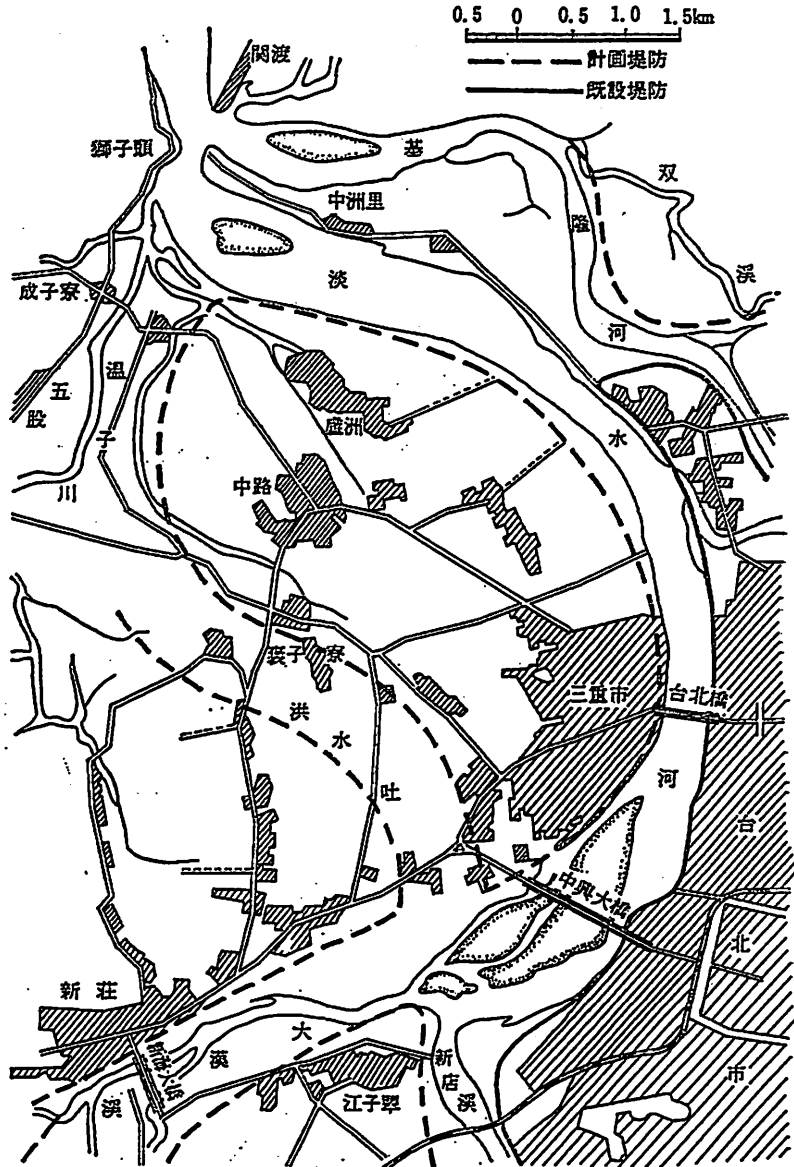


図 7・3・2 淡水河下流部の治水計画

地点である台北橋地点の流量は $14,850 \text{ m}^3/\text{sec}$ (Gloria 台風出水) にも達し、比流量にして7.2の値は、わが国の同程度の規模の河川の約2倍である。

図7.3.1は Gloria 台風 (1963) および Elaine 台風 (1968) の総降雨量の等雨量線図である。これには台風の経路も示している。雨量の地域分布は他の台風の場合においても似た傾向で、上流側に多く、下流側に少ない。特に多いのは大漢溪の石門ダムの流域である。

このような点に着目して、大漢溪に洪水調節ダムを建設するか、大漢溪から台湾海峡に洪水をバイパスさせる方策が、恒久的な治水のための計画として提案されたことがある。しかし、現行の計画では図7.3.2に示すように、大漢溪と新店溪との合流点付近から三重市の西部をとおって、関渡で淡水河本川に合流する洪水吐を設けることとし、洪水調節ダムの建設は考慮されていない。

計画の基本は200年確率流量で、台北橋地点において $25,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。そして、台北橋地点の水位が標高4mを過ぎるとき、つまり同地点の流量が $4,000^3/\text{sec}$ 程度になると洪水吐に分流するような計画になっている。計画分水量は $11,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。

他の地区は堤防によって守られることになるが、このようにして氾濫を免れる面積は、約17,400haといわれている。

7.3.2 上流域の洪水流出モデル

淡水河において洪水予報が必要とされている地区は、ほぼ、つぎのとおりである。

すなわち、大漢溪の新海大橋*と新店溪の中正橋**より下流の淡水河左岸地区、基隆河の中山橋***上流の川沿いの低地、基隆河最下流端の中洲里、関渡地区などである。地名および地形等については、図7.3.6を参照されたい。以下の節において、これらの地区の浸水開始時刻や浸水区域、湛水深などを予知

* 河口から 24.5 km

** 河口から 28.5 km

*** 河口から 18.0 km

する方法について述べる予定であるが、このために、本節ではまず、降雨から上記3橋（新海大橋、中正橋および中山橋）での流量を予知する方法について述べることにする。

1963年の台風 Gloria 出水をはじめとして、1970年までの11出水の観測資料をもとにして流出モデルが作成された。時間雨量としては、流域全体で15箇所(平均162km²に1箇所)の資料を用いている。

洪水流出計算モデルは、図7-3-3に示すようなかなり簡

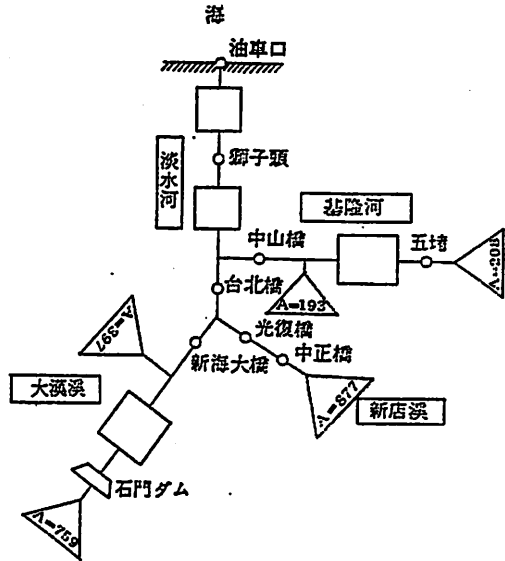


図 7-3-3 淡水河の洪水流出計算モデル (A: 流域面積(km²))

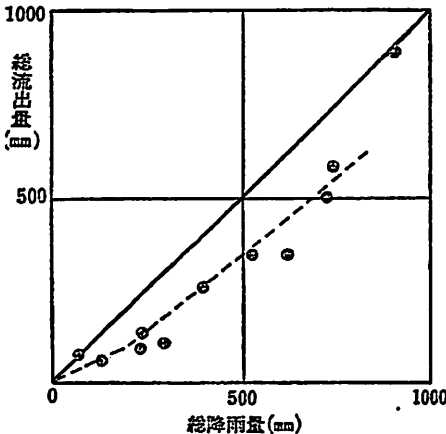


図 7-3-4 有効雨量曲線の一例(五堵流域)

単なものである。图中、三角が流域流出量の計算を行なうモデルを示し、四角は、河道あるいは湛水池における洪水の伝播の計算を行なうモデルを示している。このモデルの構成は、水位流量資料の有無、ダムの有無、洪水予報のための基準地点、計算の精度、計算時間などを総合的に判断して定めたものである。

