

## 〈論 文〉

# 動的計算法을 이용한 遊水體系의 最適設計

## Optimal Design of Detention System using Incremental Dynamic Programming

이 길 성\*, 이 범 희\*\*  
LEE Kil Seong and LEE Beum Hee

**Abstract** □ The purpose of this study is to develop an efficient model for the least cost design of multi-site detention systems. The IDP (Incremental Dynamic Programming) model for optimal design is composed of two sub-models: hydrologic - hydraulic model and optimization model. The objective function of IDP is the sum of costs; acquisition cost of the land, construction cost of detention basin and pumping system. Model inputs include channel characteristics, hydrologic parameters, design storm, and cost function. The model is applied to the Jung-Rang Cheon basin in Seoul, a watershed with detention basins in multiple branching channels. The application results show that the detention system can be designed reasonably for various conditions and the model can be applied to multi-site detention system design.

**요 지 :** 본 연구의 목적은 多地點 遊水體系의 最少費用 設計를 위한 효율적 모형을 개발하려는 것이며, 제안된 IDP 모형은 水文-水理學的 模型(降雨-流出模型과 流域 및 河道 洪水追跡模型)과 最適化模型 등 2개의 副模型을 포함하고있다. 目的函數는 地租입비용과 遊水池 설치비용 및 펌핑 시스템의 설치비용의 합으로 구성되며, 모형의 입력자료로는 각 河道資料와 水文 媒介變數 및 設計降雨과 費用函數 등이 제시되어야 한다. 본 모형은 多支形 河道의 遊水體系를 포함하고 있는 서울의 중랑천 유역에 적용되었으며, 모형의 적용결과 여러 조건의 변화에 대해서도 합리적인 遊水體系의 設計가 가능하며, 多地點 遊水體系의 설계에 대한 적용이 가능함을 보여주고 있다.

### 1. 서 론

遊水池는 펌프의 용량을 초과하는 洪水의 일부를 임시로 저장하여 尖頭洪水를 감소시켜 주는 역할을 하므로, 집중호우에 대해 취약성을 드러내고있는 여러도시의 실정으로 보아 그 필요성이 점점 증가하고 있다. 그러나, 單 遊水池에 대한 最適設計는 유수지들의 상호영향을 고려하지 않고있어 相互 影響圈 내에있는 小流域들간의 綜合的 遊水體系 解析은 그 필요성이 더욱 요구되고 있다. 이러한 관

점에서 遊水體系의 설계는 각 小流域에서의 內水 및 外水の 침입방지 이외에도 經濟的 條件 및 相互 關聯性, 安全性 등의 고려를 통한 最適化가 필요하며, 본 연구에서는 이와같은 개념을 한강의 支流인 중랑천 유역에 실제 적용하여 여러 유수지들 사이의 效率的이고 合理的인 遊水體系 設計法을 개발·제시 하려 하였다.

都市化의 진행은 강우집중 등에 대한 취약성을 노출하였고, 이에 대한 유수지의 최적 설계 방안이 Lakatos 등에 의하여 연구된(Ormsbee 등, 1987) 이후로 Mays와 Bedient(1982) 등에 의한 動的計

\* 서울대학교 工科大学 土木工學科, 教授

\*\* 서울대학교 大學院 土木工學科, 博士過程

劃技法(Dynamic Programming; DP)의 적용 시  
도 및 이러한 遊水 管網體系에 관한 연구로서  
ILSD, ISS, Ti-59(Voorhees, 1978) 등과 같은  
컴퓨터모형들이 개발 사용되었으며, 최근에는 환경  
요소의 고려(Ormsbee와 Lansley, 1994) 등도 연  
구되고있다. 국내에서도 펌프 조작기준의 안전성  
검토 및 퍼지이론 적용(이 원환 등, 1992) 등의  
접근과 유출모형의 비교(원 석연과 윤 용남,  
1993), 계획강우의 임계지속기간 결정(이종태 등,  
1993) 등의 연구가 이루어져 왔으나, 실제 유수체  
계의 설계 적용 예는 찾아보기 힘들다. 이와 관련  
하여 DP技法의 適用性을 개선한 IDP(Incremental  
Dynamic Programming) 技法 등이 댐들의  
連繫運營에 적용(이 재형 등, 1992)된 바 있다.

본 연구는 특히 模擬模型(simulation model)으  
로부터 多地點(Multi-site) 設計模型(design  
model)의 構成을 위하여 수립된 것으로, 多重遊水  
體系(Multiple Detention/Retention Facilities)  
에 대한 해석은 상류의 尖頭流量 감소와 유량의 이  
동이 하류의 尖頭流量 발생시각과 일치됨으로 인하  
여 도리어 하류의 尖頭를 상승시킬 수 있다는 tim-  
ing 문제와 각 遊水體系가 큰 再現期間의 홍수사상  
에 대해서는 효과적인 조절결과를 보여주면서도 오

히려 작은 재현기간의 홍수사상에 대하여는 취약성  
을 드러내는 경우가 발생할 수 있어 單一遊水體系  
의 구성과는 다른 해석이 필요하게 되었다  
(Walesh, 1989). 따라서, 본 연구에서는 降雨頻度  
와 持續期間의 변화에 따른 敏感度分析을 통하여  
이러한 두가지 문제 점들을 보완하도록 하였다. 이  
와함께 도시화의 진행과 하도조건의 변화를 고려한  
도시 유수체계의 발전적 설계를 위하여 하도의 安  
全水位條件을 가정하고, 이의 변화에 따른 유수체  
계 및 수문양상의 변화를 모의하였다.

## 2. 水文-水理學的 模型의 構成

遊水體系의 設計를 위한 水文 및 水理學動 解析  
模型으로서 [그림 1]과 같은 시스템을 구성하고,  
A부분과 같이(m-1) 단계와 m단계 유수체계의  
일부를 [그림 2]와 같은 水文-水理學的 模式圖로  
표현하면 다음의 모형들을 사용 해석할 수 있다.  
즉, 設計降雨(design storm)로부터 소유역 m에서  
의 流出量  $O_{m,i}$ 를 계산하고(降雨-流出模型), 이를  
流入量으로하는 설계유수지의 流出量  $U_{m,i}$ 를 결정  
하면,  $O_{m,i}$ 와  $U_{m,i}$ 와의 차이  $P_{m,i}$ 를 이용하여 유수  
지의 용량  $V_m$ 을 결정(貯水池 追跡模型)할 수 있

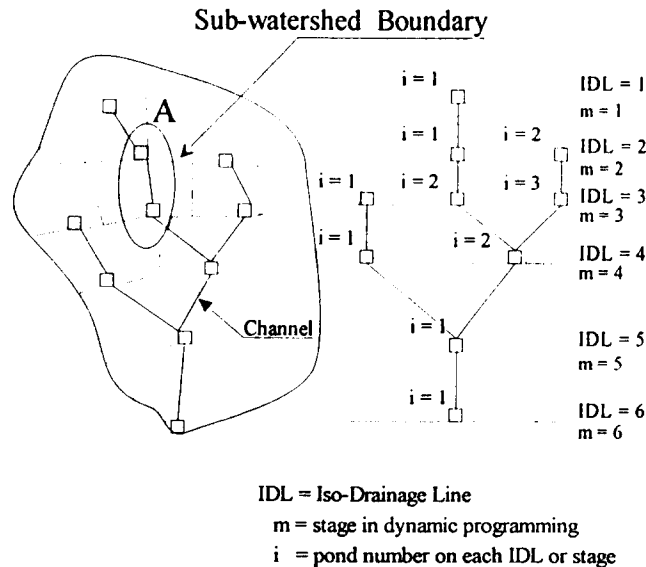


그림 1. 유수체계 설계기법의 적용대상 및 IDL개념의 적용 (Taur 등, 1987)

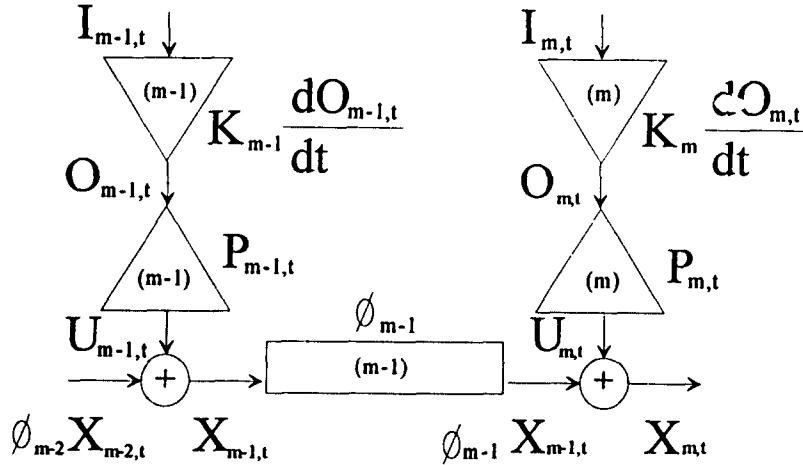


그림 2. 대상 유역체계에 대한 수문-수리학적 모식도

으며,  $U_{m,t}$ 와 하도를 통한 흐름  $\phi_{m-1} X_{m-1,t}$ 와의 합류량  $X_{m,t}$ 를 구하여(河道 追跡模型) 각 하도부분에 대한 '安全水位'와 비교하였다.

