## 공 학 박 사 학 위 논 문

# 차원변화 탐색기법을 이용한 장기 저수지 운영의 수위구간 결정 방법 개발 및 적용



2011년 2월

부경대학교대학원

### 토목공학과

강 신 욱



공 학 박 사 학 위 논 문

# 차원변화 탐색기법을 이용한 장기 저수지 운영의 수위구간 결정 방법 개발 및 적용



2010년 11월

부경대학교대학원

### 토목공학과

강 신 욱



## 강신욱의 공학박사 학위논문을 인준함.

2011년 2월 23일





목 차

List	of Tables	X
List	of Figures	xi
List	of Symbols	vi
Abst	ract ·······	X

#### 제3장 저수지운영률과 운영률 도출을 위한 최적화기법 선정 …… 47

3.1 저수지운영률과 운영모형의 개발	
----------------------	--

- 3.2 저수지운영률 도출을 위한 메타휴리스틱 기법의 선정 ...... 56

## 

- 4.1 연구대상 댐
   81

   4.1.1 안동 및 임하 다목적댐의 일반 현황
   81
- 4.1.2 안동 및 임하 다목적댐의 저수지 및 발전소 현황 ……………90
- 4.2 추계학적 방법에 의한 댐유입량 모의발생 ......95
- 4.2.1 다변량 PAR 모형 ......95
- 4.2.3 계절별 통계량의 비교 및 평가 ………………………………………………………… 105

제5장 댐의 단독운영을 위한 장기 저수지운영률 도출 및 평가…117
5.1 댐의 단독운영을 위한 목적함수 및 제약조건의 구성 117
5.1.1 우리나라의 실정에 맞는 질량 보존식
5.1.2 목적함수 및 제약조건의 구성
5.2 댐의 단독운영을 위한 장기 저수지운영률 도출
5.2.1 안동댐의 장기 저수지운영률 도출
5.2.2 임하댐의 장기 저수지운영률 도출
5.3 장기 저수지운영률에 의한 운영 평가
5.3.1 안동댐의 장기 저수지운영 평가
5.3.2 임하댐의 장기 저수지운영 평가
5.4 댐별 단독운영의 결과142
N N N N N N N N N N N N N N N N N N N
제6장 댐 연계운영을 위한 장기 저수지운영률 도출 및 평가… 145
6.1 댐 연계운영을 위한 목적함수 및 제약조건의 구성
<ul> <li>6.1 댐 연계운영을 위한 목적함수 및 제약조건의 구성1 댐 연계운영을 위한 목적함수의 구성1 댐 연계운영을 위한 목적함수의 구성145</li> </ul>
<ul> <li>6.1 댐 연계운영을 위한 목적함수 및 제약조건의 구성145</li> <li>6.1.1 댐 연계운영을 위한 목적함수의 구성145</li> <li>6.1.2 댐 연계운영을 위한 제약조건의 구성146</li> </ul>
<ul> <li>6.1 댐 연계운영을 위한 목적함수 및 제약조건의 구성</li></ul>
<ul> <li>6.1 댐 연계운영을 위한 목적함수 및 제약조건의 구성</li></ul>
<ul> <li>6.1 댐 연계운영을 위한 목적함수 및 제약조건의 구성</li></ul>
<ul> <li>6.1 댐 연계운영을 위한 목적함수 및 제약조건의 구성</li></ul>
<ul> <li>6.1 댐 연계운영을 위한 목적함수 및 제약조건의 구성</li></ul>

제7장 결론 및 향후 연구 .....165

7.1	결론	165
7.2	향후 연구	168

참고문헌	169
------	-----

부	록		17	9
---	---	--	----	---



## List of Tables

Table 3.1 Reservoir operation according to water level    50
Table 3.2 Monthly empirical power generation factor
Table 3.3 Converged optimal value for 6 test functions
Table 4.1 Precipitation of Andong Dam basin (mm)86
Table 4.2 Precipitation of Imha Dam basin (mm)
Table 4.3 Inflow of Andong Dam basin ( $\times 10^6$ m <sup>3</sup> )
Table 4.4 Inflow of Imha Dam basin ( $\times 10^6$ m <sup>3</sup> )
Table 4.5 Specifications of Andong and Imha Dam90
Table 4.6 Storage - elevation relationship (Andong Dam)
Table 4.7 Storage - elevation relationship (Imha Dam)91
Table 4.8 Spill record of Andong and Imha Dam94
Table 4.9 Results of skewness and correlation test (Andong Dam) $\cdots 102$
Table 4.10 Results of skewness and correlation test (Imha Dam) $\cdots$ 103
Table 5.1 Simulated release for single operation (Andong Dam)
$(\times 10^6 \text{ m}^3)$
Table 5.2 Simulated hydropower generation for single operation
(Andong Dam) (GWh) ······134
Table 5.3 Operational performance statistics for single operation
(Andong Dam) 135
Table 5.4 Simulated release for single operation (Imha Dam)
$(\times 10^6 \text{ m}^3)$
Table 5.5 Simulated hydropower generation for single operation
(Imha Dam) (GWh)140

Table 5.6 Operational performance statistics for single operation
(Imha Dam) 141
Table 6.1 Comparison of zones between single and joint operation
(Andong Dam)151
Table 6.2 Comparison of zones between single and joint operation
(Imha Dam) 151
Table 6.3 Simulated release for joint operation (Andong Dam)
$(\times 10^{6} \text{ m}^{3}) \cdots 154$
Table 6.4 Simulated release for joint operation (Imha Dam)
$(\times 10^6 \text{ m}^3)$
Table 6.5 Simulated hydropower generation for joint operation
(Andong Dam) (GWh)159
Table 6.6 Simulated hydropower generation for joint operation
(Imha Dam) (GWh)160
Table 6.7 Operational performance statistics for joint operation 161
W ZI FH OL W
9 41