流出計算モデルの選定は、第3章で述べた貯留関数法が採用されている。

有効雨量は、つぎのような方法を用いて推定する。

図7・3・4に示すように、過去の水文資料から、ある流域の総雨量とその降雨による流域末端の総流出量（基底流量は差し引いておく）との関係をプロットする。そうすると、それぞれの点は、原点を通る勾配45度の線（図中の実線）より損失降雨量だけ下側にプロットされる。そして、これらの点を連ねたもの（図中の破線）を有効降雨曲線として以後利用していく。すなわち、この図を用いて有効雨量を求めるには、時間雨量の累加値を横軸にとって、これに対応する破線の縦軸の値を読みとればよい。

図7・3・3に四角で示した部分のうち、石門水庫～新海大橋および五堵～中山橋の区間の河道追跡計算は、これをできるだけ簡単にするために、単位図を用いている。ここに貯留関数法を適用することももちろん可能であるが、こうした場合には、若干、計算手数がふえることになる。

貯留関数法を洪水予報に適用するばあい、流量の予測精度を高めるために、計算の初期値として最新の（予測作業を行なおうとする時点に最も近い）流量実測値を用いて、逐次、予測を修正していくという方法がとられる（詳細な説明は、第3章を参照されたい）。この場合、できるだけ正確な流量値が知りたいのは当然であろう。このために普通とられている方法は、テレメータによる水位観測

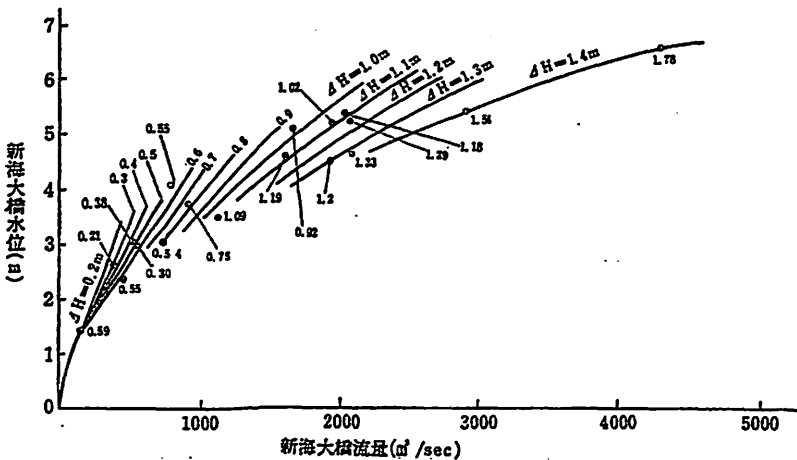


図 7・3・5 台北橋地点との水位差を考慮した新海大橋の水位流量曲線（添字 ΔH ＝新海大橋水位－台北橋水位）

値から水位流量曲線によって流量を求めるという方法であるが、この淡水河の場合、新海大橋、中正橋の水位流量曲線として図7・3・5に示したような曲線群からなる水位流量曲線を用いている点は注目に値しよう。これは、これらの地点の水位が下流の背水の影響を強く受けるため、単純な水位流量曲線を用いたのでは、水位から流量を求めたときに、あまりにも流量の誤差が大きくなりすぎることから考案されたもので、下流地点の水位との水位差を考慮に入れて流量を求めようになっている点の特徴である。図中の黒点は、実測値を示す。さらに詳細な説明を必要とされる方は、参考文献*を参照されたい。

7・3・3 下流域における洪水氾濫の状況と1969年洪水

淡水河では、最近10年間に平均1.4回/年の洪水が発生している。その原因は、台風によるもの12、熱帯性低気圧によるもの2となっており、大部分が台風によるものである。

これらの出水による被害状況を考え、さらにその後の築堤の進捗状況を合せ考えて、現在なお水害常襲地区であると推定される地区は、関渡地区、中洲里地区、大直、松山地区、芦洲地区、江子翠地区の5地区である。これらの地区の位置および堤防の状況等については、図7・3・6を参照されたい。

関渡地区は、基隆河沿いに、防潮堤と防潮水門を有しているが、この防潮堤は、低い所では標高2.5mしかないため、洪水はしばしばこれを越流する。

芦洲地区は、地盤高が標高2m以下の所が大部分であるため、少しの出水でも下流側から淡水河の水がさしこんでくる。また、この地区は、淡水河の水位がある程度あがったときには、本川左岸（無堤）からの溢流水にも洗われる。

中洲里、大直、松山、江子翠の各地区も、図からわかるとおり無堤地区であり、川沿いの低地は浸水しやすい。

台北市街地は堤防でとりかこまれている。これらの堤防は、台北橋上流側および新店溪沿いが1963年以前に、台北橋より下流側および基隆河沿いが1964年

* 青木佑久：水面勾配をとり入れた水位流量曲線，土木技術資料，昭和47年6月，pp. 29～33

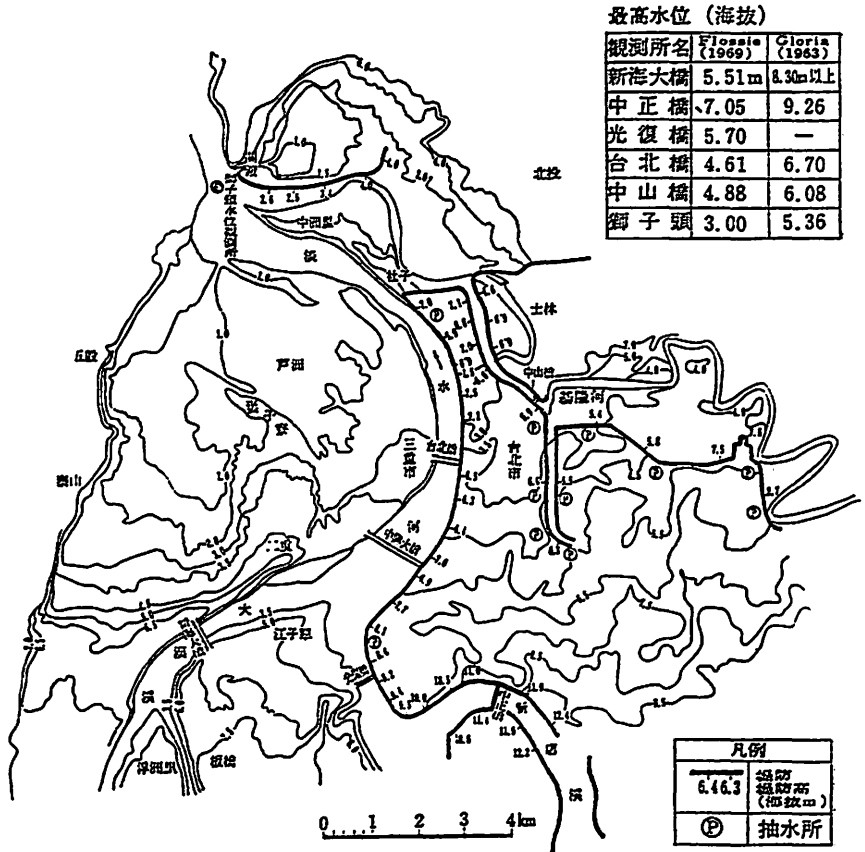


図 7・3・6 淡水河下流部の地形と堤防高

以後にそれぞれ完成している。したがって、1963年の Gloria 出水時には、台北市はその大半が浸水してしまったが、現在では、これと同程度の出水でも大きな浸水は免れるはずである*。しかし、このように堤防でとり囲まれた所では、内水による浸水が生じやすくなるので、この点は注意すべきであろう。