2.1. 設計降雨(Design Rainfall)

특정목적의 水工構造物을 설계하기 위해서 제시되는 강우사상을 設計豪雨(design storm) 혹은 設計降雨(design rainfall)라 하며, 이는 과거의 자료로부터 강우깊이-持續期間-再現頻度の 해석을 통한 인공적 강우사상의 개념으로 본 연구에서는 建設部(1988)에서 전국적으로 산정해낸 確率降雨량의 자료와 함께 서울지역의 강우특성을 Huff형

으로 산정해낸 자료(한국건설기술연구원, 1989)를 연결하여 設計降雨을 산정하도록 하였으며, 이에 따른 중량전 유역의 確率降雨量 및 Huff형 설계강우의 시간적 분포는 각각 [표1], [표2]와 같다.

표 1. 중량전 유역의 확률강우량(mm)

지속기간 빈도	30분	1시간	2시간	3시간	6시간
5년	39.5	59.5	81.5	97.0	129.0
10년	47.5	72.0	95.0	114.5	154.0
20년	54.5	83.5	110.0	132.0	175.0
50년	65.0	96.5	131.0	155.0	205.0

\* 건설부(1988)

표 2. Huff방법에 의한 각 type별 서울지역의 강우 시간분포해석(50% 확률)

Dur.(%) type	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
1st	20.0	44.1	61.5	71.5	77.8	83.6	87.9	92.9	96.6	100.0
2nd	8.2	18.5	35.0	53.5	72.6	82.2	89.6	93.9	97.3	100.0
3rd	3.9	7.9	15.2	22.3	33.3	53.1	74.4	89.4	96.5	100.0
4th	4.8	9.7	15.4	20.0	28.6	35.5	45.1	63.6	86.0	100.0

\* 한국건설기술연구원(1989)

## 2.2. 降雨-流出 模型(Rainfall-Runoff Model)

각 小流域에 대한 降雨의 입력과 유역의 복잡한 반응을 模擬하기 위한 방법으로서 SWMM, ILLUDAS(Terstriep 과 Stall, 1974) 등의 방법들이 많이 사용되고 있으나, 본 연구에서는 IDL 개념을 이용한 IDP 모형의 적용을 통하여 설계모형으로의 확장이 주목적이므로, 계산의 효율성을 위하여 위의 모형들을 변형·결합시키는 방법보다는 Clark 모형의 개념을 프로그램화하여 직접 결합시키는 과정을 선택하였다.

Clark 모형은 시간-면적관계에 의한 移動效果(translation effect)와 가상 선형저수지에 의한 貯溜效果(storage effect)를 함께 고려하며, 有效 降雨의 산정을 위한 流出係數는 서울시 하수도 시설기준에서의 용도별 총괄 유출계수 표준치 [표3] (서울특별시, 1988)을 따른다.

Clark 방법에 따라 假想貯水池의 貯溜量  $S$ 와 流出量  $O$ 에 대하여 線形貯水池( $S=K \cdot O$ )를 가정하고 각 유역의 貯溜常數를  $K, \Delta t$  시간동안 假想貯水池로의 처음과 끝에서의 유입 및 유출량을 각각  $I_1, I_2, O_1, O_2$ 라 하면, 다음과 같이 물收支方程式 係數들을 결정할 수 있다.

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

$$O_2 = C_0 \cdot I_2 + C_1 \cdot I_1 + C_2 \cdot O_1 \quad (2)$$

$$C_0 = \frac{0.5 \cdot \Delta t}{K + 0.5 \cdot \Delta t}, \quad C_1 = \frac{0.5 \cdot \Delta t}{K + 0.5 \cdot \Delta t}, \quad C_2 = \frac{K - 0.5 \cdot \Delta t}{K + 0.5 \cdot \Delta t} \quad (3)$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1$$

여기에서 貯溜常數  $K$ 는 유역의 到達時間과 같다고 假定(Viessman, 1977)하고, 이를 이용하여 각 소유역의 降雨-流出關係 및 설계 유수지로의 流入水文曲線을 구하였다.

유역 특성변수인 最長 到達時間  $t_g$ (min.)를 계산하는 방법으로서는 小規模施設 設計指針(건설부, 1990)에서 제시하고 있는 Rizha의 식과 Kraven의

표 3. 용도별 총괄 유출계수 표준치

용도지역 구분	유출계수 표준치
산림지역 및 이와 유사한 주택지역	0.80
공장지역 및 일반 주택지역	0.65
중급 주택지 및 독립주택이 많은 지역	0.50
고급 주택지 및 밭 등이 남아있는 교외지역	0.35
공원 및 시설 녹지지역	0.20

식을 사용하였다.

$$\text{Rizha 식} : t_g = 0.833 \times \frac{L_m}{h_m^{0.6}} \quad (4a)$$

$$\text{Kraven 식} : t_g = 0.444 \times \frac{L_m}{h_m^{0.515}} \quad (4b)$$

여기에서,  $h_m$ 은  $m$ 유역의 平均傾斜,  $L_m$ 은 하도의 길이(km)이며, Rizha 식은 자연하천의 상류부( $h_m \geq 1/200$ )에, Kraven 식은 자연하천의 중·하류부( $h_m \leq 1/200$ )에 적용할 수 있다.

## 2.2. 河道 追跡模型(Channel Routing Model)

河道 追跡模型으로는 Muskingum 방법 등이 많이 쓰이나, 對象河道의 길이가 짧고 잘 정비가 된 경우, 貯溜效果가 移動效果에 비하여 매우 작으며, 通水流量  $X_{m,t}$ 에 대한 通水斷面積  $A(y_{m,t})$ , 斷面 平均流速  $u(y_{m,t})$ , 水理平均深  $R_h(y_{m,t})$  등이 河道水深  $y_{m,t}$ 에 의한 식으로 표현되므로 그 移動을 Manning 식으로 近似하였다(Mays, 1978).

$$X_{m,t} = A(y_{m,t}) \cdot u(y_{m,t}) \\ = A(y_{m,t}) \cdot \frac{1}{n} \cdot R_h(y_{m,t})^{\frac{2}{3}} \cdot h_m^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

이때, 河道의 通水流量  $X_{m,t}$ 와 하도의 단면형태, 경사  $h_m$  및 Manning 계수  $n$  값 등을 알면, 식(5)를 Newton-Raphson 법으로 계산하여 水深  $y_{m,t}$ 를 구하고  $A(y_{m,t})$ 를 결정할 수 있으므로 하도의 길이  $L_m$ 과 斷面 平均流速  $u(y_{m,t})$ , 河道 流下時間  $t_t(X_{m,t})$ 의 관계는

$$u(y_{m,t}) = \frac{X_{m,t}}{A(y_{m,t})} \quad (6)$$

$$t_y(X_{m,t}) = \frac{L_m}{u(y_{m,t})} = L_m \cdot \frac{A(y_{m,t})}{X_{m,t}} \quad (7)$$

로 표시할 수 있다. 반대로, 安全水位를 고려한 하도의 可能 最高水深  $y_{m,max}$ 를 단면자료로부터 구할 수 있다면, 하도  $m$  지역에서의 最大 許容 流下能力  $Q_m$ 을 구할 수 있다.

$$Q_m = A(y_{m,max}) \cdot u(y_{m,max}) \\ = A(y_{m,max}) \cdot \frac{1}{n} \cdot R_h(y_{m,max})^{\frac{2}{3}} \cdot h_m^{\frac{1}{2}} \quad (8)$$

따라서 시간에 따른 河道 流下流量의 변화를 식 (6),(7)에 적용하여  $t_y$ 를 구하면 (Mays와 Bedient, 1982), 下流部 流量  $X_{m,t}$ 는 구간내에서 中間流入이 없는 경우 上流部 流量  $X_{m-1, t-t_y}$ 의 線形移動으로 표현할 수 있으며, 이러한 관계로부터  $X_{m-1,t}$ 와  $X_{m,t}$ 는  $t_y$ 만큼의 시간이동으로 표시되는 shift operator  $\phi_{m-1}$ 을 정의하여 나타낼 수 있다.

$$X_{m,t} = X_{m-1, t-t_y} = \phi_{m-1} \cdot X_{m-1,t} \quad (9)$$

본 연구에서는 水深·流速관계의 계산을 위한 Newton-Raphson근사와 河道追跡을 위한 부프로그램(NEWTON과 CHR)을 구성·사용하였다.