## List of Figures

Fig.	1.1 Developed long-term reservoir optimization and simulation
	model
Fig.	1.2 Schematic diagram of research
Fig.	2.1 SOP and hedging rule (U.S. Army Corps of Engineers,
	1996)
Fig.	2.2 Zone-based operation (U.S. Army Corps of Engineers,
	1996)
Fig.	2.3 Explicit and implicit stochastic optimization procedures
	(Labadie, 2004) 20
Fig.	2.4 Top-level structure of the PIKAIA
Fig.	2.5 Initial population structure of the PIKAIA
Fig.	2.6 An optimization steps for genetic algorithm
Fig.	2.7 Flowchart of the SCE-UA algorithm (Duan et al., 1992) $\cdots$ 35
Fig.	2.8 Flowchart of the CCE algorithm (Duan et al., 1992) 38
Fig.	2.9 An optimization steps for SCE-UA algorithm
Fig.	2.10 Flowchart of DDS (Tolson and Shoemaker, 2007) $\cdots \cdots 42$
Fig.	2.11 An optimization steps for DDS algorithm
Fig.	3.1 Reservoir operation zone according to water level
Fig.	3.2 36 variables to be determined for zone based operation $\cdots 49$
Fig.	3.3 Flowchart of a developed reservoir operation model 53
Fig.	3.4 Mesh plot of an objective
Fig.	3.5 Mesh plot of the test functions

Fig.	3.6 Comparison of a performance for the Bukin function 66
Fig.	3.7 Comparison of a performance for the Shubert function $\cdot$ 67
Fig.	3.8 Comparison of a performance for the Michalewizc
	function (m=10)68
Fig.	3.9 Comparison of a performance for the Michalewizc
	function (m=30)69
Fig.	3.10 Comparison of a performance for the Michalewizc
	function (m=50)70
Fig.	3.11 Comparison of a performance for the Griewank function
	(m=10)72
Fig.	3.12 Comparison of a performance for the Griewank function
	(m=40)72
Fig.	3.13 Comparison of a performance for the Griewank function
	(m=80)
Fig.	3.14 Comparison of a performance for the Rastrigin function
	(m=10) ~~~~ 75
Fig.	3.15 Comparison of a performance for the Rastrigin function
	(m=40) 75
Fig.	3.16 Comparison of a performance for the Rastrigin function
	(m=80)76
Fig.	3.17 Comparison of a performance for the Schwefel function
	(m=10)77
Fig.	3.18 Comparison of a performance for the Schwefel function
	(m=40) 78
Fig.	3.19 Comparison of a performance for the Schwefel function
	(m=80)78

Fig. 4.1 Basin map of Andong and Imha Dam
Fig. 4.2 View of Andong Dam
Fig. 4.3 View of Imha Dam
Fig. 4.4 Rainfall-runoff relationship of Andong and Imha Dam
basins ······89
Fig. 4.5 Storage - elevation relationship of Andong Dam
Fig. 4.6 Storage - elevation relationship of Imha Dam
Fig. 4.7 Measured reservoir water level of Andong Dam93
Fig. 4.8 Measured reservoir water level of Imha Dam93
Fig. 4.9 Plot of skewness test of normality
Fig. 4.10 Plot of Filliben test of normality
Fig. 4.11 Statistical comparison of measured and generated inflow
data at Andong Dam106
Fig. 4.12 Statistical comparison of measured and generated inflow
data at Imha Dam ······107
Fig. 4.13 Comparison of cross correlation of Andong and Imha
Dam 108
Fig. 4.14 Comparison of an autocorrelation function (Andong Dam) $\cdots 109$
Fig. 4.15 Comparison of an autocorrelation function (Imha Dam) $\cdots$ 109
Fig. 5.1 Monthly supply planning of Andong Dam120
Fig. 5.2 Monthly supply planning of Imha Dam
Fig. 5.3 Optimized zones for single operation (Andong Dam) ···· 124
Fig. 5.4 Convergence of single operation model (Andong Dam) $\cdots 125$
Fig. 5.5 Optimized zones for single operation (Imha Dam)
Fig. 5.6 Convergence of single operation model (Imha Dam) 127

- Fig. 6.3 Convergence of joint operation model ......150

- Fig. 6.7 Comparison of hydropower generation between measurement and joint operation (Andong Dam) ......158
- Fig. 6.8 Comparison of hydropower generation between measurement and joint operation (Imha Dam) ......160



## List of Symbols

## Latin Uppercase

A	any real set
$oldsymbol{A}_{j}$	parameter matrix for season $j$
$A^k$	partition into k complexes
$B_{j}$	parameter matrix for season $j$
$C_t$	dummy variable (0 or 1)
D	sorted array in order of increasing function value
$Deficit_t$	difference between target and actual release during period $t$
$EV_t$	evaporation from the reservoir surface during period $t$
FS	set of all unsatisfactory (failure) outputs
G	centroid of points
Н	average effective head
$M\!$	lag-0 covariance for season $j$
$M\!M1_j$	covariance matrix between vectors $\pmb{Z}_{\!\!i,j}$ and $\pmb{Z}_{\!\!i,j-1}$
N	number of point
NTF	number of times the process went into failure
Р	power generation
$PP_t$	precipitation amount on the reservoir surface during period $\boldsymbol{t}$
Q	reservoir release
$QF_t$	reservoir inflow during period $t$

$R_{Agr, t}$	reservoir release for agricultural usage during period $t$
$R_{DI}$	reservoir release for domestic and industrial usage during period $\boldsymbol{t}$
Rel	reliability
$R_{EX,t}$	reservoir release for excessive water during period $t$
$R_{Ins}$	reservoir release for instreamflow during period $t$
$R_{ m max}$	maximum reservoir release
$R_{ m min}$	minimum reservoir release
$R_{SP,t}$	reservoir release from spillway during period $t$
$R_t$	reservoir release during period t
S	any real set
SI	shortage index
SS	set of all satisfactory outputs
$ST_{\rm max}$	maximum reservoir storage
$ST_{\min}$	minimum reservoir storage
$ST_t$	reservoir storage at the beginning of time period $t$
$Supply_t$	target releases during period $t$
$SV_t$	system's output or status by the random variable
$S_{x_i}$	standard deviation of variable $x_i$
$T_{FS}$	length of time s system's output remains unsatisfactory
TTF	total time in failure
Vul	vulnerability
$W_t$	transition from a satisfactory to an unsatisfactory state (0 or 1)

- observed time series X
- state vector  $(n \times 1)$  of random variable during year i $X_{ii}$ and season j
- Ynormalized time series
- $Z_{ij}$ zero mean vector for the year i and season j