これらの地区の洪水予報を効果的に行なうためには、それぞれの地区に予報

* Gloria 出水の最高水位を示すとつぎのとおりである。獅子頭：5.36m、台北橋：6.70m、中山橋：6.08m、新海大橋：8.30m以上(欠測あり)、中正橋：9.26m、いずれも標高表示

の基準となる量水標を選定しておかなければならない。そしてあらかじめ、この量水標の水位とその周辺地区の浸水状況や、それに伴って必要となってくる避難救助などの対策活動との関係を十分調査しておくことが大切である。

淡水河下流域に対する洪水予報のための基準量水標はつぎのとおりとする。

- ① 新海大橋 ② 光復橋 ③ 台北橋
- ④ 中山橋 ⑤ 獅子頭

これら5地点の水位を洪水予報の基準水位とするからには、これらの水位を知ることによって各地区の浸水状況がすべていながらにしていけるということが望ましい。この淡水河の洪水予報システムでは、①、②、③の水位から江子翠地区への洪水予報、①、②、③、⑤の水位から三重市と芦洲地区への洪水予報、⑤の水位から芦洲、閩渡、中洲里地区への洪水予報、②、③、④の水位から台北市に対する洪水予報をそれぞれ行なうことが可能であるとしている。

基準水位を用いて各地区の洪水予報を行なう場合、各地区の浸水状況を推測する最も簡単な方法は、洪水が水平に湛水するという仮定をおいて、地形図から浸水区域、浸水深などを推測する方法である。

淡水河においてもこの方法を採用しているのであるが、水平湛水の仮定の妥当性と精度上の限界については、あらかじめ十分検討しておかなければならない。淡水河における最近の洪水について、実際の浸水区域と、基準量水標の水位の実測値から水平湛水の仮定を用いて推定した浸水区域とを比較してみた結果の1例を示すと図7・3・7のとおりである。

図7・3・7は、1969年10月に台風 Flossie がもたらした洪水による浸水区域である。閩渡、芦洲、中洲里地区の推定浸水区域は、獅子頭の実測水位と地形図を用い、水平湛水の仮定をおいて推定したものである。この図から、閩渡および中洲里地区の浸水区域は、この方法を用いて十分正確に推定できることがわかる。しかし、芦洲地区の浸水区域については、このような方法だけで推定することは少し無理があるように思われる。この地区に対しては、水平湛水の仮定により推定される浸水区域のほかに、さらに、淡水河左岸からの越流水により浸水する区域をも加えて考えなければならない。この越流が、いつ、どこで

により浸水するとした区域と、あらたに推定した越流による浸水区域を重ねてみると実際の浸水区域によく一致してくる。

江子翠地区の浸水区域は、大漢溪と新店溪の合流点水位から推定する。結果は、まずまずといえよう。

松山、大直および台北市東北部の浸水区域は、中山橋水位から推定する。しかし、この図7・3・7の場合には、台北市東北部の浸水区域が、とくに小さく推定されているようである。中山橋のこのときの実測最高水位は標高4.88 mであり、また、図7・3・6からわかるように、この付近の堤防は一番低い所で5.35 m あることになっているので、これだけのデータでは、この浸水をうまく説明することはできない。この点を明らかにするためには、堤防の完成年月についてのさらに詳細な調査と内水解析* などを行なうことが必要であろう。

さらにこの他の4出水についても同様の検討を行なって、基準量水標の選定と水平湛水の仮定の妥当性を確かめている。また、この他各地区の浸水時間と浸水深についても検討を行なって、浸水区域を推定するのと同様の考え方でこれらも推定できるとしている。

7.3.4 基準量水標における水位の予知法と1969年洪水

前節では、基準量水標の水位から浸水区域、浸水時間、浸水深等が推定できるということについて述べた。そこでつぎは、基準水位の推定法について述べることにしてしよう。

雨量から流量を推定するのに、先に述べた方法によれば、淡水河の場合は4時間**先の流量が推定できる。したがって、これからここで述べようとする下流部における洪水流の伝播状況を推定する作業のためにあまり多くの時間をと

* 台風 Flossie は、総雨量 866 mm にも達する降雨をもたらした。そのため、基隆河では標高 3 m 以上の高水位が80時間も続いている。このことから、台北市東北部に内水がたまり、それにより浸水が生じたことも十分考えられる。

** この時間には、情報収集、計算等の時間(30分以内)が含まれているので、厳密には3.5時間程度というべきである。また、現時点までの降雨データに、さらに予想降雨をつけ加えることが可能であれば、この時間はさらに延びる。

かけるわけにはいかない。

基準水位の推定法は、必要な精度の範囲でできるかぎり簡単なものであることが望ましい。新海大橋および台北橋は、水位流量曲線を用いて推定することになっている。ただし、台北橋付近では左岸側が無堤であるため、洪水水位がある程度を越えると左岸側への越流が生じる。そのため、台北橋における過去の資料を用いて水位流量曲線を作成したのでは具合がわるい。なぜなら、上流域の洪水流出モデルによって予知できるのは新海大橋と中正橋の流量であり、この中には下流で左岸へ越流するであろう流量分が含まれており、これがいくらであるかをあらかじめ知るができないからである。そこで、ここでは、台北橋の水位と新海大橋、中正橋の合計流量（同時刻流量）を用いて、越流量分も含めた水位流量曲線を作成することになっている。また、新海大橋における水位流量曲線としては、図7.3.5にすでに示したものがあるが、これは新海大橋における洪水流出量の予測計算にのみ用いることとし、水位予測のためには、これは使用しない。それは、この図を用いようとすれば、まず台北橋の水位を推定する必要があり、これを先に述べたような水位流量曲線を用いて仮りに推定したとしてもこの推定値にはかなりの誤差が含まれるため、この図7.3.5を用いる方法は必ずしもうまく適用できないからである。

光復橋では流量観測値がない。そこで、中正橋流量が光復橋流量に等しいと仮定して、中正橋流量と光復橋水位を用いて水位流量曲線を作成することにした。したがって、洪水流出計算によって中正橋の流量が知れば光復橋の水位がわかるわけである。

以上、いずれの水位流量曲線もあまり精度がよいとはいえず、水位の推定誤差は±0.5 m程度である。

つぎに、獅子頭の水位の推定法であるが、これは3・10で説明したとおりの方法によって行なっているので、ここでの説明は省略する。この方法を用いて計算した結果の1例を図7.3.8に示す。使用した資料は、新海大橋と中正橋の実測流量（水位流量曲線を用いて求めたもの、油車口の実測水位、中山橋の計算流量（実測流量がないので、雨から計算して求めたもの））である。また、こ

の例では、予測計算は、毎正時ごとにやり直すものとし、そのたびごとに、初期水位として獅子頭の実測水位の値を与えている。実際の洪水予報の計算で

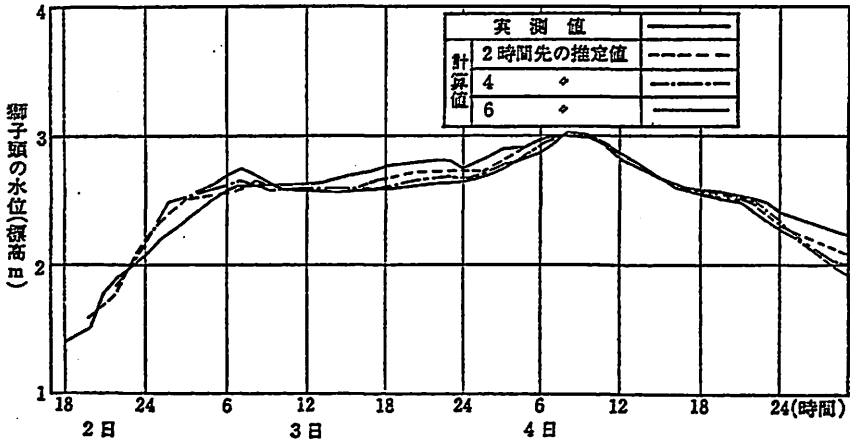


図 7-3-8 獅子頭水位の実測値と計算値の比較 (Flossie 台風出水)