### 2.4. 貯水池 追跡模型

遊水池의 計劃模型으로 流入 水文曲線의 상승부에 대해서는 Abt와 Grigg의 방법(McCuen, 1989)에서 가정한 바와 같이 尖頭流量의 일정비 ( $\alpha$ )까지는 流入量을 그대로 방류하되 초과유량을 저류하고, 이때의 최대방류량보다 작아지는 流入 水文曲線의 하강부에서는 水文曲線을 따라 유입량을 그대로 방류하도록 우수배제 펌프의 조작기준을 설정하면, 流入樣相과 最大排出能力의 결정으로 貯溜容量을 산정할 수 있다. 본 연구에서도 펌핑능력

$U_{m,max}$ 를 결정하여 遊水池容量  $V_m(O_{m,t}, U_{m,max})$ 을 구하되  $U_{m,max}$ 는 0보다 크고,  $O_{m,max}$  보다 많은 유량을 배출할 수 없으며, 自然排水가 없다고 가정하면 식(10), (11), (12) 등으로 저류-유출관계를 나타낼 수 있다.

$$0 \leq U_{m,max} \leq O_{m,max} \quad (10)$$

$$P_{m,t} = O_{m,t} - U_{m,t} \quad (11)$$

$$U_{m,t} \begin{cases} = O_{m,t}, & \text{when } O_{m,t} \leq U_{m,max} \\ = U_{m,t}, & \text{when } O_{m,t} \geq U_{m,max} \end{cases}$$

$$V_m(O_{m,t}, U_{m,max}) = \int_0^T P_{m,t} dt \quad (12)$$

결국 하류유역( $m$ 단계)의 유하량  $X_{m,t}$ 는 [그림 2]에서와 같이  $X_{m-1,t}$ 의 하도이동과  $m$ 단계 유역에서의 펌핑량  $U_{m,t}$ 의 합으로 표현할 수 있고, 각 支流의 최상류에서는 유출량  $X_{m-1,t} = 0$  이므로,  $X_{m,t} = U_{m,t}$ 로 표시할 수 있다.

$$X_{m,t} = \phi_{m-1} \cdot X_{m-1,t} + U_{m,t} \quad (13)$$

## 3. 最適化 模型의 構成

最適化 技法으로는 크게 線形計劃法, 非線形計劃法과 動的計劃法(Dynamic Programming; DP) 등의 세가지를 들 수 있으며, 이들중 DP技法은 段階(stage) 및 狀態(state)의 증가에 따라 過多한 기억용량이 필요할 수도 있으나, 非線形性이나 推計學的 常態 및 많은 변수를 지닌 복잡한 문제들을 順次的으로 풀이하는 多段階形式으로 축소시킬 수 있어 多段階 水資源 시스템의 最適化 技法으로 널리 사용되고 있다.

### 3.1. 動的計劃 模型

대상유역의 연결형태를 [그림 1]과 같이 표현하고, IDL(Iso-Drainage Line)을 최상류 유역으로부터의 段階(stage,  $m$ )로 정의한 후, 각 유역에 [그림 3]과 같은 형태의 設計遊水池를 가정하면 容量  $V_m$ 은 깊이  $D_m$ 에 의하여 표시할 수 있다( $V_m = 825 \times D_m^3$ ).

각 段階  $m(=1, M)$ 에서의 狀態變數를 最大 河道流下流量  $X_{m, max}$ 로, 펌핑량  $U_{m, max}$ 를 決定變數로 定義하고, 시간  $t$ 를  $\Delta t$  개념으로 離散化하여 사용하되  $\Delta t$ 를 5분으로 총 120시간간격 10시간( $120 \times 5분 = 600분$ )동안의 流量 및 水深變化를 全段階에 대하여 模擬하였다. 이때, DP모형의 컴퓨터 적용을 위하여  $m$  단계의 狀態變數  $X_{m, max}$ 를 유한개 ( $L$ 개)의 벡터집합으로 이산화하여(Discrete Dynamic Programming; DDP) 이를  $\{X_{m, max}^i\}_{i=1..L}$ 이라 정의하고,  $(m-1)$ 과  $m$  단계에서의 狀態變數를 각각  $X_{m-1, max}^i$ 와  $X_{m, max}^j$ 이라고 하면, 두 狀態값으로 대표되는 유출양상  $X_{m-1, t}^i$ 와  $X_{m, t}^j$ 를 연결해 주는 펌프의 용량  $U_{m, max}$ 를  $U_{m, max}^{j,i}$ 라 표기하면, 이들의 관계는 식(14)와 같다.

$$U_{m, max}^{j,i} = \underset{t}{Max} [X_{m, t}^j - \phi_{m-1} X_{m-1, t}^i] \quad (14)$$

이때,  $X_{m-1, max}^i$ 와  $X_{m, max}^j$ 의 두 값으로부터 직접 결정변수  $U_{m, max}^{j,i}$ 를 결정할 수 없는 것은 두 값의 발생시각이 다를 경우가 발생하기 때문이며, 이러한 이유로 인하여 다음과 같이 반복계산에 의한 방법을 통하여  $U_{m, max}^{j,i}$ 를 결정할 수 있다. 즉,

<Step 1> 먼저  $U_{m, max}^{j,i}$ 를 두 狀態값의 차로 설정한다.

$$U_{m, max}^{j,i} = X_{m, max}^j - X_{m-1, max}^i \quad (15)$$

$$\begin{aligned} <Step 2> \quad X_{m, max}^j - \underset{t}{Max} [\phi_{m-1} X_{m-1, t}^i + U_{m, t}^{j,i}] \\ &= du \end{aligned} \quad (16)$$

$$\begin{aligned} U_{m, t}^{j,i} &= U_{m, t}^{j,i}(U_{m, max}^{j,i}, O_{m, t}) \\ &= O_{m, t} \quad (O_{m, t} \leq U_{m, max}^{j,i}) \\ &= O_{m, max}^{j,i} \quad (O_{m, t} \geq U_{m, max}^{j,i}) \end{aligned}$$

만일,  $du=0$ 이면, 이 state trajectory( $j,l$ )에 해당하는 결정변수  $U_{m, max}^{j,i}$ 를 기억하고 계산을 종료한다.

$$\begin{aligned} <Step 3> \quad du \neq 0 \text{이면} \\ U_{m, max}^{j,i} &= U_{m, max}^{j,i} + du \end{aligned} \quad (17)$$

만일  $\{0 \leq U_{m, max}^{j,i} \leq O_{m, max}\}$ 이면, <Step 2>로, 아니면 이 state trajectory( $j,l$ )은 조건을 만족할 수 없으므로 고려에서 제외한다.

이와함께 각 段階別 利得函數(stage return)  $R_{m, max}^{j,i}$ 은 遊水體系의 構成費用으로, 垆地購入에 따른 費用  $CL$ 과 土木工事 費用  $CM$ , 그리고 펌프의 購入 및 設置費用  $CP$ 의 합으로 표시하였다(구로구, 1991).

$$R_{m, max}^{j,i}(X_{m, max}^j, U_{m, max}^{j,i}) = CL + CM + CP \quad (18)$$

여기서,

$R_{m, max}^{j,i}$  :  $m$ 단계에서  $X_{m, max}^j$ 의 하도유하량을 갖게 되는 경우,  $U_{m, max}^{j,i}$  크기의 펌핑시설과  $D_m(U_{m, max}^{j,i})$  깊이의 우수지를 설치하는 비용

$CL$  :  $m$ 단계에서 깊이  $D_m(U_{m, max}^{j,i})$ 의 우수지를 설치하기 위한 垆地 비용,

$$CL(D_m) = CE_m \times D_m^2 \times 900$$

$CE_m$  :  $m$ 단계 유역의 단위면적당 垆地비용(원/ $m^2$ )

$CM$  :  $m$ 단계에서  $D_m(U_{m, max}^{j,i})$  깊이의 우수지에 대한 토목공사 비용,

$$CM(D_m) = CV_m \times D_m^3 \times 825$$

$CV_m$  :  $m$ 단계 유역의 단위용적당 토목공사 비용(원/ $m^3$ )

$CP$  :  $m$ 단계에서  $X_{m, max}^j$ 의 하도유하량을 갖게 되는 경우,  $U_{m, max}^{j,i}$  크기의 펌프시설을 구입·설치하는 비용으로 “4.1.適用 對象 流域”에서 펌프용량-비용관계로 제시.