 $Z_t$ synthetic streamflow

### Latin Lowercase

Latin Lov	vercase
	2
a	transformation coefficient
b	transformation coefficient
$d_t$	deterministic component of synthetic streamflow
$e_j$	probability corresponding to $s_j$
f	function
$f_{\min}$	minimum of function f
m	number of points in each complex
$m_{j}$	mean vector ( $n \times 1$ ) of random variable during season $j$
p	number of complex
$p_{\min}$	minimum number of complex
q	number of points in each subcomplex
r	parameter in DDS algorithm (0.2)
$r_{x_i x_j}$	lag-0 correlation between variables $x_i$ and $x_j$

- $r_{y_i \, x_i} \qquad \text{lag-1}$  correlation between variables  $y_i$  and  $x_j$
- s number of points  $(p \times m)$
- $s_j$  severity of the state
- $sv_n$  discrete value of system performance variable  $SV_t$
- t time

 $x_1$ 

 $\boldsymbol{x}$  vector of variable x

variable 1

- $x_2$  variable 2
- $x_{ij}^l$  random variable during the year i and season j at location l

#### Greek Lowercase

number of consecutive offspring generated by each  $\alpha$ subcomplex number of evolution step taken by each complex  $\beta$ power efficiency  $\epsilon$  $(n \times 1)$  vector of standard normal deviates for year i  $\boldsymbol{\epsilon}_{ij}$ and season jrandom or stochastic component synthetic of  $\epsilon_t$ streamflow

Development and application of water level zone decision method for long-term reservoir operation using dynamically dimensioned search algorithm

#### Shin Uk Kang

#### Department of Civil Engineering, The Graduate School, Pukyong National University

#### Abstract

Because new dam construction for water resources is limited in Korea, it is necessary to operate existing dams optimally. The optimal reservoir operation method should be easy to apply for practical purpose. The purpose of this dissertation is to develop an accessible and user-friendly long term reservoir operation method for dam operators.

After constructing reservoir operation rule based on water level zone, a reservoir operation model is built. The synthetic inflow of dam is simulated by multivariate stochastic hydrologic generation technique. Out of metaheuristic methods, genetic algorithm, SCE-UA algorithm, and dynamically dimensioned search algorithm were selected as proper method to determine reservoir operation by water level zone. Variable test functions are used to test above algorithms. With those results, the optimal method is selected for generating reservoir operation rule. Reservoir operation is simulated with reservoir operation rule from single and joint operation dams such as Andong and Imha. These results are evaluated comparatively formal operation results by water resource system performance.

The statistic characteristics of observed data were described

temporarily and spatially by generated synthetic inflow. To generated reservoir operation rule, formal method was simplified and as the results of optimizing this process, monthly water level zones are determined. The determination of release amount was developed according to the water level zone calculated by the sum of current storage and future inflow which was corresponded to reservoir water level. Compared other algorithms, dynamically dimensioned search one is more efficient to search global optimum value with various test functions. Converged value of Schwefel function by dynamically dimensioned search method showed less value about 10 times compared to other two algorithms.

Developed long-term reservoir operation rule was applied to single operation such as Andong Dam and Imha Dam respectively. Simulated results of both dams were shown better than the one of formal operations such as release amount and power generation. Simulated Andong Dam and Imha Dam results of annual average power generation were more 6.2 and 3.4 GWh compared by formal operation results respectively. Reliability of Andong Dam is increased 9 % and vulnerability is decreased  $7.55 \times 10^6$  m<sup>2</sup> compared to the one of formal operation. Otherwise, the resiliency is decreased 0.08 compared to the one of formal operation. Reliability of Imha Dam is increased 35 %, vulnerability is decreased  $0.31 \times 10^6$  m<sup>3</sup>, and resiliency is increased 0.03 compared to the one of formal operation.

Developed long-term reservoir operation rule was applied to Andong-Imha Dam joint operation. Simulated results were shown better than the one of formal operations such as release amount and power generation. Reliability of joint operation is increased 0.31, vulnerability is decreased  $0.17 \times 10^6$  m<sup>3</sup>, and resiliency is increased 0.03 compared to the one of formal operation.

The developed reservoir operation rule in this research with operating experience for many years is used by dam operators practically for long-term reservoir operation planning. It will be contributed to supply water resources stably by proper release in time. By this method, it will be achieved optimal goal of reservoir operation policy.



## 제1장서 론

#### 1.1 연구의 배경 및 목적

우리나라는 홍수기인 6월부터 9월까지의 강수량이 연총량의 약 2/3를 차지하고 있어서 이로 인한 하천의 유출량 또한 이 기간에 집중되어 있 다. 또한 우리나라의 하천은 수원(水原)에서 하구까지 유출되는 시간이 짧아 하천 유황(流況)이 상대적으로 불안정한 특징을 갖는다. 또한 우리 나라는 이용가능한 수자원이 지역적으로 편중되어 분포하고 있어 효율적 인 물 수급계획 수립이 매우 어렵다. 하지만 국토의 균형 발전과 각 지 역 주민들의 삶의 질 개선을 위해서는 수자원 부존량의 지역적 편재를 극복함으로써 물 부족 해소를 위해 노력해야 한다(건설교통부와 한국수 자원공사, 2006).

상기와 같은 이유로 우리나라에서는 1960년대 4 대강 유역조사를 기 점으로 정부의 산업화 정책을 뒷받침하기 위하여 수행된 유역조사 성과 에 기반하여 각종 용수의 공급과 전력의 안정적인 생산을 목적으로 1970년대 이래 오늘날까지 크고 작은 여러 댐이 건설되었다(권오헌, 1988). 그 결과 2010년 현재 소양강댐, 충주댐 등 16 개 다목적댐에서 연간 10,883×10<sup>6</sup> ㎡의 용수공급과 2,468×10<sup>6</sup> ㎡의 홍수조절 능력이 확보되었다.

건설된 댐의 기능은 홍수조절과 각종 용수공급, 수력발전, 내륙주운, 하천환경 보존을 위한 적정 하천유량의 유지 등이 주를 이루며, 최근에 는 호소와 하천 수변공간 조성을 통한 여가 및 휴식공간의 기능도 강조 되고 있다. 그런데 이미 현실로 닥친 물 부족, 수질오염을 둘러싼 유역 상·하류 지역 간의 갈등과 물 분쟁 등으로 우리 정부와 국민이 부담해야 하는 막대한 사회적 비용에도 불구하고 더 필요한 수자원의 구조적인 추 가확보는 갈수록 어려워짐에 따라 이미 확보된 수자원 시설물을 최대한 활용하기 위한 보다 과학적인 저수지운영 기술향상 노력이 절실한 형편 이다(고익환과 정세웅, 2002).