は、この初期値は、テレメータにより得られることになっている。

中山橋では、実測流量が全くないので、この水位はつぎのような方法で求めることにしている。すなわち、獅子頭と中山橋の間で不等流計算を多数のケースについて行ない、図 7-3-9 のような計算図を作成する。中山橋の流量（雨からの予測値）と獅子頭の水位（前述の予測計算により求めた値）を知って、この図を用いれば、直ちに中山橋水位が求められる。

獅子頭の水位にしても、また、中山橋の水位にしても、その推定方法から当然予想されることであるが、やはり水位（流量）の時間的変動があまり激しくないものの方が、その推定精度は高いようである。

7.3.5 洪水予報施設

洪水予報施設としては、雨量および水位の観測施設と、それらの観測値を予報センタに通報する施設およびそれらのデータをもとにして予報値を計算するためのデータ処理装置が必要である。

淡水河ではすでに洪水予報サービスが行なわれており、そのための施設も相

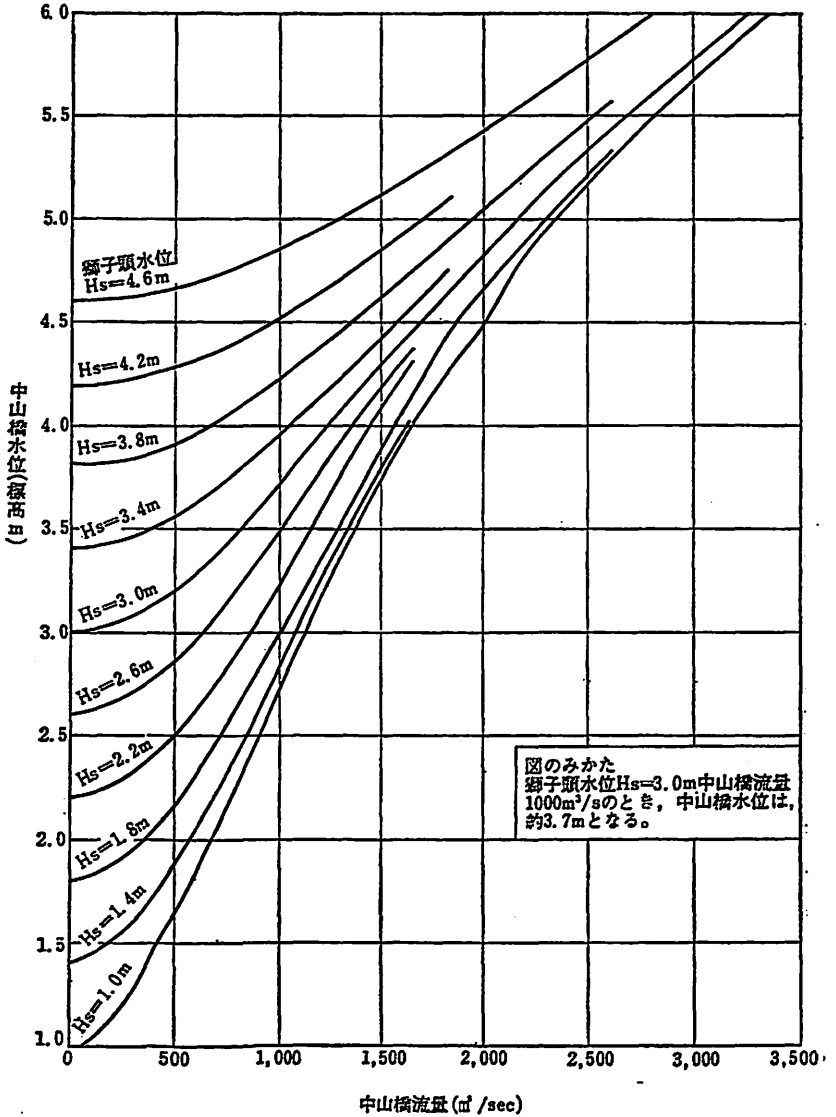


図 7・3・9 中山橋水位計算図

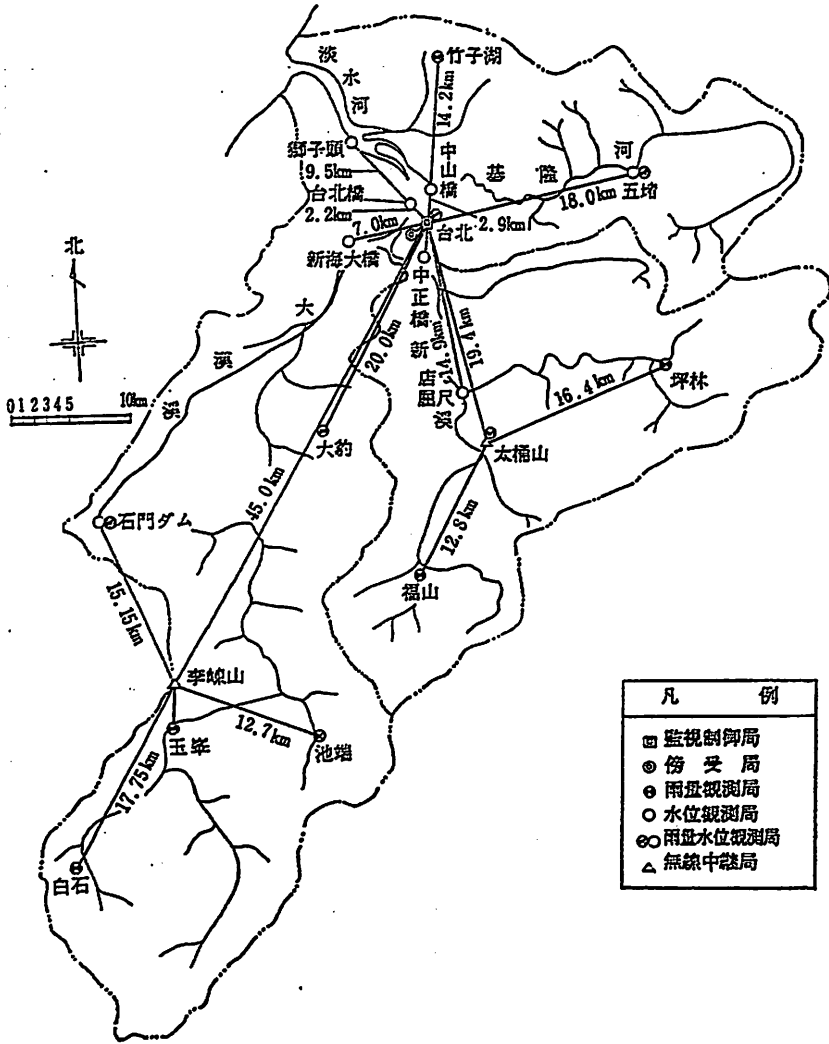


図 7・3・10 淡水河雨量・水位テレメータ局配置図

当整備されている。すなわち、水利局*がタイマ起動，片送り，パルスカウン

* 台湾省水利局：わが国の河川局と農地局とを合わせたような組織で，淡水河の管理を担当している。

ト方式の雨量テレメータを2局、連絡用無線電話機による有人式の水位観測局5局（うち1局は雨量計併設）を、気象局が同様の雨量テレメータ2局を有している。ただし、水利局のテレメータは39.5 MHz を用いているが、気象局のそれは402 MHz および405 MHz を用いている。