결국,  $X_{m, max}^j$ 와 선택가능한  $X_{m-1, max}^i$ 에 의하여 구성되는 모든 trajectory( $j,l$ )에 대한  $U_{m, max}^{j,i}$ 로부터 식(11), (12)를 이용하여  $V_m^{j,i}$ 를 결정하고,  $D_m^{j,i}$ ,  $R_{m, max}^{j,i}$ 을 계산하여 순환방정식(recursive equation),

$$\begin{aligned} f_m(X_{m, max}^j) &= \underset{U_{m, max}^{j,i}}{Min} \\ &[R_{m, max}^{j,i}(X_{m, max}^j, U_{m, max}^{j,i}) + f_{m-1}(X_{m-1, max}^i)] \end{aligned} \quad (19)$$

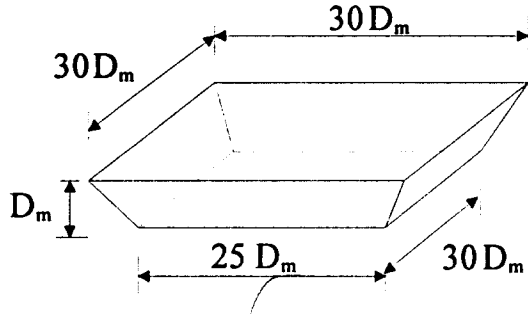


그림 3. 가정된 유수지의 형태

에 의한 최적경로  $j$ 를 선택할 수 있다. 이때,  $f_m$  ( $X_{m,max}^l$ )는  $m$  단계에서  $X_{m,max}^l$ 의 상태값을 가질때 상류로부터  $m$ 단계 유역까지 유수체계를 구성하는 최소비용을 말하며, 이때의  $V_{m,t}^{j,l}, D_{m,t}^{j,l}, R_{m,t}^{j,l}$ 을  $V_m^l, D_m^l, R_m^l$ 로 기억하고, 그때의 유출양상은

$$X_{m,t}^l = [\phi_{m-1} X_{m-1,t}^l + U_{m,t}^{j,l}]$$

으로 계산하여 기억한다.

### 3.2. IDP 技法

이 기법은 DP적용시의 과도한 기억용량 문제를 개선한 방법(Larson 과 Casti, 1982)으로서 初期可能領域에 대하여 循環方程式을 적용함으로써 새로운 가능영역을 선정하는 反復技法이다. 初期可能領域의 선정은 가능영역의 축소비율과 함께 계산의 精密도와 計算 時間에 민감한 영향을 미치므로 매우 중요하다. 이러한 방법의 一例로서 LP모형에 의한 초기해의 구성과 DP모형에 의한 계산을 조합한 LP-DP모형(Grygier와 Stedinger, 1985)이提示된 바 있으며, 본 연구에서는 대상유역에 대한 1차모의를 통하여 모형의 初期可能領域을 구하였다. 이와같이 水文-水理學的 條件만의 모의결과를 初期可能領域으로한 IDP기법의 적용과정은 다음

과 같다.

<Step 1> 초기 가능해를 구하고 이들을  $\{X_{m,k}^0, m=1,M\}$ 이라 정의한다. 즉, 반복제한 횟수  $k$ 에 따른  $X_{m,max}^0$ 를  $X_{m,k}^0$ 로 표시한다( $k=0$ ).

<Step 2> 순환방정식을 각 단계  $m$ 에서의 상태  $X_{m,k}^0$ 와  $\Delta X_{m,k}$ 의 폭을 갖는 상태 가능상한치  $X_{m,k}^+$  및 하한치  $X_{m,k}^-$ 의 3개 값에 한하여 풀고 이때 구해진 값을  $\{X_{m,k+1}^0, m=1,M\}$ 이라 정의한다.

$$X_{m,k}^+ = X_{m,k}^0 + \Delta X_{m,k} \quad (20)$$

$$X_{m,k}^- = X_{m,k}^0 - \Delta X_{m,k} \quad (21)$$

<Step 3> 만일  $X_{m,k}^0$ 와  $X_{m,k+1}^0$  ( $m=1,M$ )의 변화율이 주어진 기준 변화율  $CRIT$  보다 작으면 즉,

$$\max_{m=1,M} |(X_{m,k}^0 - X_{m,k+1}^0) / X_{m,k}^0| \leq CRIT$$

이면 계산을 끝내되, 다른 경우  $k=k+1$ 를 두고  $X_{m,k}^0$ 을 저장한 후 축소비율 DEC만큼  $\Delta X_{m,k}$ 의 값을 축소하여 식(20)과 (21)의 가능범위를 조정된 후( $\Delta X_{m,k} = DEC \times \Delta X_{m,k-1}$ ),  $X_{m,k}^0$ 의 값에 대하여 <Step 2>의 계산을 반복하여 실행한다.

이와함께  $X_m$ 의  $X_m = (X_{m,1}, X_{m,2}, \dots, X_{m,i}, \dots, X_{m,m})$  벡터로 표기함으로써 각 단계마다  $I_m$ 개의 유역이 존재하고, 각 지천들간의 유하 및 합류등을 고려할 수 있는 실제모형으로 확장할 수 있다. 이에따라 식(13), (14) 및 (18)들 역시 다음과 같이 확장시킬 수 있으며, 순환방정식 (19)를 식(22)와 같이 정리하였다.

$$X_{m,i,t}^l = \sum_{na=1}^{g(m,i)} (\phi_{m-1, im(na)} \cdot X_{m-1, im(na), t}^{j(na)} + U_{m,i,t}^{j,l}) \quad (i=1, I_m) \quad (13')$$

$g(m,i)$  :  $(m,i)$ 번 합류점과 연결된  $(m-1)$ 단계 하도의 갯수.

$im(na)$  :  $(m,i)$ 번 합류점과 연결된  $(m-1)$ 단계 하도의 번호,  $na=1, g(m,i)$ .

$X_{m-1, im(na), t}^{j(na)}$  :  $(m-1, im(na))$ 번 하도의 상태를  $X_{m-1, im(na), max}^{j(na)}$ 라 할 때의 시간에 따른 유하양상.

