

広域的な治水システムの段階的計画決定 プロセスに関する研究

池淵 周一・小尻 利治・堀 智晴

A STUDY ON THE STAGED PLANNING PROCESSES FOR THE OPTIMUM FLOOD CONTROL SYSTEM

By *shuichi* IKEBUCHI, *Toshiharu* KOJIRI
and *Tomoharu* HORI

Synopsis

The general purpose of this study is to establish the optimum flood control system for the whole basin consisting of multi-subbasin and multi-reference point, through the three planning processes such as screening, simulation and sequential models. In this study, the flood inundation probability in the reference points is adopted as the reliability criteria of the flood control system from the viewpoint of risk management.

First, in screening model, the flood inundation probabilities are calculated by using shift operation as an approximate method, and then experimental planning method is introduced to gain the superior alternatives.

Second, the final solution on the optimal site and scale planning of the flood control facilities is decided by examining the vicinity of the superior alternatives by branch and bound method in simulation model.

Last, in sequential model, the experimental method, approximate DP and branch and bound method are introduced to solve the multi-stage decision process under the constraint of annual budget.

1. 序 論

治水事業の目的は、洪水による災害から人類の生命や財産を守ることである。特に我国においてはその自然条件・社会条件から洪水は常に流域住民に対する脅威であり、洪水防御を目的とした施策に大きな努力が払われてきた。その中心をなすものが、ダム貯水池、堤防などの治水施設の建設である。

ところで、洪水現象が豪雨という自然現象を受けて生起するものである以上、起こりうるすべての豪雨を対象として治水システムを構成することは、治水事業の公共性や経済性からみて非効率・不可能であることは言うまでもない。したがって、治水システムの策定にあたっては対象とする洪水の規模を設定し、計画決定されたシステムが外力である洪水に対してどの程度の安全性を有するかを明確にする必要がある。このため、現行の治水計画では、計画規模の年超過確率において対応する豪雨の総量を計画降雨とし、計画規準地点において計画降雨に対応するハイドログラフ（いわゆる基本高水）を設定することにより施設計画の基本となす方法がとられている。しかし、近年、流域の開発に伴い次のような問題が指摘されるに至っている。

- (i) 水系内の土地利用の改変により防災対象地点が増加しつつあるが、多評価地点系のシステムを設計する際には計画降雨の総量だけでなく、その時間分布はもとより空間分布が重要な要素となる。
- (ii) 実績降雨の引き伸ばしによる時・空間分布の決定法では、得られたハイドログラフが現実の豪雨の物理的・統計的性質を保存しているかどうか疑問が残る。

(iii) 将来の不確実さ、財政上の問題などに対処するアプローチとして段階施工計画を策定する際には、流域の治水水準の時間軸上の変化を明確に表現する指標が必要である。

本研究では、以上の点を考慮し、治水システムへの入力となる豪雨をその時・空間確率構造を保存した形で多数シミュレートし、治水システムの信頼度の評価を各評価地点における洪水生起確率（氾濫確率）を指標として行う。

一方、治水システムの計画決定に対する方法論としては以上に述べたシステムの信頼度評価に関する部分と最適化手法との結合が重要な課題である。すなわち、システムの大規模化に伴い、流況シミュレーションを中心とした洪水追跡においても最適化においてもともに多大な計算量に対処しなければならないのが実情である。この解決策として、一方には施設建設による治水効果がある関数形で近似し数学的最適化手法にのせようとする立場があり、他方にはシステムの洪水に対する挙動を流況シミュレーションを介して追跡しつつ解決の過程をいくつかの過程に分割することにより最適解へのアプローチを図る立場がある。もちろん、両者の関係は流出モデルと計画手法の精度の対応を通じて議論しなければならない。しかし、今後、治水システムを流域の総合的な計画、管理といった枠組みの中で治水システムと地域計画との対応を含めて考えていくためには、流域場や策定された治水システムをできる限り正確に評価しつつ最適化手法との整合をはかっていく必要がある。そこで、本研究では後者の立場をとり、治水システムの計画決定プロセスをスクリーニング、シミュレーション、シーケンシャルの3段階に分け、各段階において計画の精度や目的に合致した流域モデルと最適化手法の展開を行う。

なお、本論文ではシステムの信頼性指標として氾濫確率を基準とした策定を行っているが、現行の計画降雨を入力とする計画策定にあっても氾濫確率をゼロとする制約を加えることにより同様な最適解へのアプローチが可能であることを指摘しておく。

2. 治水システムに関するリスク分析と策定方針

2.1 治水システムのリスクとその評価

洪水災害とは、流域に大雨が生起し、これが流域場の種々の特性に応じて河川流量に変換され、河川流量と治水施設群との相互作用を通じて氾濫、被害を発生するといった広範な過程を含む概念である。したがって、洪水防御を目的とした施策や研究を行う場合、対象流域や分析目的に応じて着目すべき部分やシステムの評価方法が異なってくる。そこで、広域的な治水システムを念頭において、洪水災害の過程をリスクマネジメントの諸概念⁹⁾を用いて整理することにする。

治水システムにおいては、洪水現象の最も根本となる「危険発生事象」は豪雨という自然現象である。この豪雨に対して開発に伴う流域の変貌や人口・資産の集中、あるいは、既設の洪水防御システム等を含む「危険事情」が加わり、ハードな治水システムや避難・警報システムの整備を含めた代替案といった「行動」が作用した結果、洪水氾濫という「危険事象」が生起する。もちろん、「危険事情」には「被害客体」たる流域住民の水防意識やその逆の無関心さ等の精神的な対応姿勢も含まれる。さらに、「危険事象」の種類としては、内水、破堤、越流等の形態が考えられる。また、「危険事象」と「被害客体」の有機的に関連して「損害」が生じるが、「損害」の内容や程度には、床上、床下浸水や構造物の破壊、

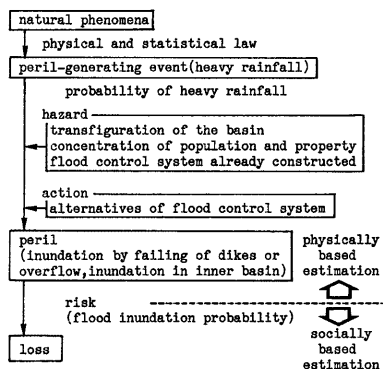


Fig. 1 Systematic sketch of risk analysis for flood control system.

破堤といった物理的被害に加え、心理的被害も含まれよう。Fig. 1 は上述のうちハード面の対応や被害に焦点をあて、リスク分析の内容を示したものである。

以上の議論を数学的に定式化すると次のようになる。すなわち、「危険発生事象」を ξ , ξ を支配する要因を $\psi = (\psi_1, \dots, \psi_n, \dots, \psi_N)$ とすれば、「危険発生事象」の生起確率は次式で与えられる。

$$Pr\{\xi\} = p(\Psi) = p(\psi_1, \dots, \psi_n, \dots, \psi_N) \dots\dots\dots (1)$$

ψ_n は豪雨の発生を支配する物理法則、あるいは、降雨量、継続時間、空間分布といった統計的性質に対応する。また、「危険事象」の種類を $\Pi_T (\gamma=1, \dots, T)$, 「危険事情」を $\Phi = (\phi_1, \dots, \phi_n, \dots, \phi_N)$ とすれば、ある「行動」 $\alpha_p (p=1, \dots, P)$ を選んだときに生じる「損害」 λ_{pT} は、 $\xi, \Phi, \alpha_p, \Pi_T$ に依存し、

$$\lambda_{pT} = f(\Pi_T, \alpha_p, \Phi, \xi) \dots\dots\dots (2)$$

と表される。さらに、 λ_{pT} が生起する「リスク」を θ_{pT} とすると、 θ_{pT} も $\xi, \Phi, \alpha_p, \Pi_T$ に依存する。すなわち、

$$\alpha_{pT} = Pr[\lambda_{pT} > 0] = g(\Pi_T, \alpha_p, \Phi, \xi) \dots\dots\dots (3)$$

が成り立つ。ただし、 $p(\cdot), f(\cdot), g(\cdot)$ はそれぞれ括弧内の変数の関数であることを表す。計画降雨をベースとして計画規模を表す方法は式(1)を基本とするものであり、氾濫確率を基本とする評価は式(3)に根ざすものである。

2.2 治水システムの策定方針とその定式化

いま、「行動」 α_p として治水システムの配置・規模計画を考え、決定変数として施設 n の規模 x_n を要素とするベクトル $\mathbf{X} = (x_1, \dots, x_n, \dots, x_N)$ を定義する。簡単のために「危険事象」の種類を特に限定しないことにすれば、(3)式の θ_{pT} は評価地点 m の氾濫確率 PF_m で置き換えることができ、

$$\begin{aligned} PF_m &= Pr[\{Q_m(t) > QAm\} \cup \{Q_m(t+1) > QAm\} \cup \dots \cup \{Q_m(t+T) > QAm\}] \\ &= g_m(\mathbf{X}, \Phi, \xi) \quad (m=1, \dots, M) \dots\dots\dots (4) \end{aligned}$$