石門ダムの管理に当る石門水庫管理局は、連絡用無線電話機による雨量観測所4局を有し、さらに水利局との間に35.23 MHz、60 W の単信方式の電話回線を設置している。

これらの施設はすでに設置してから相当の年月が経過しているうえに、これらのテレメータが用いている30 MHz 帯の雑音が台北市内において非常に大きいこと、およびパルスカウント方式を用いていることなどのために信頼性が低く、能率の悪い有人式無線通報による観測所とともに、早急に新しい方式のものと交換する必要がある。

そこで、新しく提案されている観測施設は、60 MHz 帯の2波を用いる11カ所の雨量観測所、8カ所の水位観測所からなるシステムである。通信回線は台北系、太福山系および李嶼山系の3系列で、中継所2カ所を必要とする。通信機およびテレメータは、わが国の標準仕様によるものを用いると考えられる。通信系統の詳細は図7・3・10に示すとおりである。なお、雨量計1カ所の分担面積は平均220 km² である。

つぎにデータ処理装置としては、近年広く用いられるにいたったミニ・コンピュータなどが適当であると考えられたが、コンピュータ本体はともかくとしても周辺機器が高価に過ぎることなどを考慮して、電卓2台を用いる方式を採用した。

電卓には、計算結果を印字する機能のあるセイコー S 301 型卓上電子計算機を用いることにした*。しかし、この電卓では貯留関数法による流出量の計算を行なうのがやっとなのであるから、下流部の氾濫に関する計算は、可能な限り計算図表を利用する方式によることにしている。

* この型のものは計算速度が十分でない。今日ではもっと適した機種を選定が可能である。

淡水河には洪水調節用のダムがないので、現在のところではこのようなデータ処理装置でよいが、ダム操作の最適値が問題になるようになれば、当然中型電子計算機が必要となるであろう。

推定によれば、以上の諸施設を建設するための費用は、約1億6,000万円であった。

7・4 豊川の洪水予報システムと1969年洪水

7.4.1 豊川の現況

豊川はその源を木曾山脈に連なる段戸山(標高1,150m)に発し、山間部をほぼ南西に流れ、基準地点石田において平野に出て、豊川平野を大きく蛇行しながら流下している。図7.4.1に示すように、流域面積は約720 km² (うち山地550 km², 平地170 km²) で、本川流路延長約83 kmの中規模の河川である。

平野部の豊川は屈曲が多く、8カ所においてはほぼ直角に曲り、すべての屈曲部の内側および河口から約23 kmの東上地区に9つの霞堤が設けられていた。

豊川の改修は、大正6年から開始され、上流部の霞堤を締切るとともに、下流部の洪水疎通能力の増大をはかるための放水路が開さくされた。

1969年の出水当時は、基準地点石田における基本高水のピーク流量4700 m³/sのうち、600 m³/sを上流に建設されるダムで調節して、河道の計画高水流量を100 m³/sとする計画であったが、ダムはまだ建設されていない。

放水路は、河口から11.8 kmの地点にある。その入口には、2門の固定堰と1門の可動堰が設けられており、可動堰は、洪水時以外は締め切られている。

7.4.2 豊川における洪水予報

豊川は、水防法第10条の4第1項による水防警報指定河川である。

水防警報の目的のためだけであれば、対象観測所の水位が、警報発令指定水

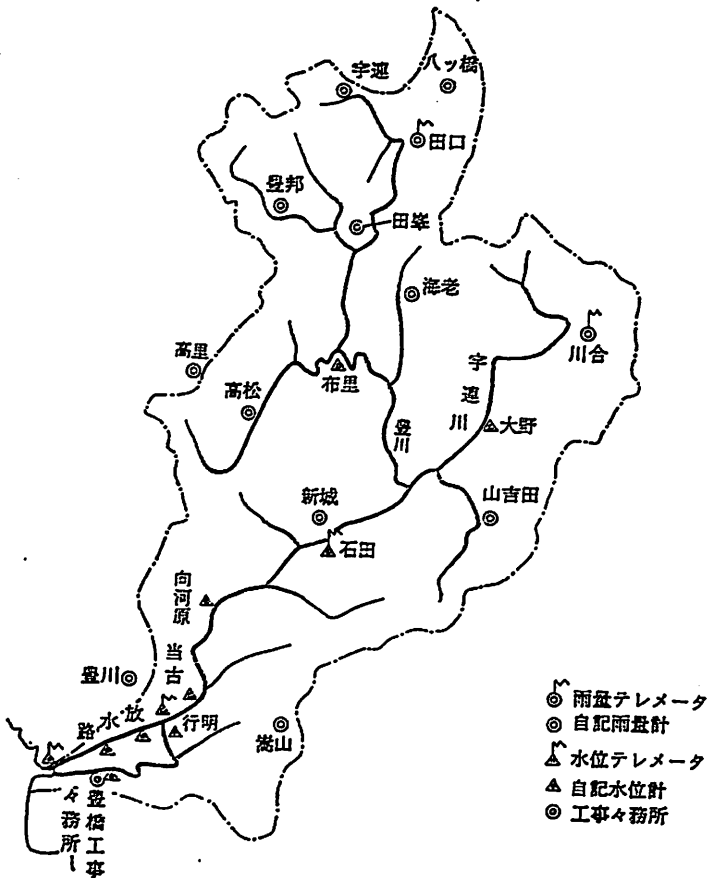


図 7・4・1 豊川流域図

位に達したときに、警報を発令すればよいのであるが、豊川のように洪水流出の速い河川では、それだけでは不十分なので、古くから降雨を用いて基準地点の水位を予測することが考えられていた。

豊川の洪水予報施設は、昭和44年当時は雨量テレメータが、本川の田口、支川宇連川の川合のわずか2カ所*、水位テレメータは、基準地点石田に設置さ

* その後高里に設けられた。

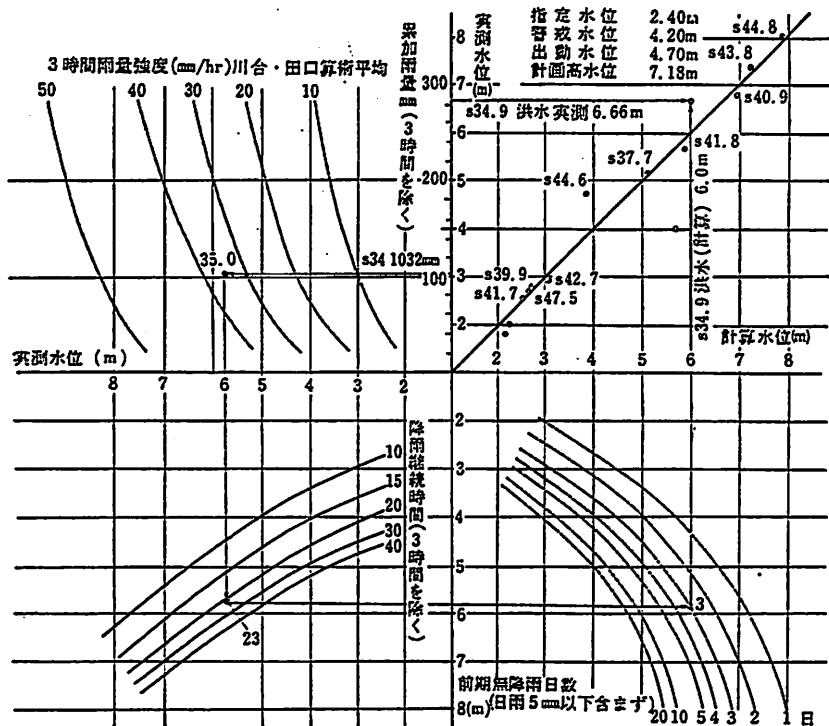


図 7-4-2 川合、田口雨量から石田水位を求める共軸式相関図

れているのみであった。

上流部には上記2カ所の雨量テレメータ以外にも雨量観測所があり、その多くは小洪水の場合には電話による連絡がとれるが、大洪水の場合や夜間にはほとんど連絡不可能となる。