저수지운영의 궁극적인 목표는 댐의 건설 목적에 따라 매시간 유입량 과 저수량을 감안하여 적절한 방류를 행하는 것이다. 적절한 방류를 행 한다는 의미는 수자원 관리시스템의 관점에서 선정된 평가기준에 가장 적합한 유량을 방류하는 것인데, 평가기준을 어떻게 정하는가에 따라 저 수지운영 방안이 달라진다. 댐 컨설은 대체로 한 가지 이상의 목적을 달 성하기 위하여 건설되는데, 대개의 대형 댐은 근본적으로 다목적댐으로 서 저수지운영 방안도 다목적으로 운영되어야 한다. 저수지운영 방안은 크게 두 가지로 대별함으로써 모든 목적들을 수용할 수 있다. 하나는 용 수공급을 위한 방안이고 다른 하나는 홍수조절을 위한 운영방안이다. 저 수지운영 방안을 분석기간에 따라 분류하면 중장기 운영방안과 단기 운 영방안으로 구분할 수 있는데, 용수의 안정공급 방안은 대개 중장기 운 영방안이고, 실시간 저수지운영이 단기 운영방안에 해당된다(김승권, 1988).

저수지 시스템의 운영을 위해 지난 수십 년간 최적화 방법을 적용하는 연구가 많이 수행되어 왔으며, 여러 문헌에 최적화 방법의 성공적인 사 례가 실려 있다(Hiew, 1987; Hiew et al., 1989; Tejada-Guibert et al., 1990; Trezos, 1991; Raman and Chandramouli, 1996; Neeham et al., 2000; Chen, 2003). 또한 우리나라에서도 1980년대부터 최적화 기법에 의한 댐 저수지군의 최적운영 모형을 개발하기 위한 연구가 여러 차례 시도되어 왔다(권오헌, 1980; 이순탁과 이진우, 1985; 오영민과 이 길성, 1986; 고석구 등, 1992, 1997; 유주환, 2000; 정태성 등, 2008; 음형일과 박명기, 2010). 그러나 Yeh(1985)와 Wurbs(1993) 등과 같은 여러 연구자들은 이론적인 개발과 실제 적용과 많은 격차가 있음을 지적 하고 있다. 이러한 격차에 대한 원인은 저수지 운영자의 경험 배제(排 除), 연구결과를 실제 적용하여 사용하기 어려움 등이다(Labadie, 2004; Yeh, 1985).

이와 같은 상황들이 비단 외국에만 상존하는 것이 아니라 우리나라의 경우에도 마찬가지며, 이러한 사유로 댐 운영자가 과학적이면서도 쉽게 적용할 수 있는 운영방안이 필요하다. 부연하면 댐 운영자가 실용적으로 장기 저수지 운영계획을 수립하고 운영하기 위해서는 수학적 이론과 더 불어 운영자의 다년간 경험을 포함하고 직관적으로 이해할 수 있는 방법 론이 필요하다.

본 논문의 목적은 댐 관리자가 이해하기 쉽고 사용하기 쉬운 장기 저 수지운영 방안을 개발하고자 하는 것이다. 이를 위해 대상 댐의 장기간 유입량 자료를 모의 발생시키고, 수위구간별 저수지운영률을 도출하기 위해 적절한 최적화 방법을 선정한 다음, 대상 댐의 단독 및 연계운영을 위한 장기 저수지운영 방안을 도출하여 적용하였다.

01 11

### 1.2 연구의 내용 및 범위

장기 저수지운영을 위하여 차원변화 탐색기법으로 저수지 운영의 수위 구간을 결정하고 결정된 수위구간별 운영률에 따라 안동댐과 임하댐의 단독 및 연계운영을 수행하여 기존 실적과 비교·평가하였다. 본 연구에서 는 장기 이수 운영에만 주안점을 두었으며 홍수기 운영은 세부적으로 고 려하지 않았다. 또한 저수지운영을 위한 계산시간 단위는 순(10일)으로 하였다. 저수지운영을 위한 수위구간별 운영률 도출 및 모의운영에 대한 절차를 Fig. 1.1에 나타내었다.





이를 위해서 첫 번째로 수위구간별 저수지운영을 위한 운영률을 구성 하고 이에 따른 저수지운영 모형을 구축하였다. 운영모형의 기본방정식 은 저수지 유입량, 저수량, 방류량 등을 고려하는 연속방정식을 사용하 였다. 두 번째로 저수지운영의 수위구간을 결정하기 위한 최적화 방법으 군 메타휴리스틱 방법들 중 유전자 알고리즘(Goldberg, 1989). SCE-UA 알고리즘(Duan et al., 1992), 차원변화 탐색기법(Tolson and Shoemaker, 2007)을 선정하였다. 저수지운영률 도출을 위한 적절한 최 적화 방법을 선정하기 위해 다양한 검사함수를 사용하여 알고리즘에 대 한 평가를 수행한 후 적절한 방법을 선택하였다. 세 번째로 개발한 저수 지운영 모형을 적용하기 위한 입력자료를 구성하였다. 또한 장기 저수지 운영을 위한 댐유입량을 산정하기 위하여 기존 패키지의 다변량 추계학 적 모의발생기법을 적용하였다. 네 번째로 안동댐과 임하댐에 대해 단독 운영과 연계운영에 의한 저수지운영률을 차원변화 탐색기법으로 도출하 고 저수지 모의운영을 수행한 후 기존 운영실적과 모의결과를 저수지운 영 평가기준에 따라 비교하고 평가하였다.

1.3 관련 연구의 동향 대 이

일반적으로 저수지운영률을 도출하기 위해서 필수적으로 수학적 최적 화 방법을 적용한다. 수학적 방법의 대표적인 기법으로는 선형계획법, 비선형계획법, 동적계획법 등이 있다. 그리고 최근에는 이러한 기법들을 대체하는 메타휴리스틱 기법인 유전자 알고리즘, SCE-UA 알고리즘, 차 원변화 탐색기법 등이 있다.