$U_{m,i,t}^{j,l}$  :  $(m,i)$ 번 하도에서의 상태가  $X_{m,i,t,max}^l$

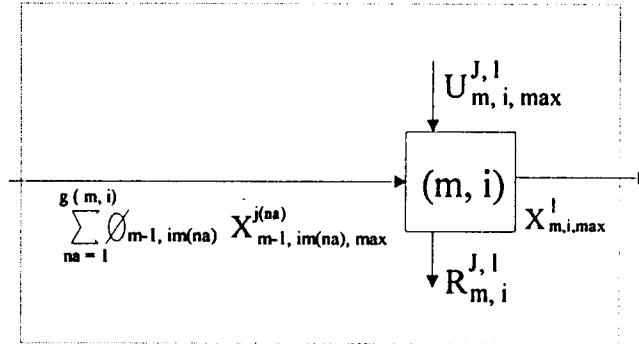


그림 4. DP기법의 적용도

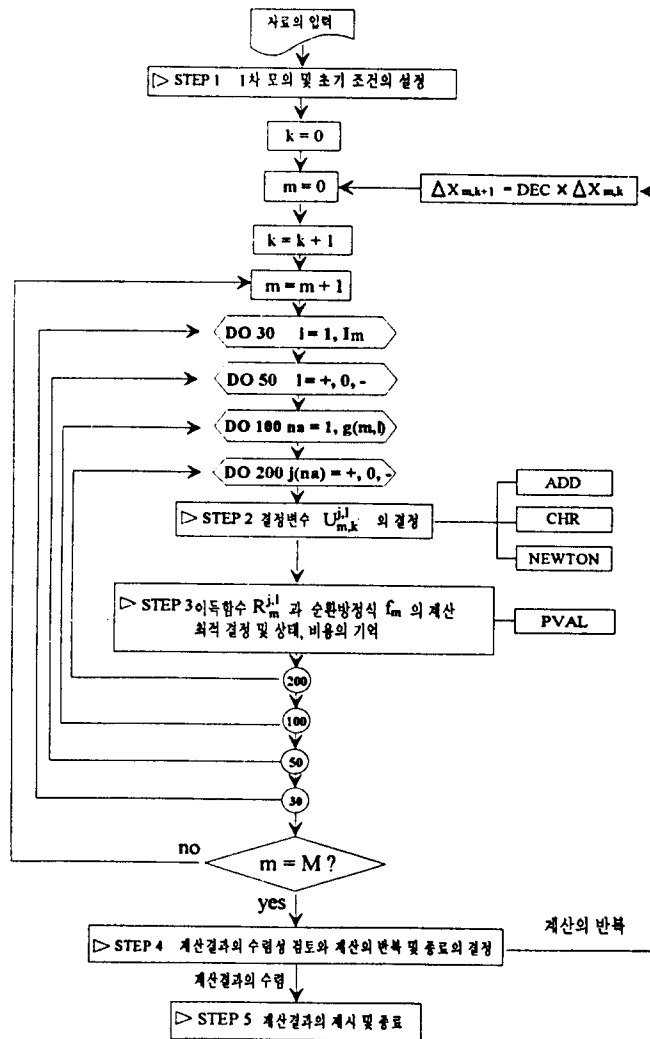


그림 5. 최적설계모형 계산의 흐름도



이고, 합류점과 연결되는 하도들의 상태  $\{X^{(na)}_{m-1, im(na), max}\}_{na=1, g(m,i)}$ 를  $\{X^I_{m-1, max}\}$ 라 정의할 때,  $X^I_{m-1, max}$ 와  $X^I_{m,i, max}$ 의 두 상태값을 연결해 주는  $(m,i)$ 번 유수지의 펌프용량.

$$U^{I,i, max} = \underset{t}{Max} [X^I_{m,i,t} - \sum_{na=1}^{g(m,i)} \phi_{m-1, im(na)} \cdot X^{(na)}_{m-1, im(na), t}] \quad (i=I, I_m) \quad (14')$$

$$R^{I,i}(X^I_{m,i, max}, U^{I,i, max}) = CL + CM + CP \quad (18')$$

$$f_{m,i}(X^I_{m,i, max}) = \underset{m,i, max}{Min} [R^{I,i}(X^I_{m,i, max}, U^{I,i, max}) + \sum_{na=1}^{g(m,i)} f_{m-1, im(na)}(X^{(na)}_{m-1, im(na), max})] \quad (22)$$

이에 따라 식(14'), (18')과 (22) 등으로 표시되는 DP기법의 최적화 과정과 프로그램의 구성은

각각 [그림 4], [그림 5]와 같다.

### 4. 模型의 適用 및 結果의 分析

#### 4.1. 適用 對象流域

본 연구의 적용대상으로서 이미 6개의 유수지가 건설·가동중인 서울특별시의 중랑천 유역을 택하였다. 중랑천은 의정부시를 지나 서울시의 도심지를 통과하고, 청계천과 합류하여 한강으로 유입되는 하천으로 流域面積 288km<sup>2</sup>, 流路延長 34.8km에 이른다. 이미 광범위한 도시화로 인하여 都市洪水의 內在的 脆弱性을 지닌 이 곳은 防災시스템에 대한 연구대상으로 적당하며, 이에 따른 대상유역의 분할형태와 IDL개념의 적용도는 [그림 6]과 같다.

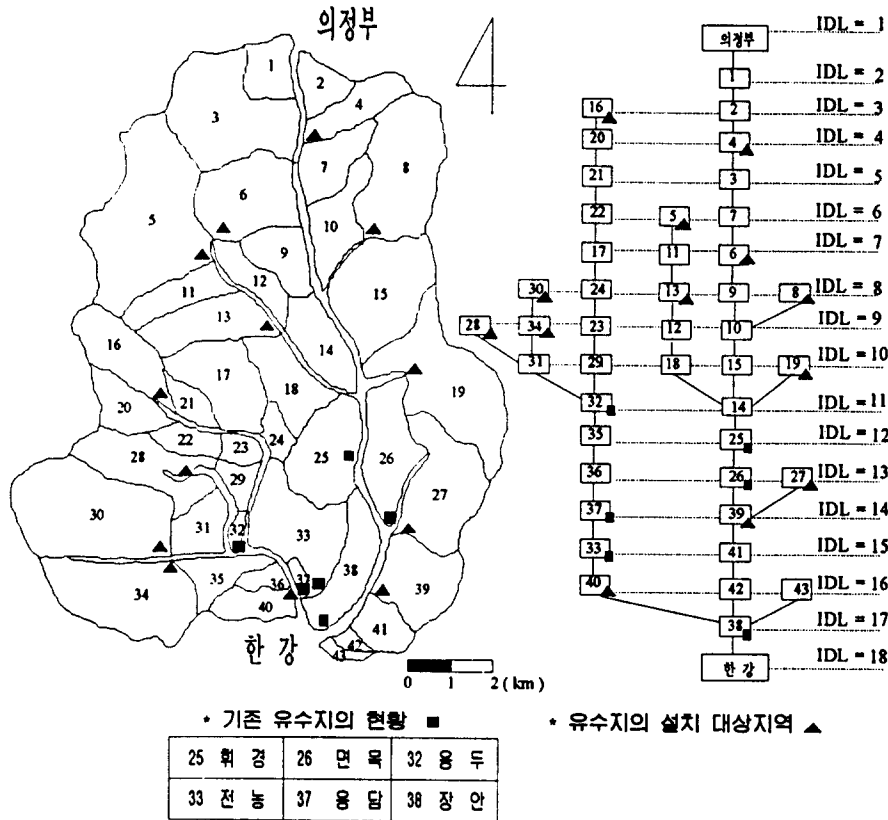


그림 6. 대상 소유역의 분할도 및 IDL개념의 적용

여기에서 각 소유역에 대한 遊水體系 평가를 위하여 다음과 같이 IDP모형을 적용하였다.

즉,

(1) 안전성이 요구되는 소규모 水工構造物의 경우를 가정하여 본 연구에서는 基本 設計條件으로 20년 再現期間(서울특별시, 1988)과 安全水位 0.1 m를 부과하여 모의하였다. 이와함께 단일 유수지의 용량결정을 위한 강우의 지속기간으로는 2시간을 많이 사용하고 있으나(서울특별시, 1988), 본 연구에서는 보다 넓은 지역에 대하여 다중 유수지의 경우를 적용하기 위하여 3시간 강우조건을 기본으로 가정하였다.

(2) 기본 설계조건에 대하여 降雨의 再現期間을 4단계(5, 10, 20, 50년), 持續期間을 5단계(30분, 1, 2, 3, 6시간) 그리고, 安全水位를 4단계(0, 0.1, 0.2, 0.3 m)로 변화시켜 가면서 그 결과를 살펴 보았으며, 편의상 기본 설계조건을 case 342 (20년, 3시간 지속, 0.1m 안전수위)와 같이 표시하였다.

(3) 각 설계조건의 변화에 따른 유수체계의 변화와 IDP기법의 적용에 따른 數值模型의 適用性을 살펴보고 流域의 水文變化를 비교하였다. 여기에서 수치모형의 적용성은 대상유역의 최적결과를 산출하기 위한 계산시간 및 기억용량의 필요정도로서 PC모형을 구현하고자 하였다.