豊川の洪水予報には、タンクモデルと共軸相関図法とが用いられている。洪水予報の実際の手順はつぎのとおりである。

- ① 田口の雨量テレメータのデータから、累加雨量、3時間雨量強度、降雨継続時間および前期無降雨日数を求め、共軸相関図により布里の水位を求める。
- ② 川合の雨量テレメータのデータから、田口の場合と同様にして大野水位

を求める。

- ③ 上で求められた布里および大野の水位を使用して、相関図を用いて石田の水位を求める。

以上の手順により石田の水位を予報するのであるが、ここで求められた水位の出現時刻は通常2～3時間後である。

また、田口および川合の雨量を平均して、1枚の相関図で石田の水位を求める共軸相関図図7・4・2が用意されている。電話連絡で布里あるいは大野の水位が入れば、水位予想の正確度が向上するであろうとの考えから、このような相関図が作られたのである。

現在は、主に後者が用いられている。

7.4.3 1969年8月洪水予報⁷⁾

(1) 台風7号による降雨と出水

1969年8月3日9時潮岬南方700 kmにあった熱帯性低気圧は、8月4日6時には中心附近の最大風速約30 mの中型の台風7号となり、1時間20 kmぐらいの速さで北に進み、5日の0時から0時30分頃にかけて三河地方を縦断して、豊川の流域に大量の雨をもたらした。

豊川流域においては8月3日頃から山間部で雨が降り始め、3日の日降雨量は10～50 mm程度であった。台風が紀伊半島に上陸した8月4日18時頃から風雨が強まり、台風が三河地方を通過した8月5日、0時～4時30分にかけては最も激しくなり、時間雨量50～90 mmを記録

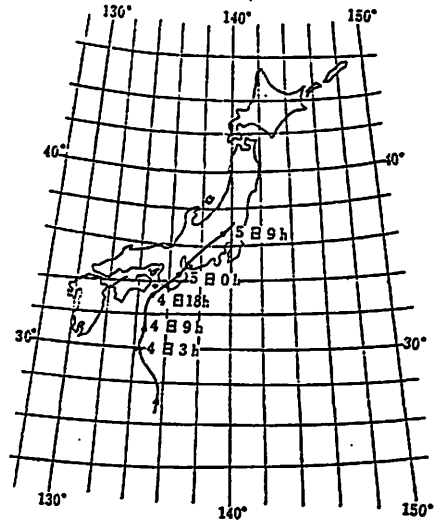


図7.4.3 台風7号経路図

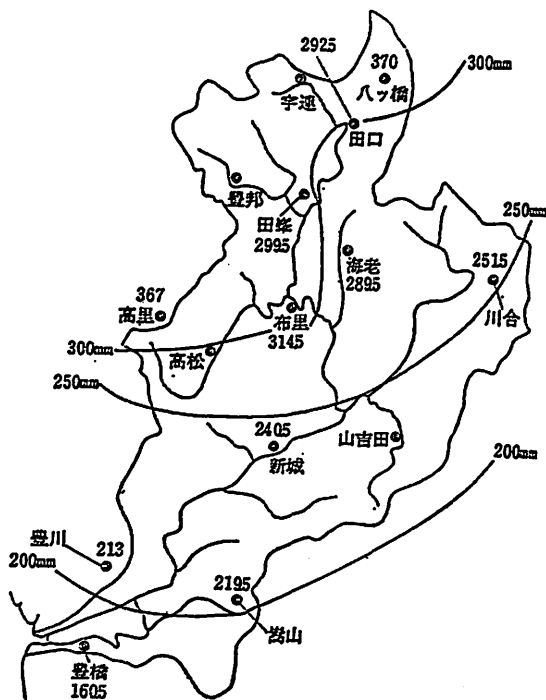


図 7・4・4 豊川流域台風7号等雨量線図。(1969年
8月3日～5日)

した。日降雨量は 200～320 mm に達し、豊川上流の海老、田峯、ハッ橋の各観測所では既往最大記録を突破した。

台風7号による総降雨量の分布は図7・4・4に示すとおりである。

この降雨により、豊川の基準地点石田の水位は、8月5日2時頃から急激に上昇し、8月5日2時50分には警戒準備水位に達し、10分後の3時には出勤水位を越え、なおも急上昇を続けて8月5日4時には計画高水位7.18mを突破し、8月

5日5時10分には 8.10 m のピーク水位を記録した。

基準点石田における流量は5日5時15分～5時30分の浮子による観測によると、4,800 m³/s であり、計画高水流量 4,100 m³/s、基本高水流量 4,700 m³/s を共に上廻っていた。

なおこの出水は、石田の水位でみると、大正9年の観測開始以来最高であった。

(2) 洪水予報

この洪水において発表された水防警報は表7・4・1に示すとおりである。

また、田口、川合のテレメータによる雨量および石田の水位は図7・4・5に示すとおりである。

図7・4・5の黒丸は、田口および川合の雨量データを使用して、共軸相関図に

表 7・4・1 昭和44年8月、台風7号における豊川の水防警報

図 7・4・5 No	水系名	河川名	対象水 位観測 所	警 報	時 刻	内 容
①	豊川	豊川	石田	水防情報 第 1 号 (情 報)	8 月 5 日 2 時 30 分	2 時現在、石田の水位は 2.64m で、引続き急激に上昇中である。本地区では今後の情報に注意し、嚴重に警戒せられたい。2 時に於ける積算雨量は、田口167mm、川合189mm で、2 時の時間雨量は田口 65mm、川合 79mm である。
②	"	"	"	水防警報 第 1 号 (準 備)	8 月 5 日 2 時 55 分	2 時 50 分現在、石田の水位は 4.49m で準備水位を越えて引き続き急激に上昇中である。本地区では水防の準備に入り嚴重に警戒せられたい。
③	"	"	"	水防警報 第 2 号 (出 動)	8 月 5 日 3 時 00 分	3 時現在、石田の水位は 4.86m で出動水位を越えて引き続き急激に上昇中である。本地区の水防団は出動し水防に万全を期せられたい。なおこの出水は非常に大きくなる見込み。
④	"	"	"	水防警報 第 3 号 (出 動)	8 月 5 日 4 時 00 分	3 時 30 分現在、石田の水位は 6.25 で出動水位を越え引き続き刻々上昇中である。本地区では水防団は出動し水防に万全を期せられたい。なお本川の水位は計画高水位 7.18m に達するものと予想される。
⑤	"	"	"	水防警報 第 4 号 (情 報)	8 月 5 日 5 時 30 分	5 時 30 分現在、石田の水位は 8.10m でこれが最高水位と考えられる。本地区では引続き水防に万全を期せられたい。
⑥	"	"	"	水防警報 第 5 号 (解 除)	8 月 5 日 13 時 00 分	12 時 30 分現在、石田の水位は 2.75m で減水中である。本地区の水防警報を解除する。