#### 1.3.1 수학적 최적화 방법에 의한 운영률 도출

선형계획법은 댐군 연계운영과 같이 많은 결정변수가 있는 경우 이를 효율적으로 제어할 수 있다는 장점이 있을 뿐만 아니라(Trezos, 1991; Neeham et al., 2000), 전역최적해에 근사한다는 점, 사용자에 의한 초 기값 설정이 필요 없다는 점, 다양하게 개발된 패키지를 이용하여 쉽게 문제를 구성하고 해를 얻을 수 있는 장점이 있다. Hiew et al.(1989)는 8 개의 저수지로 구성된 Colorado - Big Thompson 프로젝트에 선형 계획법을 사용하여 해를 구한 후 저수지운영률을 도출하였다. 30년 동안 의 자연유량 실적자료를 사용하여 선형계획 모형을 구성하였으며 12,613 개의 변수와 5,400 개의 제약조건으로 구성되었다. 선형계획 모 형에서 구해진 결과를 다중회귀분석하여 저수지운영률을 도출하였다. 그 러나 목적함수나 제약조건에 비선형 항이 존재하거나 수문자료의 불확실 성을 고려할 수 없다는 단점이 있다.

이에 반해 비선형계획법은 목적함수와 제약조건에 있는 비선형 항을 고려할 수 있어, 보다 정교하게 수자원시스템을 모형화할 수 있다. 하지 만 현실적으로 실제 모형에서 전역최적해를 도출하기 어려울 뿐만 아니 라 해를 얻기까지 많은 시간이 요구되며 해의 수렴을 보장하지 못 할 수 도 있어서(Bazarra et al., 1993), 대규모 수자원시스템에 적용하기에는 쉽지 않다. Hiew(1987)는 successive linear programming (SLP), generalized reduced gradient method (GRG), successive quadratic programming (SQP)을 7 개의 저수지군으로 구성된 수력발전 시스템문 제에 적용하여 비교한 결과 SLP가 가장 효율적인 방법임을 제시하였다. Tejada-Guibert et al.(1990)은 캘리포니아 Central Valley Project 중 의 일부 5 개 저수지군에 대해 MINOS 최적화 패키지(Murtagh and Saunders, 1987)에 내장된 SQP를 사용하였다. 또한 Barros et al.(2003)은 새로운 버전의 MINOS(Murtagh and Saunders, 1995) 패 키지의 SQP를 사용하여 브라질의 대규모 수력발전 시스템에 적용하였 고, SLP에 의한 결과와 비교하였다.

동적계획법은 저수지운영과 같은 순차적인 의사결정 문제에 있어 수학 적 모형들 중 실제 시스템의 특징을 가장 잘 표현해 줄 수 있다고 알려 져 있으며, 댐군 최적 운영을 위한 다양한 해법을 제공해 준다. 그러나 대상 댐의 수가 많아지면 계산시간과 배열(curse of dimensionality)이 지수적으로 증가하는 문제가 있어 효과적으로 해를 도출하기가 어려워지 기도 한다. 이러한 점들로 인해 많은 종류의 변형된 동적계획법이 개발 되었으며 저수지운영에 널리 사용되어져 왔다. Yakowits(1982)는 저수 지운영, 수질관리 등 수자원시스템 분야에 대해 다양한 동적계획법 알고 리즘을 적용 및 검토하였다. Yeh(1985)는 저수지운영에 적용된 동적계 획법을 비교 및 검토하였다. Labadie(2004)는 저수지군 시스템의 최적 운영률을 도출하기 위해 음해 추계학적 방법과 양해 추계학적 방법을 소 개하고 각각의 방법에 사용되어져 온 최적화방법들을 비교 및 검토하였 다.

선형계획법, 비선형계획법, 동적계획법과 같은 방법외에 Raman and Chandramouli(1996)는 인도 Aliyar 댐의 최적방류량을 결정하기 위한 운영률을 초기저수위, 유입량, 수요량을 입력으로 하는 인공신경망 모형 으로 도출하였다.

한편, 국내의 확정론적 최적화 모형에 대한 예는 1980년대 이후 활발 히 진행되었는데, 권오헌(1980)이 북한강 댐군의 최적운영 방안을 마련 하였고, 이순탁과 이진우(1985)가 낙동강 유역의 4 개 지역에 대한 용 수 최적배분 문제에 동적계획법을 이용하였고, 오영민과 이길성(1986)은 소양강 및 충주댐의 실시간 문제에 Min-Max 동적계획법을 적용하였다. 고석구 등(1992)은 충주댐을 대상으로 음해 추계학적 최적화 방법에 의 해 개발된 운영률을 다기준 평가기법으로 분석하여 최적운영률을 제시하 였다. 또한 고석구 등(1997)은 양해 추계학적 최적화 방법을 사용하여 충주 저수지시스템의 최적운영 방안을 마련하였다. 유주환(2000)은 한강 수계 7 개 저수지 계통에 적절하도록 수력발전 최대화를 모형화하고 최 적제어를 이용하여 이수기 저수지 조작기준을 작성하였다. 음형일과 박 명기(2010)는 표본 추계학적 동적계획법을 사용하여 한강수계 다목적댐 의 월말 목표저수량을 산정하고 실시간 물 관리시스템의 효율을 높이고 자하는 연구를 수행하였다.

#### 1.3.2 메타휴리스틱 방법에 의한 운영률 도출

어떤 문제에 대해서는 수학적으로 모형화하기에 너무 복잡해서 선형계 획법, 비선형계획법, 동적계획법 등을 사용하여 최적해를 구할 수 없는 경우도 있다. 특히 수자원분야의 최적 저수지운영을 위한 운영률 도출이 나 강우-유출 및 수질 모형의 매개변수 추정 문제처럼 비선형적이고 추 정해야할 변수의 수가 많은 경우는 더욱 그러하다. 이러한 문제에 대해 서는 구조적 진화를 통해 최적해를 구하는 방법들이 사용된다.