が成立する。ここに、 $Q_m(t)$: 評価地点 m , 時刻 t での洪水流量, QAm : 評価地点 m の許容流量である。(4)式の PF_m を用いればリスク管理を中心とした治水システムの策定方針は、「すべての評価地点における氾濫確率 PF_m が許容氾濫確率 $PFAm$ を上回らないという条件の下で、システムの建設費用 C を最小化すること」、すなわち、

$$\left. \begin{aligned} \text{目的関数: } C &= \sum_{n=1}^N h_n(x_n) \rightarrow \min. \\ \text{制約条件: } PF_m &= g_m(\mathbf{X}, \Phi, \xi) \leq PFAm \quad (m=1, \dots, M) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

と定式化される。ただし、 $h_n(x_n)$ は施設 n を規模 x_n まで建設するのに必要な費用を表す。

ところで、治水システムを評価する最終的な姿としては、「損害」の頻度だけでなく、損害の内容にまでふみこむためにその程度に人文・社会的要素を加えた指標が望ましいことは言うまでもない。しかし、これら要素を計量化する際の精度上の困難さを考慮すれば、現時点では(5)式に示した「リスク」すなわち氾濫確率を中心とした対応が重要となてこよう。

2.3 治水システムの段階的計画決定プロセス

広域的な治水システムを対象とする場合、(5)式で与えられる施設計画の代替案の数は膨大なものとなる。そこで、最適解へのアプローチの方法として次の2段階計画決定プロセス²⁾を導入する。

すなわち、スクリーニング段階においてシステムを可能な限り単純化し最適化手法を駆使することによって、システムの規模や配置、操作フレームを設定したいくつかの上位解を抽出する。次に、上位解およびその近傍、改善方向の代替案を詳細な洪水追跡、貯水池操作を含むシミュレーション段階にかけ、もはや代替案のアウトプットに改善が得られないときこれを最適解とするものである。

一方、公共事業に対する財政面の圧迫の強い現在では施設計画で策定された治水システムを短期間で実現することは不可能に近く、ある期間ごとに与えられた予算枠の中で段階的に流域の治水水準を上昇させていくことになる。そこで、この段階的建設手順計画をシークエンシャル段階と位置付け、効率的な建設手順へ

のアプローチを図る。もちろん、本段階でも複数施設の同時施工等を含めると膨大な代替案を対象とすることになるため、問題の特性に応じてシミュレーションにかけるべき代替案の数を予め減少させる予備段階と、シミュレーションと最適化手法を結合させ最適解を得る段階とに分けて考える必要があろう。

Fig. 2 は以上に述べた3段階計画決定プロセスに基づく広域的な治水システムの策定手順を示したものである。

3. 流域モデルの構成と氾濫確率の算定

3.1 流域モデル構成の基本方針

治水システムを策定する場合、流域の自然、社会条件に基づいて対象流域を区分、評価するとともに、氾濫確率の追跡法に応じてモデル化することが必要である。流域のモデル化にあたっては、対象流域の境界の設定、部分流域への分割、評価地点の設定等を処理しなければならない。

対象流域の境界設定は、地下水の挙動をも含めると詳細な議論が必要となるが、洪水現象を対象とすることからここでは水文界により区分する。また、部分流域への分割は、i) 候補となる治水施設の分布、ii) 降雨、流出の観測地点の分布、iii) データの入手し易さ、iv) 流出特性の分布、を考慮して行うものとする。さらに、評価地点は、通常、防災上重要な地点に設けられるが、i) 本研究が広域的な治水システムを対象としていること、ii) 流域開発の進展による防災対象地点の増加に伴い、上下流等の安全度のバランスを考慮する必要があること、を考慮すれば、多評価地点系のシステムを構成することが必要となる。

ところで、治水システムの代替案の評価や選択を効率的に行うためには段階的な計画決定プロセスの導入が不可欠であることは既に述べた。そこで、以後では各段階における解決定の精度に対応した氾濫確率の算定方法を展開する。

3.2 マトリクス演算手法を用いた氾濫確率の算定法

(1) 基本となる算定法

マトリクス演算による氾濫確率の算定法はスクリーニング段階に対応する精度の氾濫確率を簡便に算定し

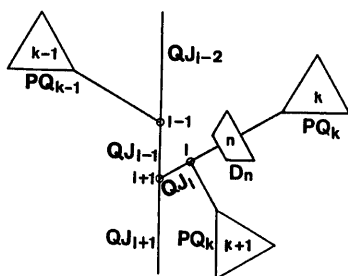


Fig. 3 Special model of confluence.

ようとするものである。本方法では、部分流域間の流出流量の時・空間分布モデルが一樣でない有限マルコフ連鎖で表されるものとし、合流による流量の和分布を shift-operation によって算定する（部分流域流出量間の遷移確率行列はシミュレーション降雨に適当な流出モデルを介し流量値に変換した後、頻度分布をとることによって算定する。なお、本研究では豪雨発生は多元対数正規分布の条件付確率密度関数を用いて行うがその詳細は文献5)を参照されたい）。また、河道、ダム操作、越流・氾濫による洪水の挙動も流量の入力と出力の変換マトリクスによって定式化されるが、これら基本形の詳細については既に発表済み³⁾であるのでここでは特に複雑な

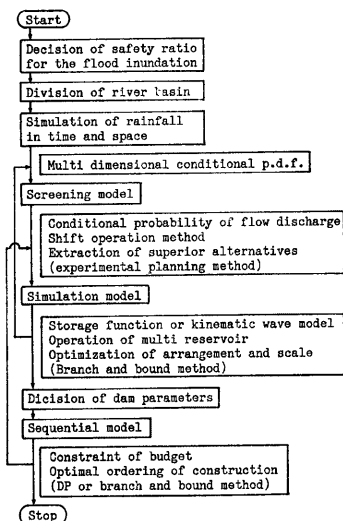


Fig. 2 Flow chart of flood control planning.

河川システムに適用する際の問題点について考察しておく。

(2) 特殊な合流条件下における演算法

shift-operation を基本とする合流操作を複雑な河川システムに適用する場合、確率行列の成分間の対応関係によっては特別な操作を必要とするケースがある。その一例を Fig. 3 に示す。なお、以下では簡単のために時刻表示を省略している。

いま、Fig. 3 に示す河川システムにおいて Q_k を部分流域 k からの流出流量とし、 Q_{k-1} と Q_k との間の $(s+1) \times (s+1)$ 遷移確率行列を PQ_k で表す (s は流量の分割数である)。 D_n はダム n の操作行列 $((s+1) \times (s+1))$ である。地点 $l+1$ における合流流量と支川流入量 $Q_{k+1} + QO_n$ との同時生起確率行列 QJ_{l+1} ($\{(s(l+1)+1) \times (2s+1)\}$) を求めるためには次の手順にしたがい Q_{k-1} と合流地点 l での流量 $Q_{k+1} + QO_n$ との遷移確率行列 $QJ_l((s+1) \times (2s+1))$ を算定しなければならない。ただし、 QO_n はダム n の放流量である。

1) PQ_k を QO_n の値に応じて次の成分 $p_{ij}^{k,j'}$ を持つ $(s+1)$ 個の $(s+1) \times (s+1)$ 遷移確率行列 $PQ_k(QO_n = j')$ に分解する ($j' = 0, \dots, s$)。

$$p_{ij}^{k,j'} = Pr[Q_k = j | Q_{k-1} = i, QO_n = j'] \dots\dots\dots(6)$$

2) $PQ_k(QO_n = m)$ と PQ_{k+1} の行列積を求め、その全成分を行方向に j' だけ移動し次の成分 $q_{ij}^{k,j'}$ をもつ遷移確率行列 $QJ_l(QO_n = j')$ を算定する。ただし、移動後空白となる成分はゼロで満たされる。

$$q_{ij}^{k,j'} = Pr[Q_k + Q_{k+1} = j | Q_{k-1} = i, QO_n = j'] \dots\dots\dots(7)$$

3) Q_{k-1} と $Q_{k+1} + QO_n$ との間の遷移確率行列 QJ_l は次式で与えられる。

$$QJ_l = \sum_{j'=0}^s QJ_l(QO_n = j') \dots\dots\dots(8)$$

QJ_l が得られると QJ_{l+1} は QJ_{l-1} と QJ_l の shift-operation によって求められる。なお、 QJ_{l-1} は地点 $l-1$ における合流後の流量と支川流入量 Q_{k-1} の同時生起確率行列 ($\{(s(l-1)+1) \times (s+1)\}$) である。

3.3 流況シミュレーションによる氾濫確率の算定

(1) 洪水追跡と治水施設モデルの定式化

シミュレーション段階では治水施設における具体的な洪水処理を介して各評価地点の流量を直接シミュレートすることにより氾濫確率を算定する。計算に用いる洪水追跡および治水施設の操作ルールは次の通りである。