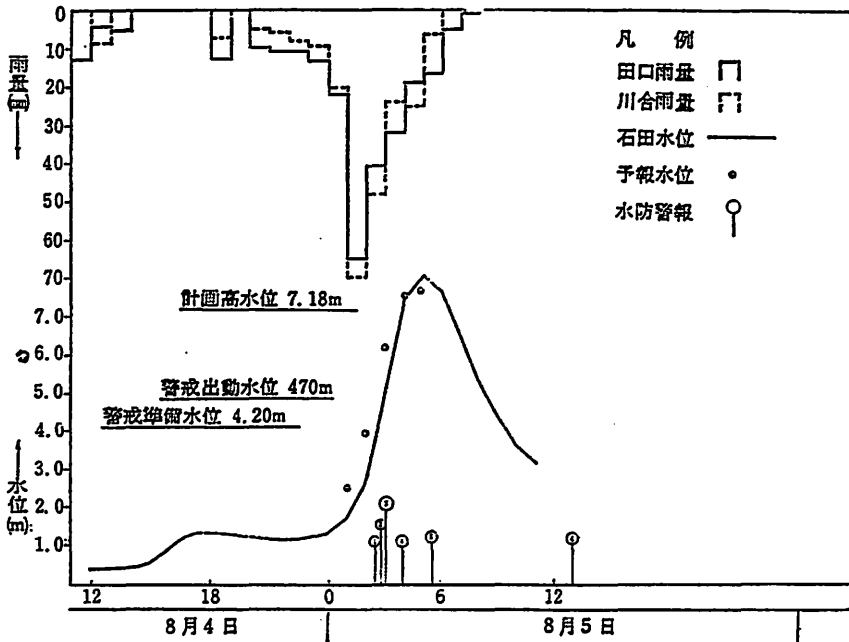


図 7-4-5 台風7号による雨量, 水位図

より予測した石田の水位で、予測水位の発生は約2時間後であった。

洪水予測の精度としては、既往最大の洪水となってグラフをスケールアウトしたにもかかわらず、ほぼ、満足すべき結果であったと考えられる。

台風7号による出水は、豊川にとっては最大の出水であった。にもかかわらず、8月4日の昼頃までは、そんなに大きな被害をもたらす台風とは、一般には思われていなかった。8月4日20時頃、台風がほぼ中部地方に向った時点で、動員態勢下にあったのは、建設省、警察署、消防署および自衛隊のみであったことが、このことを裏書きしている。

8月5日3時には計画高水位を超えるとの判断から、水防団の出動を要請すると共に、低地住民に対し避難するよう関係市町村を通じて連絡がなされた。

まだこの時点では、事態が切迫しているにもかかわらず、平地の雨が少ない事もありこの避難命令には半信半疑の者が多かったようである。

5日5時10分ついに石田の水位は8.10mのピークに達し、同時に石田観測所にいた豊橋工事事務所調査課職員からピーク流量を観測中との無線連絡があったと記録されている。

このあと、破堤2カ所の被害が出たが、3時に出された避難命令で人的な被害は皆無であったという。当時の新聞に「こちらの打つべき手はすべて打った。あとはたのむと、担当者は叫んだ。……」とあるが、これはそのときの工事事務所のふんいきをよく現わしているといえよう。

参 考 文 献

- 1) 寺田斐夫：利根川上流ダム群の統合管理について ダム日本 No. 335, 1972年9月
- 2) 建設省関東地方建設局：多目的ダムの管理に関する研究, 第26回建設省技術研究発表会
- 3) 建設省関東地方建設局河川部河川管理課：利根川・荒川の洪水予報, 昭和47年3月
- 4) 建設省関東地方建設局：高水速報, 昭和47年9月, 台風第20号
- 5) 建設省近畿地方建設局：淀川ダム統合管理事務所概要
- 6) 海外技術協力事業団：淡水河の洪水予警報システム確立のための調査報告書, 1972年1月
- 7) 中部地方建設局豊橋工事事務所：昭和44年8月5日出水高水報告

付 録

建河 73 型洪水流出計算機仕様書

社団法人 建設電気技術協会

目 次

- 第1章 総 則
- 第2章 洪水流出計算の方法
- 第3章 水位～流量曲線の計算法
- 第4章 プログラミング
- 第5章 計算機の構成と性能

第1章 総 則

第1条 適用範囲

1. この仕様書は、洪水予報、水防警報、もしくはダムの操作に必要な資料を得るための洪水流出計算に用いる卓上型電子計算機について適用する。
2. この仕様書と特記仕様書の記載とに相違があるときは、特記仕様書が優先する。

第2条 適用規格等

本計算機は、この仕様書に定めるもののほか、関係法令および次の各号に示す規格に従って製作しなければならない。

- (1) 日本工業規格 (JIS)
- (2) 電気学会電気規格調査会標準規格 (JEC)
- (3) 日本電機工業会規格 (JEM)
- (4) 電子機械工業会規格 (EIAJ)

第3条 提出図書

請負契約者は、本計算機の完成引渡しの際に、次の各号の図書を提出しなければならない。

- (1) 試験成績書
- (2) 取扱説明書
- (3) 保守、点検、試験マニュアル

なお、前各号のほか、必要な資料の提出を求められることがある。

第4条 検 査

本計算機納入時に本仕様書にもとづく機能、規格について検査を行なう。

第5条 保 証

契約書に定める保証のほか、特に重大な障害については、前記期間を過ぎた場合であっても、協議のうえ無償修理を行わせることがある。

第6条 一般機能条件

計算機は、次の各号の条件に適合するように製作しなければならない。

- (1) 計算機の機能と規模はその使用目的に適したものであること。
- (2) 操作が容易で、かつ的確な操作が行なえるものであること。
- (3) 計算機の信頼性は十分保証されるものであること。
- (4) 維持、保守が容易であること。

第7条 計算機能一般

計算機は、標準として次の各号について計算できる機能を持つものとする。

- (1) 雨量計による観測値から単位時間毎の流域平均有効雨量を計算すること。
 - (2) 貯留関数法を用いて雨量およびダムからの放流量を入力として分割流域毎に洪水流出量を計算し、その結果を合成して懸案地点における洪水流出量を計算すること。
 - (3) 数時間にわたる雨量、ダム放流量および懸案地点における洪水流出量の実測値から、貯留関数の常数を再検討するための計算を行なうこと。
 - (4) 数箇の過去における洪水データから、もっともよく適合する貯留関数の常数を決定するための計算を行なうこと。
 - (5) 数組の水位および流量のデータから、最小自乗法により水位～流量曲線を計算すること。
 - (6) 入力データおよび計算結果を記録すること。
2. 計算機の機能規模は次表を標準とする。

洪水流出計算機能表

項 目	機 能 お よ び 規 模
1. 洪水流出計算	
1) 流域平均有効雨量計算	(I) 雨量計の数：5～10 (II) 分割流域の数：5以上 (III) 計算速度：1分割流域について10秒以下 (IV) 計算頻度：最小30分毎 (V) 計算最小単位：0.01ミリの単位で四捨五入 (VI) 重み：小数3桁の数字
2) 洪水流出計算	(I) 分割流域および河道の数：5以上 (II) 計算速度：1流域について20秒以下 (III) 計算頻度：最小30分毎 (IV) 計算最小単位：0.001ミリ/時の単位で四捨五入 (V) 諸常数：すべて3桁の数字
3) モデル常数の再検討	(I) 再検討の時間間隔：最小2時間毎 (II) 検討する常数：K
2. 洪水流出モデルの常数の決定	(I) 計算速度の項を除いて1, 2)の項に準ずる。 (II) 計算速度：別に規定しない (III) データの数：50組以上
3. 水位～流量曲線の計算	(I) データの数：50組以上 (II) 計算速度：別に規定しない