유수체계의 설계에 있어 주요한 요인중의 하나인 地價價格은 地價動向(건설부, 1991)에 의하여 산정 하되, 시청을 중심으로 거리가 멀어짐에 따라 그 가격이 낮아지는 것으로 보았으며[표 4], 이는 도시화의 진행정도에 따라 유수지 설치에 필요한 대지의 확보가 중심가로 갈수록 더욱 어려울 것으로 본 때문이다. 이에 따라 중심부에서의 가격( $15 \times 10^5$  원/m<sup>2</sup>)이 최 변두리 지역의 가격( $5 \times 10^5$  원/m<sup>2</sup>)보다 3배가 비싸다고 보고, 이들을 5개의 집단으로 나누어 적용하였다. 여기에 遊水池 單位容積當 공사비를 2,250,000원으로 가정하였으며, 펌핑 시스템은 [표 5]와 같이 吐出量단의 관계로 펌프의 형식이나 크기를 一律적으로 구성하였다. 여기에서 용량의 구성은 현재 서울시에서 가동중인 배수 펌프장중 가장 규모가 큰 신정1 배수장의 펌핑용량이 5,340m<sup>3</sup>/min 인 것(서울특별시, 1988)에 유의하여 6,000m<sup>3</sup>/min

표 4. 각 유역에 따른 토지가격 분포표

등급	가격 (10 <sup>5</sup> 원/m <sup>2</sup> )	유역 번호
1	15.0	21, 22, 28, 30, 31, 32, 34, 35
2	12.0	11, 12, 13, 14, 17, 18, 20, 23, 24, 25, 29, 33, 36, 37, 38, 40
3	10.0	39, 41, 42, 43
4	7.5	3, 5, 6, 7, 9, 10, 15, 16, 19, 26, 27
5	5.0	1, 2, 4, 8

표 5. 펌프용량-비용관계

	펌프용량(m <sup>3</sup> /sec)	비용(×10 <sup>4</sup> 원)
1	- 0.5	0.0
2	0.5- 10.0	7266.0
3	10.0- 30.0	17532.0
4	30.0- 50.0	30388.2
5	50.0- 70.0	50284.0
6	70.0- 90.0	63105.0
7	90.0-110.0	77926.0
8	110.0-130.0	93140.0
9	130.0-150.0	114961.0
10	150.0-170.0	132782.0
11	170.0-190.0	153603.0
12	190.0-250.0	180086.8

(= 100m<sup>3</sup>/sec) 까지의 용량을 7단계로 구분하고 이를 초과하는 용량에 대하여 2배(12,000m<sup>3</sup>/min = 200m<sup>3</sup>/sec)까지 고려할 수 있도록 12단계로 구성하였다. 본 연구에서는 저수지 유입·유출 및 합류의 계산을 위해 ADD라는 부프로그램을 구성 하였으며, 시스템의 비용계산을 위하여 PVAL이라는 부프로그램을 구성 사용하였다.

#### 4.2. 設計模型의 適用結果

본 모형의 수행을 위해서는 하도의 특성 (단면 형태, 경사도, 하도의 연결상태, Manning 계수), 유역의 특성 (시간별 유하면적, 유출율, 대상유역의 地地가격), 대상유역에 대한 기존 유수지의 존재여부 및 각 유역에 대한 확률강우량 등의 자료가 필요하며 각종 정비계획 보고서들(서울특별시,

1992; 구로구, 1991)을 참고하였다.

본 연구에서는 초기  $\Delta X_{m,0}$ 를 최대가능 유하량  $Q_m$ 의 1/3로 계산을 시작하였으며, 가능 상태영역의 축소계수 DEC를 0.8, 계산의 기준변화율 CRIT를 0.1로 두고 계산하였다. Case 342에 대한 모형의 적용결과 새로 구성된 유수체계의 형태를 [그림 6]에 표시하였으며, 이러한 경우 전체유역의 수문변화는 [그림 7]과 같다. 이때, 38번 하도의 最大通水能은 12,300 $m^3$ /sec으로 수문변화도에는 표시되지 않았다. 이를 살펴보면 설계조건에 대하여 위험구간으로 나타나는 21, 33, 37번 하도의 침투유량을 감소시키기위하여 상류 각 지역(10,12번 하도)의 유하량을 감소시켜 줌으로써貯溜·조절되고 있는 형태를 보여주고 있으며, 설치

대상유역이 기존 유수체계와 연계하여 각 지천의 상류에 치중되고 있음은 多地點 設計模型의 적용에 따른 것으로, 각 하도에서의 안전성유지를 강조한 제약조건을 적용한 이유에 기인한 것으로 보인다.

河道의 安全水位에 따른 水文樣相의 변화 [그림 8]을 살펴보면 주어진 하도유하량에 대하여 하도의 最大通水能이 감소하게되는 경우로서 17번하도에서의 변화양상은 비록 각 설계조건에 따른 하도 유하량이 最大通水能보다 작을지라도 하류부에서 발생하는 위험구간의 영향이 上流로 전달되어 실제 유출유량이 조절되고 있음을 보여주고 있다. [그림 9]에서는 降雨의 再現期間 변화에 따른 37번 하도에서의 水文樣相 變化를 보여주고 있는데 이는 最大通水能이 고정되어있는 가운데 유하유량이 계속

표 6. 지속기간 변화에 따른 유수체계의 설계결과(유수지의 높이  $D_m$ , m)

Case 유역번호	312	322	332	342	352
1	2.7(-)	-	-	-	2.0(-)
2	2.5(-)	2.9(-)	-	-(19.1)	-(7.5)
3	2.4(-)	2.2(-)	-(99.1)	-(130.2)	-(107.9)
4	-	-	-	2.3(-)	2.5(-)
5	2.1(-)	2.5(-)	2.8(-)	3.0(-)	3.4(-)
6	-(74.7)	2.0(-)	2.3(-)	2.5(-)	-(88.3)
7	-	-(38.5)	-	-	2.1(-)
8	-	2.1(-)	2.3(-)	2.5(-)	2.8(-)
9	-(48.0)	-(61.9)	-(58.6)	-(54.5)	2.1(-)
13	-	2.1(-)	2.1(-)	2.3(-)	-(13.9)
16	-	-	-	2.1(-)	2.3(-)
19	-	2.1(-)	2.4(-)	2.6(-)	2.9(-)
24	-	-	-	-	2.2(-)
27	-	2.1(-)	2.3(-)	2.5(-)	2.8(-)
28	-	-	2.2(-)	2.4(-)	2.7(-)
30	2.2(-)	2.6(-)	2.9(-)	3.2(-)	3.6(-)
31	-(14.5)	2.1(-)	-(63.0)	-(33.2)	-(52.4)
34	-(59.6)	-(149.4)	2.3(30.8)	2.5(23.0)	-(81.8)
35	-(12.5)	3.0(-)	-(15.0)	-(11.3)	-
39	2.5(44.0)	2.4(34.2)	-(45.0)	2.1(-)	-(25.4)
40	2.4(-)	2.5(-)	-(29.4)	3.0(-)	2.6(-)
42	2.5(-)	-	-	-	-
총비용( $\times 10^{11}$ 원)	1.60	1.90	2.60	6.64	9.16

\* ( )안의 값은 pump의 능력( $m^3$ /sec)

증가되고있는 양상으로 [표 6]에서 제시한 바와같은 우수체계의 설치에 의하여 최대 유하유량을 최대통수능 이하로 유지시켜 주고 있음을 보이고 있다. [표 6]에서의 결과는 또한 우수지와 펌핑시스템이 상호 보완적으로 설계되고 있음을 보여주고 있으며, 80486 DX-66을 사용시, 각 case당 평균 3분정도의 계산시간이 소요되었다.

여러가지의 하도조건 및 강우조건, 합류 등에 의한 각 지점별 하도 유출량의 변화는 初期 可能領域의 산정을 매우 어렵게하므로 본 모형과 같이 模擬 模型을 바탕으로한 設計模型의 구성시, 모의모형에 의한 초기 가능영역의 설정으로 계산결과를 안정적으로 산출하여 효율적으로 사용되었다.