洪水流下計算についてはその非線形性を表現できるモデルとして貯留関数法や kinematic wave 法が挙げられる。ここでは、計画決定の精度や計算時間の制約を考慮し貯留関数を用いるものとする。また、ダム貯水池による洪水調整方式には、様々な規模の洪水に対して常に同一の割合で調整を行うことのできるという利点をもつ一定率放流方式を採用する。さらに堤防については、本研究が広域的な治水システムを扱うことから、建設地点における疎通能力を対象としている。したがって、堤防における洪水の挙動はその疎通能力を超える部分が堤内地に越流するものとして取り扱うことにする。

(2) 氾濫確率の定義とその算定法

シミュレーション段階では、実際に洪水流量を計算しその頻度分布を用いて氾濫確率を算定する。したがって、時間的・空間的に氾濫事象をどのようにとらえるかによって次の $PF_m(t)$, PF_m , $PF(t)$, PF の4種類の氾濫確率を定義することができる。

$$PF_m(t) = Pr[Q_m(t) > QA_m] \dots\dots\dots(9)$$

$$PF_m = Pr[\{Q_m(t_0) > QA_m\} \cup \{Q_m(t_0+1) > QA_m\} \cup \dots \cup \{Q_m(t_0+T) > QA_m\}] \dots\dots\dots(10)$$

$$PF(t) = Pr[\{Q_1(t) > QA_1\} \cup \{Q_2(t) > QA_2\} \cup \dots \cup \{Q_M(t) > QA_M\}] \dots\dots\dots(11)$$

$$PF = Pr[\{Q_1(t_0) > QA_1\} \cup \dots \cup \{Q_1(t_0) > QA_1\} \cup \{Q_2(t_0) > QA_2\} \cup \dots \cup \{Q_m(t) > QA_m\} \cup \dots \cup \{Q_M(t_0+T) > QA_M\}] \dots\dots\dots(12)$$

以上のうち、(12)式による PF が最大値を与える。しかし、広域的な治水システムの場合、たとえ流域内の一部の評価地点で氾濫が生じたとしても他の評価地点の住民にとってシステム全体が破壊したとは受け

取られないのが実情であろう。また、水系を一貫した計画とするためには各評価地点別に信頼度を把握する必要がある。そこで、本研究ではすでに(4)式でも示したように各評価地点における氾濫現象の時間的連続性を保持した氾濫 PF_m ((10)式)を採用する。なお、スクリーニング段階では(10)式で定義される PF_m を算定するには複雑な手順を踏む必要があるため、近似的に次式で PF_m を定義している。

$$PF_m = \max_t [PF_m(t)] \dots\dots\dots (13)$$

4. 治水システムの配置・規模計画

4.1 スクリーニング段階の解決定

(1) スクリーニング段階の基本方針

治水システムの配置・規模計画は、多数の代替案を有する非線形計画問題である。非線形計画問題の解法にはランダム法等の探索法や降下法等⁹⁾が一般に用いられている。しかし、広域的な治水システムを対象とする場合、

- i) システムの大規模化に伴い、評価すべき代替案は膨大な数に上ること
- ii) 制約条件を構成する氾濫確率は、決定変数に対して一義的な関数形で表現されるのではなく、決定変数の変化に応じてシミュレーションを介して算定されるものであること

の2点を考慮すれば、解決の実行可能性は極めて低いと言わざるを得ない。そこで、スクリーニング段階の目的は3.2で構築した簡略化された流域モデルを用いて、配置・規模計画の膨大な代替案の中から最適解の近傍に位置するであろう上位解を抽出することにある。具体的には、非線形空間である制約空間の概要を把握し解探索の基本情報とするために実験計画法を導入する。実験計画法を中心とする上位解の抽出手順はFig. 4の通りである。

(2) 直交配列表を用いた治水施設の建設効果の把握

多数の因子、水準の組み合わせが存在する問題に対して、実験回数を効果的に減少させた上、各因子が評価値に及ぼす影響を把握する手法に実験計画法がある。ここでは、実験計画法を用いて各種治水施設の配置・規模が評価地点の氾濫確率に与える影響を分析する。

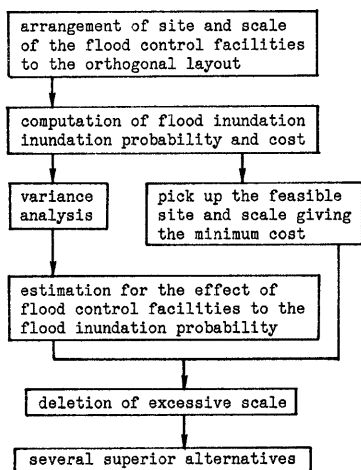


Fig. 4 Flow chart of screening model.

いま、治水施設 $n(n=1, \dots, N)$ を直交配列表に割り付け、氾濫確率 PF_m^* を得たとしよう。ここに、 m : 評価地点 ($m=1, \dots, U$)、 ε : 組み合わせ番号 ($\varepsilon=1, \dots, E$) である。 PF_m^* は評価地点 m に位置する堤防および上流に位置するダムや遊水池(これらの集合を Z_m で表す)の規模 ω_n に依存している。すなわち、

$$PF_m^* = f(\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n) \quad 1, 2, \dots, \in Z_n \dots\dots\dots (14)$$

となる。 PF_m^* に対し、 Z_n に属する施設を取り上げ分散分析を行えば、 PF_m にある危険率をもって有意な影響を与える施設がピックアップされる。すなわち、(14)式は、

$$PF_m = f'(\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n) \quad 1, 2, \dots, n \in Z_n' \dots\dots\dots (15)$$

のように一般化される。ただし、 Z_n' は分散分析によって明らかとなった PF_m に有意な影響を与える施設の集合である。

次に(15)式の $f'(\cdot)$ は一般に非線形な応答関係を表

すから、各因子の水準毎にその変化が PF_m にどの程度の影響を与えるかを推定する必要がある。ある因子（施設） n の水準が ω_n から ω_n' に変化するとき、氾濫確率 PF_m の受ける影響の推定値 $\Delta PF_{n,m}^{\omega_n, \omega_n'}$ は（仮に $\omega_n < \omega_n'$ とする）

$$\Delta PF_{n,m}^{\omega_n, \omega_n'} = \frac{\Omega}{E} \left(\sum_{\epsilon \in \Omega_{\omega_n'}} PF_m^{\epsilon} - \sum_{\epsilon \in \Omega_{\omega_n}} PF_m^{\epsilon} \right) \dots \dots \dots (16)$$

で与えられる。ここに、 Ω ：総水準数、 E ：総実験回数、 $\Omega_{\omega_n}, \Omega_{\omega_n'}$ ：因子 n の水準が ω_n, ω_n' である組み合わせの集合、である。また、推定値の信頼区間 Δ は、

$$\Delta = \pm t(\alpha, df_e) \cdot \sqrt{2 \left(\frac{\Omega}{E} \right)^2 s^2} \dots \dots \dots (17)$$

で与えられる。ここに、 α ：危険率、 df_e ：誤差の自由度、 $t(\alpha, df_e)$ ：危険率 α 、自由度 df_e に対する t 分布の値、である。

(3) 上位解の決定法

(2)で得られた結果をもとに上位解を得る方法を述べる。既に(2)において直交配列表に与えられた施設の組み合わせに対してそれぞれ氾濫確率と目的関数値が得られているから、これらの中から制約条件を満足しかつ目的関数値の有利なものを上位数個を選択する。ところで、直交配列表は本来因子の水準が特性値に及ぼす影響を把握するために作られているから、得られた施設に過大な規模が含まれている可能性がある。そこで、選択した施設の配置・規模を初期解として規模の適正化を行う。

まず、(2)で求めた $\Delta PF_{n,m}^{\omega_n, \omega_n'}$ はダムについては水準 $0, 1, \dots$ に対し規模を次第に大きく、堤防については逆に小さく設定したとする（もちろん水準番号と実際の規模との対応は任意である）。このとき、 $\Delta PF_{n,m}^{\omega_n, \omega_n'}$ はダムについては規模を ω_n から ω_n' に増大させたときの氾濫確率の減少分を示し、堤防の場合は疎通能力を水準 ω_n から ω_n' に減少させたときの氾濫確率の増加分を与える。したがって、

$$\Delta PF_{n,m}^{\omega_n, \omega_n'} \begin{cases} \leq 0 & (n: \text{ダム}) \\ \geq 0 & (n: \text{堤防}, n=m) \\ \leq 0 & (n: \text{堤防}, n \neq m) \end{cases} \dots \dots \dots (18)$$

が成立する。

次に $\Delta PF_{n,m}^{\omega_n, \omega_n'}$ の値を利用して解の改善を行う。いま、ある評価地点 m の氾濫確率 PF_m が許容氾濫確率 PF_{Am} を大きく下回っていたとする。これは、 Z_n' が過剰な規模を持つ要素を含むことを示している。そこで、(18)式の値に着目し Z_n' の要素の中から PF_m に与える影響の小さい施設を選び、それらの規模を $PF_m \leq PF_{Am}$ を満足する範囲で順次削減する（各施設の建設単価が著しく異なる場合は、単位建設費用当たりの PF_m の変動など施設の効率性を表す指標を導入するとよい）。なお、この操作によれば配置計画が同一の初期解はすべて同じ上位解に収束すると考えられるから、直交配列表に現れる上位数個の実行可能解のうち施設配置の異なるもののみを対象とすればよいことがわかる。