第2章 洪水流出計算の方法

第8条 流域平均雨量

流域平均雨量は、雨量観測所 1, 2, ……n についてあらかじめ与えられた重み W_1, W_2, \dots, W_n を用いて、分割流域 i ($i=1, 2, \dots, N_1$) の時刻 t および $t+\Delta t$ 間に対する値 $R_{it+\Delta t}$ を

$$R_{it+\Delta t} = r_1 W_1 + r_2 W_2 + \dots + r_n W_n$$

で計算する。ここに r_1, r_2, \dots, r_n は時刻 t および $t+\Delta t$ 間の雨量観測所 1, 2, ……n の雨量である。

第9条 有効雨量

有効雨量 R_0 は次式により計算するのを標準とする。

$$R_0 = f_1 \cdot R, \sum_{t=t_0}^t R < R_{sa}$$

$$R_0 = R, \sum_{t=t_0}^t R \geq R_{sa}$$

ここに $f_1 (0 \leq f_1 = 1)$ は一次流出率, R_{sa} は飽和雨量とする。

第10条 分割流域における洪水流出量

分割流域における洪水流出量は, 貯留関数 $S = KQ^p$
および連続式

$$R_{0,t-T_1} - Q_t = \frac{dS}{dt}$$

を用いて計算する。ここに, K, p, T_1 は常数である。

第11条 分割河道における洪水流出量は

$$S = KQ^p$$

もしくは

$$S = KQ^p - T_1Q$$

および

$$Q_{i-1, t-T_1} - Q_i, t = \frac{dS}{dt}$$

を用いて計算する。ここに $Q_{i-1, t}$ は第 i 河道の上流端に接続する河道からの洪水流入量である。

第12条 常数の再検討

常数の再検討は, 第10条および第11条に示した常数のうち, p および T_1 を固定し K を変動させておこなうことを標準とする。

2. 常数の適合度の判定は

$$E = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{t=t_1}^n (Q_{0,t} - Q_{e,t})^2}$$

によっておこなう。

n : 流量を計算する単位時間数

$Q_{0,t}$: t 番目の単位時間に対する流量の観測値

Q_i, t_i : 同じく流量の計算値

第13条 過去の洪水データによる常数の決定

過去の洪水データによる常数の決定は次の各号による。

- (1) 常数 K, ρ, T_i のそれぞれについて、最大値、最小値および両者の間のステップの刻みを与え、それらの可能なすべての組合わせについて与えられた有効雨量等から流量を計算し、第12条2項に規定する E を、その洪水のピーク流量で割った値、すなわち E/Q_p を算出する。
- (2) E/Q_p の最小値付近の K, ρ, T_i の組合わせを中心に、それぞれの変動範囲（最大値—最小値）を狭くし、ステップの刻みを小さくして(1)と同様の計算を行なう。
- (3) (2)と同様の計算を繰り返えし、最小の E/Q_p を与える K, ρ, T_i の組合わせを、その洪水に対する最良の常数とする。
- (4) いくつかの洪水について上記(1)~(3)の計算を行ない、その河川における最良の常数を決定する。
- (5) E/Q_p の最小値は、印字した計算結果から人力によって見出すものとする。
- (6) 上記(1)~(3)における計算容量は同程度とする。 K, ρ, T_i に対する計算ステップ数の和は50を標準とし、各常数に対するステップの刻みは、(1)~(3)の各号ごとに等間隔とする。ただし、 T_i については0.5時間とする。

第3章 水位～流量曲線の計算法

第14条 水位～流量曲線の計算法

水位～流量曲線の計算は通常の最小自乗法によるものとし、曲線の形としては次式を用いるのを標準とする。

$$Q = a^2(H \pm b/a)^2$$

ここに、 Q は流量、 H は水位、 a および b は常数である。

第4章 プログラミング

第15条 プログラムの種類

プログラムの種類は次のとおりとする。

- (1) 流量平均有効雨量計算プログラム
- (2) 洪水流出計算プログラム
- (3) 洪水流出モデル常数再検討プログラム
- (4) 洪水流出モデル常数決定プログラム
- (5) 水位～流量曲線計算プログラム

2. 前項各号のプログラムは、それぞれ第7条第1項第1号から第3号までおよび第6号の機能に対するもの、第4号の機能に対するものおよび第5号の機能に対するものとする。

第16条 プログラム言語

プログラムの言語は機械語とする。

第17条 数値計算の方式

プログラムに用いる数値計算の方式は、その収束性、安定性および精度において第15条に規定するプログラムの種類ごとに次表の条件を満足するものでなければならない。

プログラムの種類	収束性および安定性	
(1) 流域平均有効雨量	—	0.01ミリの単位で四捨五入
(2) 洪水流出	—	0.001/時の単位で
(3) 洪水流出モデル常数再検討	—	$\left\{ \begin{array}{l} K : \text{小数第1位で} \\ p : \text{小数第3位で} \\ T_1 : 0.5\text{時間単位で} \end{array} \right.$
(4) 洪水流出モデル常数決定	—	
(5) 水位～流量曲線	—	$\left\{ \begin{array}{l} a^2 : \text{有効数字} \\ \quad \text{第4桁で四捨五入} \\ b/a : \text{小数第3位で四捨五入} \end{array} \right.$

第18条 プログラムの読込み

プログラムの読込みは、紙テープ、紙カード、磁気カード又は磁気テー

ブの何れかによらなければならない。

第19条 データの入力

洪水流出モデルの常数の入力、前条のプログラムの読み込みに引続いてキィにより行ない、雨量、ダムよりの放流量等の入力は単位時間毎にキィにより行なうものとする。

2. 前項の入力は印字その他の方法によりその内容を確認できなければならない。

第5章 計算機の構成と性能

第20条 周囲条件

計算機は以下に示す周囲の環境条件において正常な機能をはたし、かつ連続的運転に十分耐えるものでなければならない。

温 度 0°C～40°C

相対湿度 30～95%

第21条

本計算機の性能は、つぎの各号に合致するものでなければならない。

- (1) 桁 数 入出力の仮数部10桁以上、指数部2桁以上とする。
- (2) 出 力 表示及びプリンタとする。
- (3) 小数点方式 固定小数点形式0～9桁及び浮動小数点形式とする。
- (4) 周辺装置 タイプライタ X-Yプロッタおよびカセットメモリの外部接続が可能とする。

第22条 使用材料及び部品

構成する部品の材料等は規格品を用いるほか、規格の適用されないものについては特に厳選されたものを使用し、容量等については十分な余裕をもったものとしなければならない。

2. 使用する半導体等は通信工業用または、それと同等以上の性能および信頼度を有するものでなければならない。

第23条 電 源

計算機はつぎの基準によって供給せられる電源によって、安定かつ正確に動作をしなければならない。

供給電源 AC 100V, または 200V, 50Hz または 60Hz

電圧変動 $\pm 10\%$ 以下 周波数変動 $\pm 2\text{Hz}$ 以下

なお、異常電圧に対して、機器の保護機能を有しなければならない。

1000

1000

全建技術シリーズ 第23巻
洪水予報

昭和51年2月10日 初版発行

著者との協議
により検印は
廃止します

編者 西原 巧 国土庁水資源局
水資源調査室長

執筆者 青木 佑久 建設省北陸地方建設局
河川管理課長

宮井 宏 建設省近畿地方建設局
企画課長

中尾 忠彦 建設省関東地方建設局
利根川上流工事事務所調査課長

発行 社団法人 全日本建設技術協会
〒107 東京都港区赤坂3-1-2 (AIU 赤坂ビル)
TEL 03 (585) 4546 (代)
東海銀行赤坂支店 普通 104030

印刷 有限会社殖産堂