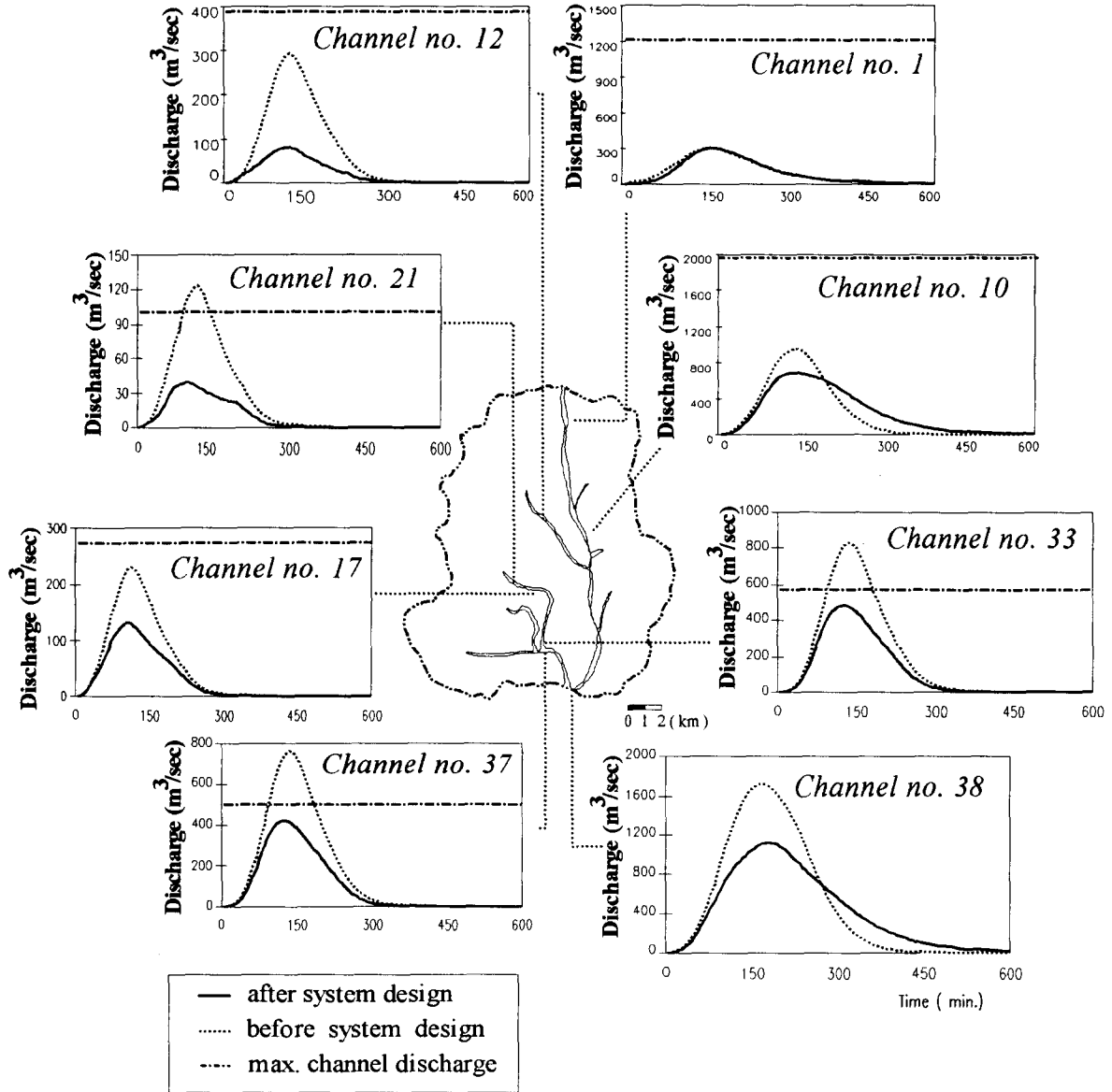


그림 7. 우수체계의 설치에 따른 유역전체의 수문변화(case 342)