유전자 알고리즘의 잠재적인 능력에도 불구하고 수자원시스템의 최적 운영에 유전자 알고리즘을 사용하여 연구한 사례는 많지 않은 상황이다. 발표된 대부분의 연구들에서 유전자 알고리즘은 주목할 만한 능력을 보 였다. Oliveira and Loucks(1994)는 유전자 알고리즘을 사용하여 저수 지군 시스템의 최적운영률을 추정하였고, 이 방법은 복잡한 목적함수들 로 구성되어지는 저수지군 시스템과 같은 종류의 수자원시스템을 최적운 영하는 강건한 방법이라고 결론 내렸다. 또한 추계학적 동적계획법 (stochastic dynamic programming; SDP)에 반해서 저수지군의 차원이 증가하여도 유전자 알고리즘을 사용할 경우 계산시간이 많이 늘어나지 않는다고 보고하고 있다. 이후에 Oliveira and Loucks(1997)는 이를 더 옥 확장하였다. Wardlaw and Sharif(1999)는 4 개의 댐으로 구성된 저 수지군에 대해 실시간 모형을 구축하는데 유전자 알고리즘을 사용하였 고, 유전자 알고리즘은 강건하고 기꺼이 받아들일 만한 방법이며 잠재적 으로 기존에 사용해오던 전통적인 방법을 대신할 만한 최적화 방법이라 고 제시하고 있다. Cai et al.(2001)은 선형계획법과 유전자 알고리즘을 비선형 수자원모형 문제를 푸는데 사용하였고, 이 방법에서 복잡한 변수 를 고정한 후 나머지 문제에 대해 선형계획법으로 문제를 풀고, 이후에 복잡한 변수들을 유전자 알고리즘을 사용하여 개선시켰다. 이와 같은 방 법은 복잡한 변수들이 적절히 정의된다면 우수한 방법이라는 것을 제시 하였다. Chen(2003)은 효율적으로 저수지 시스템을 운영하게 하는 운영 률을 유전자 알고리즘을 사용하여 도출하였으며 효율적으로 사용할 수 있는 알고리즘임을 보였다. Tung et. al.(2003)은 최적운영률을 결정하 는데 유전자 알고리즘을 사용하였고, 수자원시스템을 최적으로 운영하기 위한 강력한 수단이라 결론 내렸다.

수자원시스템의 최적운영을 위해 유전자 알고리즘의 적용은 두 가지 형태로 나눌 수 있다(Labadie, 2004). 두 가지 형태는 period-ofrecord release 형과 policy parameters 형으로 구분할 수 있고, 각각 의 대표적인 연구가 Sharif and Wardlaw(2000)의 연구와 Oliveira and Loucks(1997)의 연구이다. 첫 번째 형태의 구조는 동적계획법과 같은 확정론적 방법을 대신하여 유전자 알고리즘을 이용하여 최적의 방류량 등을 결정하는 것이다. 두 번째 형태는 유전자 알고리즘을 사용하여 저 수지운영률을 직접적으로 찾는 것이다.

진화 알고리즘(evolutionary algorithm)의 일종인 SCE-UA 알고리즘 을 사용하여 저수지 최적운영률을 도출하는 시도는 찾아보기 어렵다. 대 부분 강우-유출 모의 모형의 매개변수들을 추정하는데 사용되어져 왔다 (Sorooshian et al., 1993; Duan et al., 1994; Gan and Biftu, 1996; Yapo et al., 1996; Gan et al., 1997; Madsen, 2000; Ajami et al., 2004; 강신욱과 이상호, 2007). 최근에 Lin et al.(2008)은 기존 SCE-UA 방법을 개선한 알고리즘을 사용하여 중국 북동부에 위치한 Huanren 저수지의 최적운영을 위하여 적용한 바 있으며, 개선한 알고리 즘은 동적계획법을 사용한 경우보다 보다 나은 결과를 보였다. 한편 국 내의 경우 강민구와 박승우(2005)는 저수지의 용수수요 증가에 따른 용 수공급능력 평가를 실시하여 추가 공급가능량과 이를 위한 저수지운영 방법을 제안하였다. 이를 위해 SCE-UA 방법에 다중 목적함수를 적용한 최적화 모형을 개발하여 섬진강댐에 적용하였으며, 실적운영보다 나은 결과를 보였다. 저수지 시스템을 대상으로 한 연구는 아니지만 Antiquzzaman and Liong(2004)은 배수관망의 네트워크 모형의 파이프 조도계수 등과 같은 매개변수를 추정하는데 SCE-UA 알고리즘을 사용 하였고, 최적해를 찾는 효과적인 방법임을 제시하였다.

Tolson and Shoemaker(2007)는 새로운 전역최적화 알고리즘인 차원 변화 탐색(dynamically dimensioned search; DDS) 알고리즘을 개발하 고 유역유출 모형의 매개변수의 추정에 사용하였다. DDS 알고리즘은 많 은 매개변수를 추정하는데 사용하도록 고안되었고, 알고리즘에 포함된 변수를 조정할 필요가 없으며, 목적함수의 최대반복 횟수 내에서 최적의 해를 찾는 알고리즘이다. 그 결과 DDS는 분포형 유역유출 모형의 매개 변수 추정과 같은 계산량이 아주 많은 문제에 적합하다. 또한 DDS 알고 리즘의 성능을 SCE-UA 알고리즘과 비교하였다. 이와 같은 성능 비교를 위해 다수의 검사함수들(test functions)과 SWAT 2000(Neitsch et al., 2002)을 사용하여 인위적으로 생성한 유출량을 기반으로 매개변수를 추 정하였다. 두 알고리즘을 6 ~ 30 차원의 최적화문제에 적용하였고, 각 문제는 1,000 ~ 10,000 번의 목적함수 평가범위 내에서 최적화가 이루 어지도록 하였다. 대부분의 결과에서 DDS 알고리즘이 SCE-UA 알고리 금보다 나은 결과를 보였다. 또한 실제 SWAT 2000 모형의 매개변수를 추정하는 부분에서도 DDS 알고리즘이 SCE-UA 알고리즘보다 효율적이 고 효과적임 최적화 방법임을 입증하였다. 두 사례에서 DDS 알고리즘은 SCE-UA를 사용한 경우의 목적함수 평가횟수의 15 ~ 20 %만의 반복 으로 동등한 최적해를 구하는 것이 가능하다. 결과적으로 DDS 알고리즘 은 매우 빨리 수렴할 수 있고 지역최적해에서 쉽게 탈출할 수 있는 최적 화 방법이다. DDS 알고리즘의 간단함은 어떠한 유역유출 모델링 환경에 서도 쉽게 적용할 수 있다. 그리고 Tolson et al.(2009)은 수자원배분망 (water distribution system)의 설계에 사용하는 목적으로 DDS 알고리 즘을 수정하고 유전자 알고리즘 등과 비교 평가를 수행하였으며, 그 결 과 기존에 사용해오던 알고리즘보다 나은 결과를 보였다.