以上の手順は、直接、目的関数値に着目するのではなく、費用と規模の関係をもとに必要な施設の規模を最小限に抑えることにより上位解の効率を高めようとするものである。

4.2 シミュレーション段階の解決

(1) シミュレーション段階の基本方針

シミュレーション段階では、4.1で得られた上位解をもとに詳細な洪水追跡、施設操作を通じて最適配置・規模計画を決定する。上位解の中に最適解が存在するかどうかの保証はないが、最適解の近傍に位置する解が得られているということができよう。そこで、本段階では上位解を始点として、3.3で展開した流域モデルを介して分枝限定法を行うことにより最適解を決定する。

本方法では、スクリーニング段階で得られた上位解をそれぞれ対応する配置計画に対する局所最適解ととらえている。そして、上位複数の局所最適解に対して詳細に解の改善方向を分析することにより大域的最適解を得ようとするものである。

まず、スクリーニング段階で得られた解を初期実行可能解とし、変更可能な施設規模を分枝変数として列生成の枝分かれを行う。ある施設 n の規模を分枝頂点として施設 $n+1$ の規模を選択するのに際し、次の分枝判断基準が設定される。

- (a) 分枝変数で表される施設 $n+1$ の規模を変更したとき、ある評価地点 m において $PF_m > PFA_m$ となれば、 PF_m に影響を及ぼす施設の規模を増加させる。
- (b) 分枝変数で表される施設 $n+1$ の規模を変更したとき、目的関数値が既に得られている実行可能解の

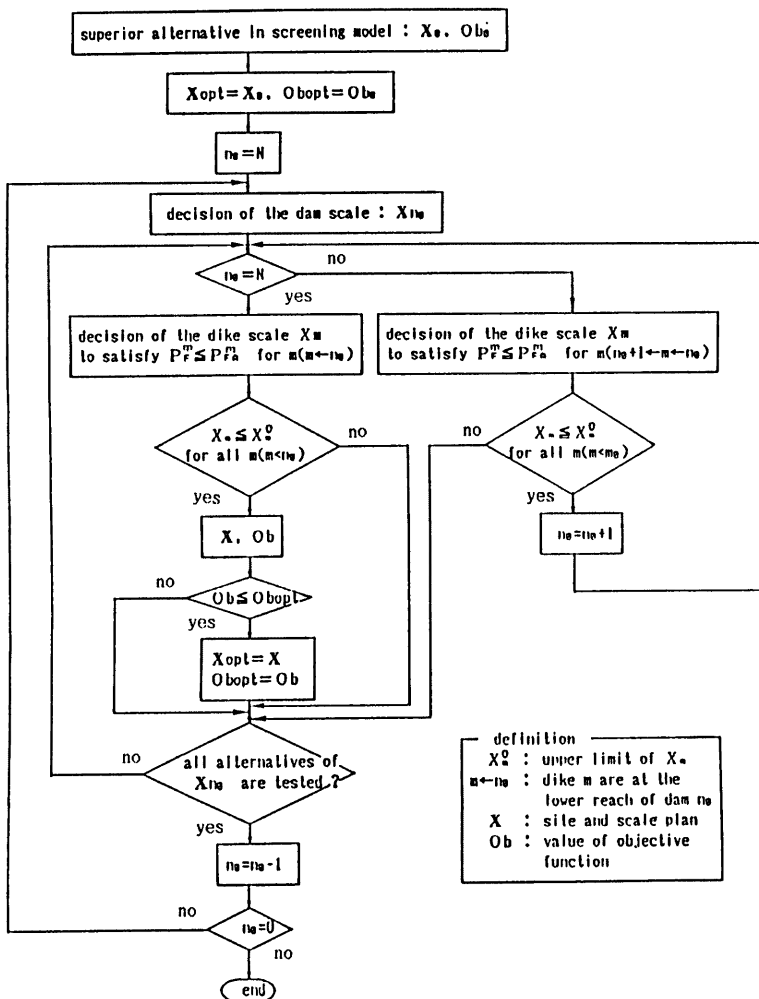


Fig. 5 Flow chart of branch and bound method on simulation model.

目的関数値より大きくなれば、この分枝変数は解の改善方向にないとして見切られる。

(c) (a)の操作を行っても制約条件を満足させられないとき、当該分枝変数は選択不能である。

ところで、一般に、上・中流部で堤防の規模を増大させると、下流部ではそれに伴う流量増加に見合う分だけ疎通能力を増加させる必要が出てくる。このことは、堤防の規模の増加は常に解の改善方向にはないことを示している。したがって、列挙的な分枝操作はダムの規模についてのみ行い、堤防は与えられたダム規模に応じて制約条件を満足するために必要な最小限の規模を設定すればよいことがわかる。具体的な手順は次の通りである (Fig. 5 参照)。

- (i) スクリーニング段階で得られた上位解に対し、3.3で述べたモデルを用いて PF_m および目的関数 C を計算する。
- (ii) 最下流部に位置するダムの規模から分枝を行う。
- (iii) 氾濫確率 PF_m を計算する。
- (iv) 基準(a)による操作を該当する堤防に対して行う。
- (v) 基準(c)による判定を行う。該当規模が実行可能でないとき、 η へ進む。
- (vi) 目的関数値 C を求め、基準(b)により使用可能かどうかを判断する。使用可能ならば η へ、そうでないときは η へ進む。
- (vii) 該当施設の規模を変更する。もし、すべての代替規模が列挙済みであれば上流側のダムに戻って再び分枝を進める。
- (viii) 下流側のダムに進んで分枝を行う。もし、当該施設が最下流部に位置していれば、分枝の過程をたどることによって改善された実行可能解を得る。
- (ix) 最上流部のダムに至るまで η へ η を繰り返す。

5. ダム操作ルールの導入とその決定

治水システムの施設計画における決定変数には、施設の配置・規模の他にダムの操作ルールがある。ただし、これらの変数を同時に扱うことは、いたずらに代替案の数を増大させ計算の実行可能性を減じることになる。そこで、4.においては操作ルールを固定して議論を進めた。したがって、本章ではダム操作ルールのパラメータとしてダム群の放流率の最適組み合わせを決定する。

既に4.において(5)式の制約条件を満足するシステムが構成されているから、ダム群の放流率の最適化は計画規模を上回るいわゆる超過洪水への対応も含めて議論されるべきであろう。ここでは、単純に被害内容の深刻性の指標として溢流量の総和の平均値を採用し、放流率の最適化問題を次式で定式化する。

$$\left. \begin{array}{l} \text{目的関数: } Z = \sum_{m=1}^M \int_0^{\infty} VF_m \cdot v_m(VF_m | VF_m > 0) dVF_m \\ \text{制約条件: } PF_m \leq PF_{Am} \quad (m=1, \dots, M) \\ PO_n' \leq PO_{An}' \quad (n'=1, \dots, N') \end{array} \right\} \dots\dots\dots (19)$$

ここに、 VF_m : 評価地点 m の洪水制御時間内の溢流量 ($VF_m = VF_m(\alpha) \geq 0$)、 $v_m(VF_m | VF_m > 0)$: 評価地点 m で氾濫が生じた場合の VF_m の確率密度関数、 PO_n' 、 PO_{An}' : ダム n' のオーバーフロー率およびその許容値、 N_2 : ダム総数、 α : ダム放流率ベクトル ($\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_{N'}$)、である。

(19)式で与えられるダム放流率決定問題は多数の放流率の組み合わせから最適なものを選び出す問題であるから直交配列表を用いたアプローチが有効である。以下にその手順を簡単に示す。

- (i) 直交配列表への割り付けにしたい(19)式の Z 、 PF_m 、 PO_n' を計算する。
- (ii) (i)の結果をもとに分散分析を行い、 α の各要素の変化が目的関数値に及ぼす影響を推定する。
- (iii) (i)で得られた実験結果のうち、実行可能、かつ、 Z を最小にする放流率の組み合わせを選ぶ。
- (iv) (iii)で選択した放流率の組み合わせを初期解とし、(ii)で有意性を認められたダムについて効果の推定値を参考にしつつ分枝限定法により解の改良を行う。すなわち、(iii)で得られた推定値により目的関数値 Z の改

6. 治水システムの段階的建設手順計画（シーケンシャル段階）

6.1 段階的建設手順計画の策定方針と手順

治水システムの建設費用は既に配置・規模計画において決定されているから、本段階では流域の治水水準を時間軸上で効率的に上昇させることが基本方針となる。そこで、流域の治水水準を表す指標として氾濫確率を用いると次の2種類の目的関数を定義⁵⁾することができよう。

$$Ob_1 = \sum_{i=1}^I PF^i \cdot \Delta t_i(x_i) \longrightarrow \min. \dots\dots\dots (20)$$

$$Ob_2 = PF^i - PF^{i+1} \longrightarrow \max. \quad (i=1, 2, \dots, I-1) \dots\dots\dots (21)$$