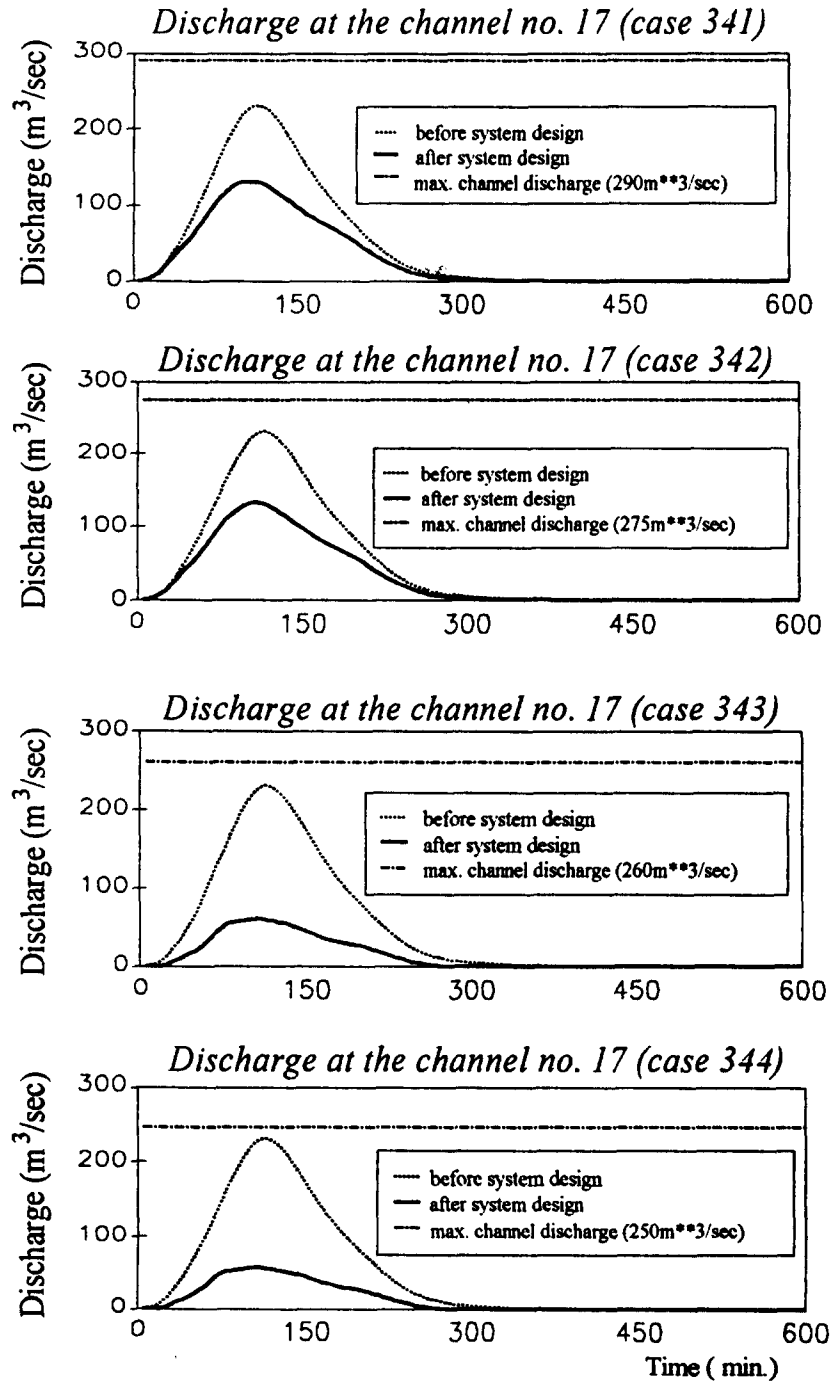


그림 8. 안전수위에 따른 17번 하도에서의 수문양상 변화

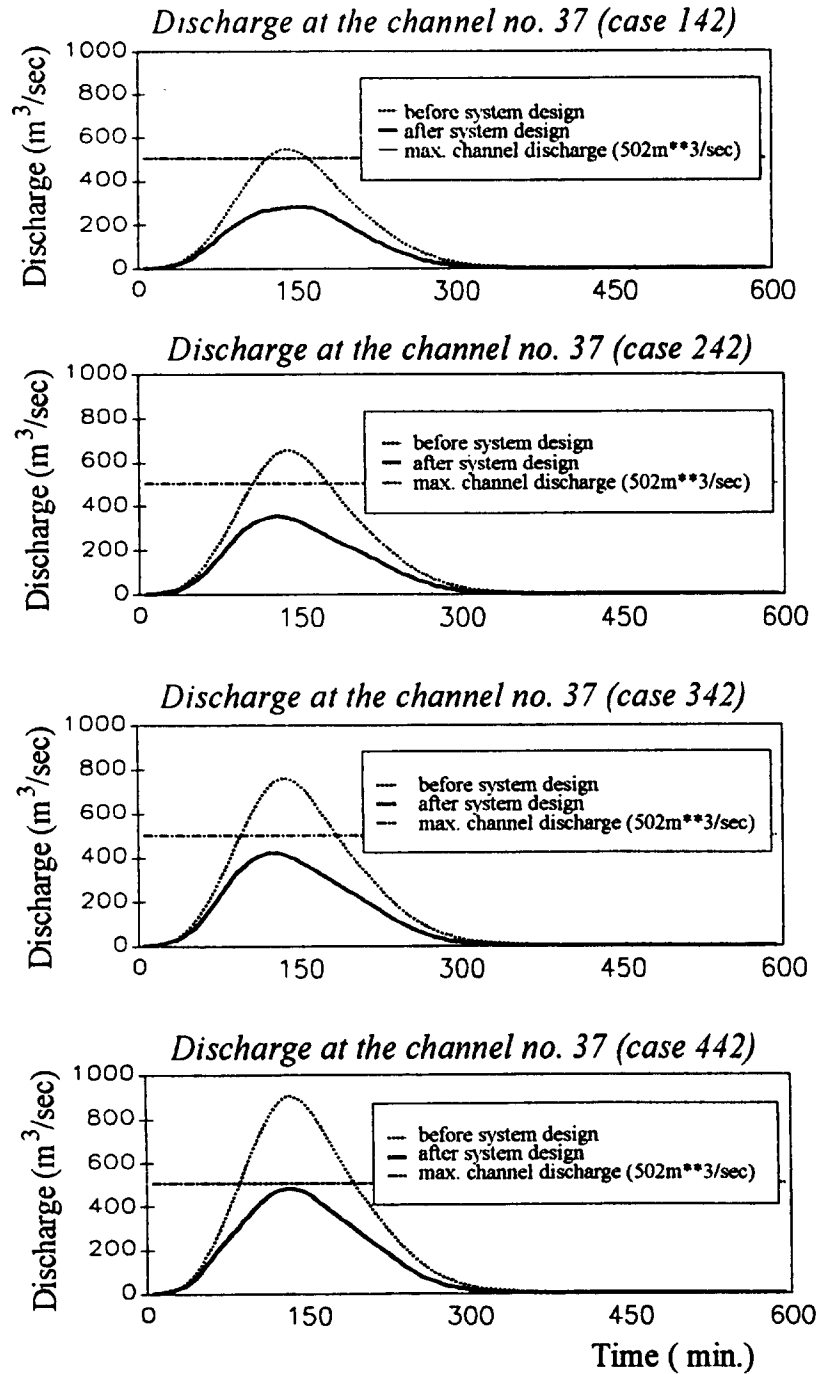


그림 9. 강우 재현기간에 따른 37번 하도에서의 수문양상 변화

## 5. 結 論

본 연구에서는 대상유역에 대하여 遊水體系의 최적규모(유수지 및 펌핑시스템의 크기)와 위치를 결정하는 효율적 설계모형(최소비용모형)을 제시하였으며, 특히, 단일유역에 대한 최적 설계모형의 개념으로부터 多地點 遊水體系의 설계를 가능하도록 하였다. 또한 성공적인 호우관리를 위하여 설계강우의 설정과 강우-유출모형, 하도 및 저수지 추적모형 등을 연결하여 실행하였으며, 설계조건으로 강우 재현기간, 지속기간 및 하도의 안전수위 조건 등을 고려할 수 있도록 구성함으로써 다지점 유수체계의 설계에 따른 수문양상의 변화를 검토할 수 있고, 도시화의 진행과 하도조건의 변화를 고려한 도시유수체계의 발전적 설계를 가능하도록 하였다.

본 모형을 중량천 유역에 적용하기 위하여 강우 재현기간 및 지속기간 변화에 따른 확률강우량 및 Huff형 강우 시간분포 자료를 사용하였으며, 유역의 유출모형으로는 Clark모형과 저수지 추적모형으로 Abt와 Grigg모형을 연결하여 기존 유수체계와 연계한 유수체계의 구성변화를 살펴보았다. 전 유역에 대하여 제약조건들을 만족하는 유수체계의 설계양상 및 수문변화를 살펴본 결과 새로운 유수체계의 구성이 상류부에 강조되어 나타나는 것은 기존의 유수지들이 하류부에 밀집되어 이미 건설되어 있는 것과 하도의 안전조건을 강조한 설계조건에 기인한 것으로 보인다. 모형의 적용결과들을 통하여 본 모형이 기존의 유수체계들과 연계한 설계가 이루어지도록 하고 있으며, 도시의 발달로 인한 하도망의 복잡성과 유역의 임의적 배열에 대해서도 적용 가능성을 보여주고 있다. 이외에도 본 모형의 보완을 위하여, 사건모형들을 연속사상에 관한 설계모형으로 개선하거나, 확률개념을 포함하는 水工設計/運營模型으로의 개발이 필요하고 또한 물리적 요건들(降雨 및 安全水位) 외에도 각 經濟的法的 制約條件의 敏感度를 分析해 본다면, 실제문제에 대한 중요한 설계지침을 제시할 수 있을 것이다.

## 감사의 글

本 論文은 1991년도 韓國 學術振興財團의 自由 公募課題 研究費에 의한 研究結果로서 財政的 支援에 謝意를 표합니다.

## 참 고 문 헌

1. 건설부(1988), 한국확률강우량도의 작성, 수자원관리기법개발 연구조사보고서, 제2권.
2. 건설부(1990), 소규모시설 설계지침, p.48.
3. 건설부(1991), 지가동향('90년 4/4분기).
4. 구로구(1991), 개봉 우수 배제 펌프장 보강 실시 설계 보고서, pp.73-97.
5. 서울특별시(1988), '87 수해백서 보고서.
6. 서울특별시(1992), 서울시 관내 하천제방 안전도검토 및 치수종합대책 수립-도면집, pp.2(1)-2(110).
7. 원석연, 윤 용남(1993), 도시유역의 홍수량산정을 위한 도시유출모형 연구, 대한토목학회논문집, 제13권, 제5호, pp.135-146.
8. 이 원환, 박 상덕, 심 재현(1992), 우수배제 펌프의 조작기준에 따른 서울시 유수지의 안전검토, 대한토목학회 논문집, 제12권, 제1호, pp.141-150.
9. 이 원환, 조 원철, 심 재현(1992), 퍼지 제어기법을 사용한 우수배제 펌프의 조작기법 개발, 대한토목학회 논문집, 제12권, 제3호, pp.107-114.
10. 이 재형, 이 길성, 정 동국(1992), Incremental DP에 의한 홍수시 댐군의 연계 운영, 한국수문학회지, 제25권, 제2호, pp.47-59.
11. 이 종태, 윤 세의, 이 재준, 윤 용남(1993), 유수지 설계를 위한 계획강우의 임계지속기간, 한국수문학회지, 제26권, 제1호, pp.115-124.
12. 한국건설기술연구원(1989), 지역별 설계강우의 시간적 분포.
13. Grygier, J.C., and J.R. Stedinger(1985), Algorithms for optimizing hydropower system operation, Water Resources Research, Vol.21, No. 1, pp.1-10.
14. Larson, R.E., and J.L. Casti(1982), Principles of Dynamic Programming, Marcel Dekker, pp.

- 249-255.
15. Mays, L.W.(1978), Sewer network scheme for digital computations, J. Environmental Eng. Div. Proceedings of ASCE, Vol.104, No. EE3, pp.535-539.
  16. Mays, L.W., and P.B. Bedient(1982), Model for optimal size and location of detention, J. Water Resources Planning and Management Div., Proceedings of ASCE, Vol.108, No.WR3, October, pp.270-285.
  17. McCuen, R.H.(1989), Hydrologic Analysis and Design, Prentice-Hall, Inc., p.479.
  18. Nemhauser, G.L.(1966), Introduction to Dynamic Programming, John Wiley and Sons, Inc., pp.14-39.
  19. Ormsbee, L.E., M.H. Houck, and L.W. Delleur (1987), Design of dual purpose detention systems using dynamic programming, J. Water Resources Planning and Management, ASCE, Vol.113, No.WR4, pp.471-484.
  20. Ormsbee, L.E., and K.E. Lansey(1994), Optimal control of water supply pumping systems, J. Water Resources Planning and Management, ASCE, Vol.120, No.WR2, pp.237-252.
  21. Taur, C.K., G. Toth, G.E. Oswald, and L.W. Mays(1987), Austin detention basin optimization model, J.Hydraulic Eng., ASCE, Vol.113, No.7, pp.860-878.
  22. Terstriep, M.L., and J.B. Stall(1974), The Illinois Urban Drainage Area Simulator, ILLUDAS, Illinois State Water Survey Bulletin 58.
  23. Viessman, W.(1977), Introduction to Hydrology, IEP-A Dun-Donnelley, p.249.
  24. Voorhees, M.L.(1978), TI-59 calculator program for storm sewer design using rational method, Storm Sewer System Design, Univ. of Illinois at U-C, pp.257-272.
  25. Wales S. G.(1989), Urban Surface Water Management, John Wiley & Sons.

〈접수 : 12월 30일〉