위와 같이 효율적이며 효과적인 DDS 알고리즘을 사용하여 강우-유출, 수질 모형의 매개변수 추정 및 수자원배분망 최적설계에 사용되었으나 저수지 최적운영에 대한 적용은 없었다.

### 1.4 논문의 구성

본 논문의 제2장에서는 저수지운영과 메타휴리스틱 방법에 대해 기술 하였다. 저수지운영 부분에서는 저수지운영을 위한 일반사항, 저수지운 영률의 도출 방법, 기존 저수지운영률의 문제점 및 개선방향을 제시하였 다. 메타휴리스틱 방법에서는 유전자 알고리즘, SCE-UA 알고리즘, 차 원변화 탐색기법의 최적화 방법에 대해 기술하였다. 제3장에서는 본 연 구에서 사용할 장기 저수지운영률을 구성하고 이에 따른 저수지운영 모 형 개발에 대해 기술하였다. 또한 개발한 저수지운영 모형의 월별 수위 구간 결정을 위해 적절한 메타휴리스틱 방법이 필요하며, 이를 위해 세 가지 최적화 방법을 검사함수의 최적화 문제에 적용하고 적절한 최적화 방법을 선정하는 과정에 대해 기술하였다. 제4장에서는 연구대상 댐들의 수문 및 저수지운영 현황, 저수위-저수용량 관계식 등 저수지 제원에 대 해 기술하였고 다변량 PAR 모형을 사용하여 추계학적으로 댐유입량을 모의 발생시키고 원시자료와 통계적 특성을 비교하였다. 제5장에서는 개 발된 장기 저수지운영 모형을 안동댐 및 임하댐에 각각 적용하여 단독운 영을 위한 저수지운영률을 차원변화 탐색기법으로 생성하고 저수지 모의 운영을 수행한 후 실적 운영 자료와 로의 결과를 비교하여 평가하였다. 제6장에서는 안동댐 - 임하댐의 연계운영을 위한 저수지운영률을 차원 변화 탐색기법으로 생성하고 연계운영 모의를 수행한 후 실적 운영 자료 및 단독운영 모의 결과와 비교하여 평가하였다. 마지막으로 제7장에서는

연구 결과 및 향후 연구과제에 대해 기술하였다.
Development and application of water level zone decision method for long-term reservoir operation using dynamically dimensioned search algorithm



Fig. 1.2 Schematic diagram of research

Achieving optimal goal of reservoir operation policy



# 제2장 저수지운영 및 메타휴리스틱 방법

## 2.1 저수지운영

#### 2.1.1 일반사항

저수지운영이란 저류된 물을 방류시점마다 유입량과 당시의 저수량을 감안하여 댐운영 목표를 이루기 위한 양의 물을 방류하는 것이다. 그리 고 저수지운영률이란 저수지가 정상운영 상황에서 방류량을 결정하는 방 류 기준 또는 규칙이다. 댐운영을 위한 목표에는 용수공급(관개용수, 생 활용수, 공업용수 등), 수력발전, 주운, 수질보전, 생태계보전, 오락 및 휴식공간의 확보, 홍수조절 등이 있으며, 이러한 여러 가지를 모두 고려 하여 운영할 수 있는 효과적인 방법을 찾기란 그리 쉽지 않다. 특히 치 수관점에서 홍수조절을 위한 운영은 재해예방 차원에서 분초를 다투는 긴급한 상황의 운영이고, 이수관점에서 용수공급목적을 위한 운영은 이 보다 시간적인 여유가 있는 의사결정 문제라 할 수 있다. 기본적으로 저 수지의 최적운영은 다양한 요소에 영향을 받는다. 그 중에서 가장 중요 한 요소는 현재의 저수량과 미래의 유입량이다. 용수공급을 위한 댐의 최적 운영이라는 것은 유입량과 수요량 등의 변화에 따라 현재의 저수위 에서 방류를 통하여 다음 시간 저수위를 어떻게 유지하느냐를 결정하는 것이라 할 수 있다(김승권과 박영준, 1998).

다목적댐의 운영을 담당하는 관리자는 댐의 효율적인 운영을 위하여 댐 상·하류의 안정적인 용수공급과 예년의 댐수위 및 유입량 등을 고려 하여 연간 댐운영계획을 수립하여야 한다. 다목적댐 운영계획은 강우량 및 용수수요량 등의 상황에 따라 변경될 수 있다(한국수자원공사, 2009).

다목적댐 운영을 담당하고 있는 한국수자원공사에서는 매년 홍수기가 끝나는 10월부터 다음해 6월까지 수문기상 예측의 불확실성에 대비하여 탄력적인 댐운영이 가능하도록 운영 기준수위의 상한값과 하한값을 설정 하여 참조수위로 활용하고 있다. 댐운영 기준수위는 지난 20여년간의 댐 운영 경험을 토대로 작성된 것으로 다목적댐 운영을 위한 실무적용 기법 의 근간이 된다. 댐운영 기준수위는 평·갈수기와 홍수기별로 개발 및 적 용된다. 평·갈수기 댐운영 기준수위는 대상 시기에 어느 정도의 수량을 다목적댐에서 저류하고 있어야 하는지를 결정해주는 지표로서 이수안전 도에 입각하여 댐의 용수공급계획을 보장할 수 있도록 설정된다.

연간 저수지 운영계획은 홍수기 말부터 익년도 홍수기 전까지 장기 용 수공급 계획을 월단위로 수립하고 있으며, 댐별 용수공급 계획, 월말 수 위운영 계획, 중장기 수질 전망, 댐별 거시적 운영 제약사항 등의 타당 성을 검토하고, 저수지 운영계획에 따른 익년도 발전목표치를 산정하고 있다. 운영계획 수립을 위한 기초자료로 과거 강우량 및 유입량 계열을 이용하여 갈수 빈도분석에 의한 결과값을 이용한다. 이 값은 댐 운영계 획 수립을 위한 유입량 예측자료로 활용되고, 용수 수요량 및 장래 발전 계획량과 댐 상·하류 수질현황을 고려하여 운영계획을 수립한다.