ここに、 i : 建設ステージ ($i=1, \dots, I$), x_i : ステージ i に施工する施設, PF^i : ステージ i における流域の氾濫確率, である。 PF^i は複数評価地点に対する公平性の見地から次式で定義するものとする。

$$PF^i = \max_m [PF_m^i] \dots\dots\dots (22)$$

ただし、 PF_m^i は建設ステージ i における評価地点 m の氾濫確率 ((10)式参照) である。 PF^i を建設ステージ i についてプロットすれば Fig. 6 に示す氾濫確率低下曲線が得られる。(20)式はこの曲線の囲む面積の最小化を意味しており、各々ステージでの施設の選択を全建設期間との調和を考慮しつつ早期に治水水準を上昇させるように行おうとするものである。一方、(21)式は各々ステージ単独での整備効果に注目するので建設期間全体から見ると非効率な手順となる恐れがある。しかし、システムの応答特性によっては両者は類似した結果を与える可能性もあり近似解法として検討の余地があろう。

さらに、建設手順問題の特徴を考慮し次の制約を置く。

- (i) ダムはその構造から一旦建設に着手すれば完成まで建設を続ける。堤防は数回の段階施工を行う。
- (ii) 各ステージではどの評価地点においても氾濫確率が増大してはならない⁶⁾。ただし、許容氾濫確率を満足する範囲内での増加は認める。すなわち、

$$\left. \begin{array}{l} PF_m^i \geq PF_m^{i+1} \quad (PF_m^i < PF_{Am} \text{ のとき}) \\ PF_m^i \leq PF_m^{i+1} \quad (PF_m^i, PF_m^{i+1} \leq PF_{Am} \text{ のとき}) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (23)$$

- (iii) ステージでは配分される予算に応じて複数施設の同時施工を行うことができる。
- (iv) 総工期は予算に応じて定められる各施設の工期の重複を考慮した和で表される。

ところで、治水システムの段階的建設計画は時間軸に沿ったダイナミックな計画問題であり、基本的な解法として DP の適用が図られる。しかし、広域的な治水システムを対象とし、多施設同時施工をも含めると膨大な代替案が存在するため DP のみで最適解を得ることは容易でない。そこで、本研究では特に (23) 式に着目し制約領域の概要を把握するとともに状態量を削減し

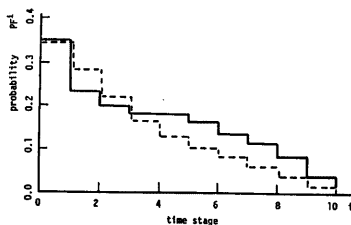


Fig. 6 The decreasing curve of flood inundation probability.

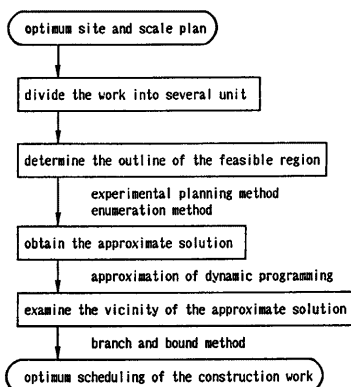


Fig. 7 Flow chart of sequential model.

た近似的な DP を導入して解へのアプローチを図る。Fig. 7 に目的関数として (20) 式を採用したときの解探索の手順を示しておく。

6.2 堤防建設に関する先行・後続関係の概要把握

(23)式で表される制約条件は現状条件 (status quo condition) と呼ばれ河道疎通能に関する上下流問題に関するものである。一般に上流側疎通能の拡大によって下流側の流量は増加するが、これが直接下流評価地点の氾濫確率の悪化に結びつくかどうかは上下流の整備水準の相互関係による。そこで、(23)式によって上流側の整備を行うために必要な下流側の整備水準を把握し、解探索の基本情報とする。

いま、堤防 m を各々 $K_m(m=1, \dots, M)$ の段階に分割して施工するとし、ステージ i において評価地点 m の堤防が第 k_m 段階まで完成しているときの評価地点 m の氾濫確率を $PF_m^i(k_m)$ で表わす。 $PF_m^i(k_m)$ は地点 m より上流に位置する堤防 (簡単のためダムを除外して考える) の規模 $k_1, \dots, k_{m-1}$ に依存し、

$$PF_m^i(k_m) = f(k_1, k_2, \dots, k_{m-1}) \quad \dots\dots\dots (24)$$

が成り立つ。 $f(\cdot)$ は括弧内の変数の関数を表す。上流部の堤防の整備が進むとそれまで氾濫していた流量が下流まで流下することになるから $PF_m^i(k_m)$ は $k_1, \dots, k_{m-1}$ に対し非減少である。したがって、ステージ i に地点 $m' (1 \leq m' \leq m)$ の堤防 $\Delta k_{m'}$ だけが施工されるとき、

$$PF_m^{i+1}(k_m) = f(k_1, k_2, \dots, k_{m'} + \Delta k_{m'}, \dots, k_{m-1}) \geq PF_m^i(k_m) \quad \dots\dots\dots (25)$$

となる。(25)式で等号が成立するときのみ $\Delta k_{m'}$ は実行可能である (ただし $PF_m^i(k_m) > PF_{Am}$ の場合)。しかし、(24)、(25)式からも明らかなように、 $PF_m^i(k_m)$ は $k_1, \dots, k_{m-1}$ と k_m の相互関係で決まるからこれらの組み合わせの膨大さを考えると $\Delta k_{m'}$ の氾濫確率におよぼす影響を把握するとは容易でない。そこで、任意の地点での疎通能の拡大が下流に与える影響が直下流評価地点で卓越すると仮定し、

$$PF_m^i(k_m) \approx f(k_{m-1}) \quad \dots\dots\dots (26)$$

として、 $PF_m^i(k_m)$ と k_{m-1} の関係の把握に実験計画法を適用する。

まず、直交配列表への割り付けに仕がって得た実験結果をもとに、堤防 $m-1$ の規模が ω_{m-1} から ω'_{m-1} に変化したとき PF_m に生じる変化 $\Delta PF_m^{\omega_{m-1}, \omega'_{m-1}} \pm \Delta_{m-1, m}$ を得る。 $\Delta_{m-1, m}$ は推定の信頼区間を示している。また、 $\Delta PF_m^{\omega_{m-1}, \omega'_{m-1}}$ は評価地点 m の堤防が ω_m から ω'_m まで整備されたとき m 自身の氾濫確率がどの程度改善されるかを表す。もちろん、

$$\Delta PF_m^{\omega_{m-1}, \omega'_{m-1}} \geq 0, \Delta PF_m^{\omega_m, \omega'_m} \leq 0 \quad \dots\dots\dots (27)$$

が成り立つ。

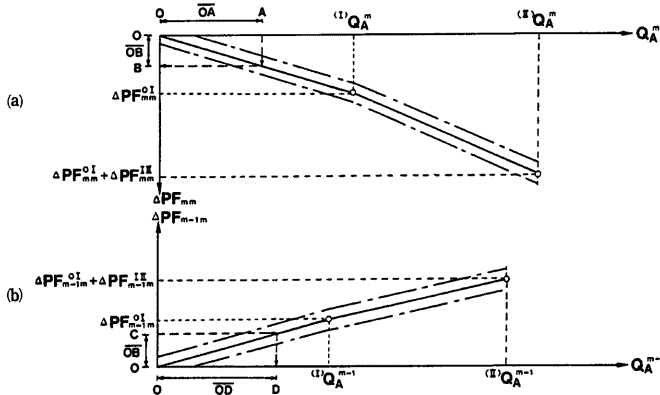


Fig. 8 Analysis on status quo conditions.

各施工レベル間で PF_m の変化を直線的と仮定すれば Fig. 8 に示す疎通能-氾濫確率曲線が得られる。Fig. 8(a) は評価地点 m の疎通能力 QA_m と氾濫確率 PF_m の改善幅の関係を表し、Fig. 8(b) は QA_{m-1} と PF_m の変化幅の関係を表す。Fig. 8 を用いれば次の手順により、評価地点 $m-1$ の実行可能な改修幅 Δm_{-1} を知ることができる。

- (i) いま、評価地点 m の疎通能力を $\overline{OA}$ で表す。
- (ii) (i)のとき、地点 m の氾濫確率は建設開始前に比べ $\overline{OB}$ だけ改善されている。
- (iii) 次に、(b) において縦距 $\overline{OB}$ に対応する点 C を定める。
- (iv) c に対応する横距 $\overline{OD}$ が、地点 $m-1$ の疎通能力が $\overline{OA}$ のもとでの堤防 $m-1$ の実行可能な改修幅を表す。
- (v) $\overline{OD}$ と各ステージで施工する堤防規模との比較により評価地点 $m, m-1$ の堤防の分割施工に関する先行・後続関係が明らかとなる。

6.3 DP を用いた解決

治水システムの段階的建設計画は時間的、空間的に多段階の決定過程を有している。本節では多施設同時施工を含む建設手順問題にDPを適用する。

まず、 $Y_i = (Y_1^i, \dots, Y_n^i, \dots, Y_N^i)$ をステージ i で施工する施設を表すベクトルとする。 Y_n^i はステージ i において施設 n を何段階増設するかを表す。すなわち、

$$Y_n^i = \begin{cases} k(i): (\text{施設 } n \text{ を } i \text{ ステージで } k \text{ 段階分増設する}) & \dots\dots\dots (28) \\ 0: (\text{施設 } n \text{ は施工しない}) \end{cases}$$

である。ただし、 Y_n^i は各ステージ i においてシステムへの投資額 C_i に応じて次式を満足しなければならない。

$$C_{on} = \sum_{i=1}^I C_n^i(Y_n^i) \dots\dots\dots (29)$$

$$C_i = \sum_{n=1}^N C_n^i(Y_n^i) \dots\dots\dots (30)$$

$$C_o = \sum_{n=1}^N C_{on} = \sum_{i=1}^I C_i \dots\dots\dots (31)$$

ここに、 C_{on} : 施設 n の建設費用、 C_o : 総建設費用、 $C_n^i(Y_n^i)$: 施設 n の第 Y_n^i 段階を施工するために必要な費用、 I : 総ステージ数、である。さらに、ステージ i の期首におけるシステムの状態ベクトルを $S_i = (S_1^i, \dots, S_n^i, \dots, S_N^i)$ で表す。 S_n^i はステージ i の期首における施設 n の整備状態を表し、

$$S_n^i = \begin{cases} 0 & (\text{施設 } n \text{ は未着工}) \\ \sum_{\zeta=1}^{i-1} Y_n^\zeta & (\text{施設 } n \text{ は第 } S_n^i \text{ 段階まで完成している}) \end{cases} \dots\dots\dots (32)$$

で与えられる。したがって、ステージ i から $i+1$ への遷移構造式は

$$S_{i+1} = S_i + Y_i \dots\dots\dots (33)$$

となる。また、終端条件として、

$$PF_m^i \leq PFAm \quad (m=1, 2, \dots, M) \dots\dots\dots (34)$$

が成り立つ。

ところで、 PF_m^i はステージ i の期首に既に建設されている施設の組み合わせによって決まり、それに至る経路には依存しないから(6.1)式は、

$$\begin{aligned} Ob_i &= \min_{\{Y_i\}} \left[\sum_{i=1}^I PF^i(S_i) \cdot \Delta t_i \right] \\ &= \min_{\{Y_i\}} \left[\sum_{i=1}^{I-1} PF^i(S_i) \cdot \Delta t_i + PF^I(S_I) \cdot \Delta t_I \right] \dots\dots\dots (35) \end{aligned}$$

と表される。いま、ステージ i 期末までの氾濫確率低下曲線の面積の最適値を、

$$f_i(S_i) = \min_{\{Y_{i-1}\}} \left[\sum_{\zeta=1}^i PF^i(S_\zeta) \cdot \Delta t_\zeta \right] \dots\dots\dots (36)$$

と定義すれば、次の関数漸化式

$$f_i(S_i) = \min_{\{Y_i\}} [f_{i-1}(S_{i-1}) + PF^i(S_{i-1} + Y_{i-1}) \cdot \Delta t_i] \dots\dots\dots (37)$$

を得る。(37)式は最適性の原理の成立を意味しており、状態変数として(32)式で定義される S_i をとれば DP によって最適解を決定することができる。

ところが、広域的な治水システムを対象とする場合、(37)式に基づく DP は中間ステージにおいて膨大な代替案を生成するため、計算量、記憶量の点からその実行可能性は極めて薄い。そこで、近似的な多段階決定法として、ステージ i に施工する施設を状態変数にとる方法を考えよう。この方法は、 Y_i に至る経路として、 Y_i の先行作業としてステージ $i-1$ で施工される施設群から目的関数値を最小とするものを選択しているにすぎないため、(37)式に示す最適性の原理は成立しない。しかし、

- (i) 状態量の個数は各ステージで施工可能な施設の組み合わせと一致するため、記憶量、計算量の大幅な節減が図られる。
- (ii) 最適性の原理が成立しないとはいへ、建設手順は(23)式の制約を満足するように決定される。等の点を考慮すれば、本方法によって、まず近似解を抽出することが可能となろう。具体的な手順は次の通りである。
- (i) ステージ i に施工可能な施設の組み合わせを選択し、 PF_m^i を計算する。
- (ii) ステージ $i+1$ に施工可能な施設の組み合わせを選択し、ステージ i からの経路の確認するとともに各経路に対する目的関数値 Ob_i を計算する。
- (iii) 確認された経路の中から Ob_i を最小にするものをステージ $i+1$ に施工する施設の組み合わせによる最適経路とする。
- (iv) (ii), (iii)を $i=1, \dots, I-1$ について繰り返す。
- (v) 最終ステージにおいて Ob_i を最小にする施設の組み合わせを得れば、それに至る経路を逆上って拾い出すことにより近似解を得る。

6.4 分枝限定法による最適解の決定

6.3で得られた近似解の近傍を分枝限定法によって探索することにより最適解を決定する。分枝限定法は列挙法を基本とする最適化手法であり、分枝変数の選択基準が効果的でない限り非常に非効率的な解法となる恐れがある。しかし、i) 6.3で得られた近似解を初期解とすること、ii) ある施設を一段階増設することによる氾濫確率の低下幅は、その施設の整備水準が低いときに大きく、完成に近づくほど小さくなる傾向があること、を考慮すれば、目的関数値の比較によっても早い段階で非効率な列挙木を見切ることができよう。具体的な手順を次に示す。

- (i) 近似解によって与えられる氾濫確率低下曲線において、その期末に PF^i の低下しているステージ i' を選択する。
- (ii) ステージ i' で実行可能な代替施設 Y_i を選択し、氾濫確率の追跡を行う。
- (iii) (ii)の結果をもとにステージ $i'+1$ の期末における目的関数値 $Ob_i^{i'+1}$ を算定する。
- (iv) $Ob_i^{i'+1}$ と既に得られている近似解の目的関数値 Ob_i^0 を比較する。 $Ob_i^{i'+1} \geq Ob_i^0$ であれば当該列挙木は見切られる。
- (v) $Ob_i^{i'+1} < Ob_i^0$ ならばステージを更進し $Ob_i^{i'+2}$ と Ob_i^0 の比較により列挙木を更進するか否かの判断を行う。
- (vi) (v)によって列挙木が見切られずに最終ステージ I まで更進されたとき、得られた建設手順が新たな近似解となる。
- (vi) 上記操作をすべての i' について行うことにより最適解を得る。

7. 適用と考察

7.1 対象とする流域モデル

適用の対象となる流域モデルを Fig. 9 に示す。10個の部分流域と7個の評価地点から成る流域に、ダム候補地点6箇所および堤防候補地点7箇所（ただし、堤防は評価地点を対象として建設される）が設定されている。なお、評価地点に付された数字は現況における疎通能力を表す。

7.2 氾濫確率の精度比較

本節ではスクリーニング、シミュレーション両段階における治水システムの整合性を図るため、3.2, 3.3で述べた氾濫確率算定法の精度比較を行う。両方法とも対象とする豪雨群および流域モデルは等しいから、得られた氾濫確率の差異は流量を連続量として扱うか、離散化して扱うかの違いに起因すると考えられる。離散化による誤差には、i) 確率行列において最大流量を表すレベルには流量離散幅 ΔQ に比べて大きい流量値に対する確率が含まれている可能性があるが、合流演算では ΔQ の範囲内として取り扱うこと、ii) 合流操作を行う毎に1レベルの表す流量幅が広がり他のレベルとの重複が起こること、が挙げられる。i) については、流量の離散数との関係において議論する必要がある。ii) については次の補正を行う。

いま、 i : 流量レベル、 l : 上流から数えた合流番号、 $g_i^l(t)$: レベル i の合流流量の生起確率、 $G_l(t)$: 合流流量とすると、このとき、地点 l の合流流量の生起確率行列 $G_l(t)$ において、

$$g_i^l(t) = P_i[i \cdot \Delta Q \leq G_l(t) < (i+1) \cdot \Delta Q] \cdots \cdots (38)$$

が成り立つ。(38)式からわかるように異なる i について流量レベルの重なる範囲が存在するが、これはその流量が生起するに至る上流からの支川流入量の組み合わせが異なることを意味しており、(38)式は確率の公理を満足する。(38)式から $PF_m(t)$ を得るには次の3つの近似が考えられる。

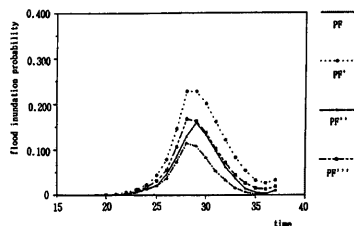


Fig. 10 Comparison of flood inundation probability.

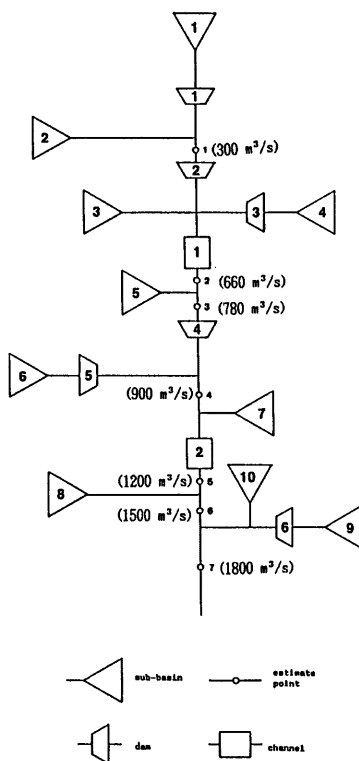


Fig. 9 The basin model.

$$PF_m'(t) = \sum_{i=i_A-l}^{s-l+1} g_i^l(t) \\ = PF_m'(t) + \sum_{i=i_A-l}^{i_A-1} g_i^l(t) \cdots \cdots (39)$$

$$PF_m''(t) = PF_m'(t) \\ + \sum_{i=i_A-l}^{i_A-1} \frac{i - (i_A - l)}{l + 1} \cdot g_i^l(t) \cdots \cdots (40)$$

$$PF_m'''(t) = \sum_{i=i_A}^{s-l+1} g_i^l(t) \cdots \cdots (41)$$

Fig. 10 は評価地点2を対象として式による氾濫確率と流況シミュレーションによる流量追跡を通じて算定された氾濫確率とを比較したものである（ただし、簡単な

ためにダムが建設されていない状態を考え、 $Q=60 \text{ m}^3/\text{s}$, $s=19$ としている)。Fig. 10 から判断すると(40)式が最もよい近似を与えることがわかる。

7.3 配置・規模計画の決定

(1) スクリーニング段階の解決定

まず、4.1(2)で展開した方法を用いて、建設候補施設が氾濫確率に与える影響を把握する。そこで、対象となる施設について Table 1 に示すように3水準を設定した。そして、直交配列表 $H_{3,s1}$ にしたがって分析を行った結果 Table 2 に示す値を得た。Table 2 においてダムに関する値は、規模(スクリーニング段階では調節量で表される)レベル0から1あるいは1から2へ変化させたときの PF_m の低下幅を示している。また、堤防についての値は個々の堤防の規模を0, 1, 2と減少させた際の PF_m の変動を表す。これらの値から、ダム1, 2の制御効果が特に大きくその影響がさらに下流に及ぶこと、あるいは、堤防1, 2, 3は下流評価地点の氾濫確率に対して悪影響を与える可能性が高いことなどの判断を行うことができる。ただし、配置・規模計画は必ず(5)式の制約条件を満足する必要があるから、Table 2 で与えられる制御効果の大小と実際に上位解を構成する施設とは必ずしも一義的に対応するわけではないことを指摘しておく。

次に、以上の分析結果をもとに 4.1(3)の手順にしたがい抽出した上位解の1例を Fig. 11 に示しておく(なお、建設費用は、ダムの場合固定費用を149.7億円、調節量あたりの単価を0.1424億円/ m^3/s 、堤防の場合は単価を2,200円/ m^3/s として算定している)。

(2) シミュレーション段階の解決定

(1)で抽出した上位解の近傍を分枝限定法で探索した結果、Table 3 に示す最適配置・規模計画を得た(なお、ダムの放流率は5. 述べた最適化を行って得られた値を記載している)。総建設費は810億円である。

Table 3 から、スクリーニング段階での分析では制御効果が大きいとされている本川上のダム2が建設

Table 1 Computational condition of site and scale planning on screening model.

Number of flood control facilities	Flood control facilities	Level		
		0 (m^3/s)	1 (m^3/s)	2 (m^3/s)
1	Dam 1	0	360	540
2	2	0	540	840
3	3	0	360	540
4	4	0	1140	1440
5	5	0	360	540
6	6	0	360	540
7	Dike 1	1800	1620	1440
8	2	1980	1740	1500
9	3	2160	1920	1680
10	4	2340	2040	1740
11	5	2700	2400	2100
12	6	3000	2700	2400
13	7	4200	3300	2700

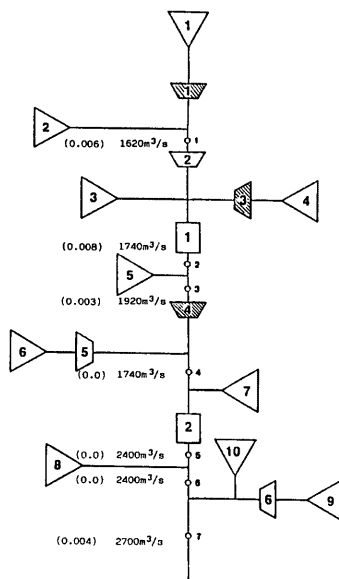


Fig. 11 The superior alternative of site and scale plan.

Table 2 Estimation of the effect of flood control facilities.

estimate point	level	dam						dike							confidence interval
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	7	
max	0→1	-0.016	-0.007	-0.007	-0.004	0.0	-0.001	0.003	0.001	0.0	0.0	0.0	-0.001	0.001	±0.0034
	1→2	-0.004	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.001	0.005	0.002	0.0	0.0	0.0	0.001	0.004	
1	0→1	-0.012						0.005							±0.0
	1→2	-0.005						0.006							
2	0→1	-0.009	-0.013	-0.009				0.0	0.003						±0.0038
	1→2	-0.001	-0.001	-0.002				0.001	0.005						
3	0→1	-0.004	-0.006	-0.004				0.001	-0.001	0.002					±0.0012
	1→2	0.0	-0.001	-0.001				0.001	-0.002	0.005					
4	0→1	-0.002	-0.002	-0.002	-0.003	-0.003		-0.002	0.0	-0.002	0.0				±0.0032
	1→2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.001	0.0	0.001				
5	0→1	-0.004	-0.003	-0.004	-0.003	0.003		0.001	0.0	-0.001	0.0	0.001			±0.0016
	1→2	0.001	-0.001	0.0	0.0	0.001		0.002	0.0	0.002	-0.001	0.004			
6	0→1	-0.002	-0.004	-0.004	-0.004	0.004		0.001	0.0	0.0	0.0	0.0	0.001		±0.0046
	1→2	0.0	-0.001	-0.001	0.002	0.0		0.001	0.0	0.002	0.0	0.001	0.004		
7	0→1	-0.002	-0.003	-0.004	-0.003	0.003	-0.001	0.0	0.001	-0.001	0.0	-0.001	-0.002	0.003	±0.0037
	1→2	0.0	0.0	-0.001	0.0	0.0	0.0	0.0	0.002	0.0	0.0	0.0	0.0	0.010	

Table 3 Optimal site and scale plan.

dam	capacity ($\times 10^7 \text{ m}^3$)	Q_s (m^2/s)	α	cost ($\times 10^{10} \text{ yen}$)	over flow ratio	dike	Q_a (m^3/s)	cost ($\times 10^{10} \text{ yen}$)	flood inundation probability
1	0.8	150	0.1	1.70	0.004	1	2000	0.381	0.008
2						2	2400	0.390	0.004
3	1.1	150	0.3	1.79	0.004	3	2400	0.363	0.008
4	3.8	500	0.4	2.67	0.001	4	1600	0.157	0.008
5						5	1900	0.157	0.005
6						6	2200	0.157	0.008
						7	3300	0.336	0.010

されていないことがわかる。これは、ダム2の上流に位置する評価地点1を防御するためにはダム1が不可欠であり、かつダム1の制御効果が評価地点2まで及ぶため、効果の重複するダムが不用となったためであると考えられる。

7.4 段階的建設手順計画の決定

まず、7.3で得られた配置・規模計画のうち、堤防については**Table 4**に示す建設単位に分割して施工するものとする。また、ダム建設に必要なステージ数は、ダム1：2、ダム3：3、ダム4：9とする。さらに、簡単のために各ステージでシステムに投資される建設費用の総額を一定とし、1ステージ内にダム1単位、堤防2単位ずつが充当されるものとして適用を行う（ダムは建設着手以後完成まで続けて施工される（6.1参照））。

Table 4 The construction works of dikes.

estimate point required stage for construction (dike)	1	2	3	4	5	6	7
0	300	660	780	900	1200	1500	1800
I	580	950	1100	1250	1550	1850	2100
II	860	1240	1420	1600	1900	2200	2400
III	1140	1530	1740				2700
IV	1420	1820	2060				3000
V	1700	2110	2400				3300
VI	2000	2400					

(m³/s)

Table 5 Influence analysis about dike construction.

		dike 3					
		0	1	2	3	4	5
dike 2	1	1	1	0	0	0	0
	2	1	1	1	0	0	0
	3	1	1	1	1	0	0
	4	1	1	1	1	1	0
	5	1	1	1	1	1	0
	6	1	1	1	1	1	1

次に、解探索の効率性を高めるため3水準の直交配列表を用いて6.2の方法により堤防建設に関する先行・後続関係の分析を試みた。しかし、**Table 4**では各施設を最大6単位に分割しているにもかかわらず、直交配列表では3水準しか考慮しなかったため、推定値に対する誤差が非常に大きいという結果になった。十分な精度を得るためにはさらに水準数の大きい直交配列表を採用する必要がある。そこで、ここでは問題を隣り合う評価地点のみに限り、各堤防は直下流評価地点の疎通能力がどの程度まで整備されていれば建設に着手できるかを逐次的に算定した結果の1例を**Table 5**に示す。表中、行番号は上流側の堤防の整備単位(**Table 4**参照)を、列番号は下流側の整備単位を表している。また、行列の要素1は上流側堤防を1単位増設したとき直下流評価

地点に悪影響の及ぶことを、要素0は影響のないことを示す。Table 5 によれば、ダムがまだ建設されていない状態では堤防3が2単位まで整備されて初めて堤防2の着工が可能となることがわかる。

以上の分析結果を踏まえ、6.3で示した方法によって導出した近似解を Table 6 に、対応する氾濫確率低下曲線を Fig. 12 に示す(ただし、ダム貯水池はその大部分が多目的ダムとして建設され、その費用負担が多方面に及ぶのが実情である。そこで、ここではダムの建設計画が上流部よりダム1、ダム3、ダム4の順序で建設されるものとして与えられているとし、この計画に応じた堤防群の施工順序を決定した)。

Table 6, Fig. 12 から、(i)全建設ステージにわたって評価地点1の氾濫確率が最悪であり、この値が多目的関数の改善に支配的であること、(ii)ステージ11で初めて堤防1の着工が可能となるが、さらに増設を行うためにはダム4の完成を待たなければならず、多目的ダムといえども堤防の建設計画との整合性をはかって計画される必要があることなどがわかる。また、(i)の事実を考慮すれば、本流域のように(23)式により最弱地点の氾濫確率の改善が長期にわたって制約される場合には、改善が可能となるまでの下流側整備の指針となる目的関数の設置も新たに必要となろう。なお、さらに厳密な判断を下すためには6.4で展開した分枝限定法による解近傍の探索を行わなければならない。

7.5 計画降雨をベースとした治水計画との比較

本節では、治水システムの信頼性評価の方法として計画降雨をベースにした場合(現行の治水計画はこの方法によっている)との比較検討を行う。

まず、本研究で用いたシミュレート降雨1,000個のうち流域平均総降雨量にして第9位~11位の降雨(Table 7 参照)を100年確率総降雨量に相当するとして入力し、これら3ケースの豪雨に対して洪水を安全

Table 6 The approximate solution on sequential model.

stage	dike							dam		
	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1						1	1	1		
2			2					1		
3			2						1	
4			1			1			1	
5		2							1	
6		2								1
7		2								1
8							2			1
9					2					1
10							2			1
11	1			1						1
12										1
13										1
14	1			1						1
15	2									
16	2									

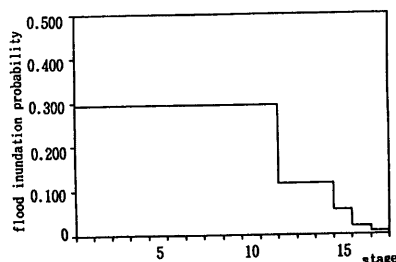


Fig. 12 The decreasing curve of flood inundation probability by the approximate solution.

に流下させるという条件のもとで策定した治水施設の配置・規模計画を Table 8 に示す。表中の氾濫確率、ダムのオーバーフロー率はシミュレート豪雨1,000ケースを入力として算定したものである。

Table 8 を見るとダム1、4の規模および評価地点1、2、4の疎通能力が小さく設定され、氾濫確率が許容値を上回っている。このことは、上記3降雨が流域平均総降雨量では超過確率 $\frac{1}{100}$ 付近に対応しているにもかかわらず、上流部における降雨量が小さいことを示している。さらに、ダム1、4のオーバーフロー率も許容値を超えており、対象降雨を上記3ケースに限った場合、その空間分布に応じて計画が過小となる部分が存在することがわかる。

Table 7 Information data about the tenth rank in the simulated rainfall.

order	sub-basin						mean total rainfall depth of basin
	1	2	3	4	5	6	
9	196	168	277	194	155	221	198
10	168	273	232	226	135	207	196
11	180	159	217	155	254	149	193

(mm)

Table 8 The optimal site and scale plan based on the tenth rank rainfall.

dam	capacity ($\times 10^7 \text{ m}^3$)	Q_s (m^3/s)	α	cost ($\times 10^{10}$ yen)	over flow ratio	dike	Q_a (m^3/s)	cose ($\times 10^{10}$ yen)	flood inundation probability
1	0.3	150	0.4	1.54	0.021	1	1600	0.291	0.020
2						2	2200	0.345	0.004
3	1.1	150	0.4	1.79	0.002	3	2400	0.363	0.001
4	3.0	500	0.1	2.41	0.017	4	1400	0.112	0.012
5						5	1900	0.157	0.0
6						6	2200	0.157	0.003
						7	3300	0.336	0.007

したがって、流域平均総降雨量の超過確率で計画規模を与える場合、多評価地点系の治水システムを策定する際には降雨の空間分布について詳細な分析が必要となること、また、その意味で多数のシミュレーション降雨を入力として氾濫確率を評価基準に設定する本研究で取り扱った治水システムの策定方法が重要となることが理解できよう。

8. 結 語

本研究は多施設・多評価地点系から成る広域的な治水システムが、洪水の生起確率を主な評価基準にとり、スクリーニング、シミュレーション、シークエンシャルの3段階計画決定プロセスを経て策定されることを考察したものである。ここで得られた成果と今後の課題を以下にまとめておく。まず、成果として、

- (i) リスク分析の考え方を治水システムに適用し、システムの評価基準として氾濫確率を用いる背景を整理した。
- (ii) 洪水氾濫確率の簡略化した算定方法として shift-operation を基本としたマトリクス演算による方法を展開した。
- (iii) スクリーニング、シミュレーション両段階における氾濫確率の精度分析を通じて両者の整合性を図った。
- (iv) 最適化手法に関しては、スクリーニング段階においては実験計画法、シミュレーション段階では分枝限定法を適用し、シークエンシャル段階では実験計画法、近似的な DP、分枝限定法を併用することによって代替案の効率的な減小を図り、最適解決定に至るまでの過程を明らかにした。
- (v) シークエンシャル段階では多施設同時施工を包含した定式化を行い、段階的建設手順問題の一般化を図った。

などが挙げられる。さらに、今後の課題として、

- (vi) 降雨シミュレーションは計画情報の要となっており、データ解析にとどまらず、今後とも豪雨の物理諸

過程の知見をも取り込んだより合理的なシミュレーション法を展開していく必要がある。

- ㊦ 本研究では流出解析手法として貯留関数法を用いたが、これら流出解析のパラメータの精度がシステム決定に及ぼす影響を分析しなければならない。
- ㊧ シークエンシャル段階の適用では近似解の適用を得たにとどまったが、さらに、分析限定法の適用と実流域への適用を進め問題点の分析をはからなければならない。
- ㊨ 建設手順計画においては、流域の土地利用の時間的变化やそれに伴う流出場の変化など環境条件の時間軸上の変化による影響を考慮に入れた策定方法への発展をはからなければならない。
- ㊩ より弾力性のある治水システムを構築するためには、氾濫確率の他に回復性や深刻性に関する指標も取り上げ、多目的な評価をとり入れたシステム設計法を展開する必要がある。
- ㊪ 策定された治水システムと、流域の土地利用や開発状況を分析することによって、治水計画と一体となった地域計画の策定方法を考察しなければならない。

等がある。今後、より多くの実流域への適用を通じて上記課題の解決を図り、本研究の実用性を実証していくことを確認して本論文の結びとする。

参 考 文 献

- 1) 岡田憲夫：強不確実性下における水利利用施設の拡張問題に関するリスク分析，京大防災年報，第28号 B-2，1985，pp. 253-262.
- 2) 高埴琢馬・池淵周一・小尻利治：水系一貫した治水計画の策定に関する研究，京大防災年報，第25号 B-2 1982，pp. 285-296.
- 3) 高埴琢馬・池淵周一：洪水の時・空間生起確率算定法とその治水計画への適用，京大防災年報，第22号 B-2，1979，pp. 179-194.
- 4) S. L. S. ジャコビ・J. S. コワリク・J. T. ビゾ：非線形計画問題の反復解法，関根智明訳，培風館，1976.
- 5) 池淵周一・小尻利治・堀 智晴：治水システムの段階的建設手順に関する研究，京大防災年報，第28号 B-2，1985，pp. 237-252.
- 6) 室田 明，江藤剛治，水野雅光：治水施設の着工順位付に関する研究，第26回水理講演会論文集，1982，pp. 367-372.