댐운영 기준수위 설정을 위해 홍수기 초인 6월말 수위를 초기수위로 하여 빈도별 댐유입량과 용수수요량을 입력으로 2년에 걸친 sequent peak 분석(Fiering, 1967)을 수행한다. 댐유입량은 처음 1년에는 20년 빈도의 갈수 유입량을 입력하고 다음 1년에는 5 ~ 20년 빈도의 갈수 유입량을 입력한다. 기준수위 상한값을 도출하기 위해서는 용수수요량을 기본계획 공급량을 사용하고 하한값을 도출하기 위해서는 실수요량을 사 용한다. 이러한 기준수위는, 댐 유입량 증가 등으로 댐 수위가 상한값 이상으로 상승할 경우 댐의 안전 및 상·하류 홍수조절에 지장이 없는 범 위 내에서 하류 용수공급을 통해 댐수위를 조절하거나, 가뭄발생으로 댐 수위가 하한치로 근접하거나 저하되는 경우 단계별로 방류량을 조정하여 가뭄에 적절히 대처하는데 사용된다. 이러한 운영기준수위를 바탕으로 매달 일단위 세부 방류계획을 수립하여 저수지를 운영하고 있다.

가뭄 시에는 각 댐별 이수기 및 홍수기의 과거 평균수위 및 확보수위 를 감안하여 적정 목표수위를 설정하고, 각 댐 및 상·하류 운영제약 조 건, 관계기관 요청사항을 반영하여 극한 가뭄 시에는 물 자원 손실을 예 방하는 차원에서 순별 단위 공급계획으로 전환하고 그에 따른 댐 공급계 획을 변경한다. 그리고 갈수 시에는 20년 빈도 누가갈수 유입량을 기준 으로 저수지를 운영하고, 이상 갈수 시에는 다목적댐 관리규정 제6조에 의거하여 생활용수, 공업용수, 농업용수, 하천유지용수, 발전용수 순으로 우선공급 한다.

#### 2.1.2 저수지운영을 위한 운영률

일반적으로 장기 저수지운영을 위한 저수지의 운영률은 표준운영률 (standard operating policy; SOP), hedging rule, pack rule, zone-based operation 등이 있다(U.S. Army Corps of Engineers, 1996).

단일 저수지에서 하류로 용수를 공급할 때 가장 간단한 운영방안은 하 류의 목표 수요량만큼 공급하는 것이다. 현재시간의 저수량과 유입량이 목표수요량보다 적을 경우에는 현재시간 저수량과 유입량을 더한 가용 수자원량을 전부 방류하고, 저수량과 유입량의 합이 목표 수요량보다 크 고 저수용량과 목표 수요량의 합보다 적을 경우에는 목표 수요량만 방류 한다. 저수량과 유입량을 합한 가용 수자원량이 저수용량과 목표 수요량 의 합보다 크면 초과되는 양만큼 추가 방류하는 것이 표준운영률이다 (Fig. 2.1(a)). 저수지 운영 중 향후에 심각한 물부족 가능성을 줄이기 위하여 현재의 부족을 감수하는 운영방식이 hedging rule이다(Fig. 2.1(b)). hedging rule은 장래의 물 부족에 대비한 운영률임에 반해 pack rule는 목표 방류량을 초과하는 양을 방류할 때 2 차 발전, 용수공 급, 수질오염 조절, 지하수함양 등과 같은 가치를 허용하는 운영률이다. 그러나 수문정보의 불확설성 등으로 유입량이 예측값보다 적을 수도 있 으므로 신중히 적용하여야 한다.



Fig. 2.1 SOP and hedging rule (U.S. Army Corps of Engineers, 1996)

zone-based 운영률(Fig. 2.2)에서는 저수지는 여러 개의 가상 영역 (zone)으로 나누어 운영된다(U.S. Army Corps of Engineers, 1977). 방류량은 현재 저수용량과 부가적인 변수에 따라 결정된다. 각각의 영역 은 월별로 변할 수 있다. 현재 시점의 저수용량 *ST<sub>i</sub>*에 따른 운영률을 아 래와 같은 의사코드로 나타낼 수 있다.



Fig. 2.2 Zone-based operation (U.S. Army Corps of Engineers, 1996)

위와 같은 운영률을 도출하기 위한 방법론은 수문학적 불확실성을 표 현하는 방식에 따라 다양한 관점으로 개발되었다. 이 주제에 대한 두 가 지 중요한 기술적 접근법은 양해 추계적 최적화(explicit stochastic optimization; ESO) 접근법(Fig. 2.3(a))과 음해 추계적 최적화(implicit stochastic optimization; ISO) 접근법(Fig. 2.3(b))이다.



Fig. 2.3 Explicit and implicit stochastic optimization procedures (Labadie, 2004)

양해 추계학적 방법에서는 수문현상의 불확실성과 변동성을 결합확률 분포함수, 수문시계열의 상관성 등과 같은 확률 요소로 나타낸 수문 입 력자료를 구성해야 한다. 이와 같은 확률 분포함수를 이용하여 추계학적 동적계획법을 구성할 수 있고 이를 통해 최적 저수지운영률을 도출한다 (Stedinger et al., 1984; Tejada-Guibert et al., 1990, 1993, 1995). 엄격한 방법이기는 하나 양해 추계학적 접근법은 계산시간이 매우 길고 수문자료의 확률 분포함수를 구하는 것이 매우 어렵다(Young, 1966). 음해 추계학적 방법은 저수지 유입량의 추계학적 특성을 반영하기 위하 여 장기간의 수문자료를 모의 발생시킨 후, 최적화모형으로 최적 방류량 등을 도출하고, 최적 방류량과 저수지운영의 기준이 되는 저수량, 유입 량 등을 회귀분석으로 일반화된 운영률을 도출하는 방법이다(Young, 1966; Whitlatch and Bhaskar, 1978; Karamouz and Houck, 1982; Karamouz and Houck 1987; Karamouz, et al., 1992; Lund and Ferreira, 1996). 음해 추계학적 방법은 일반적으로 효율적인 확정론적 최적화방법을 사용하기 때문에 계산시간을 단축시킬 수 있다.

사실 두 가지 방법 모두 최적의 저수지운영률을 도출할 수는 없다. 목 적함수와 시스템의 제약조건을 구성하는 과정, 유입량의 추정 과 같이 피할 수 없는 오차로 실제 저수지시스템을 완전히 표현할 수는 없다. 그 러나 위 두 가지 방법에 의해 도출된 운영률은 많은 수자원시스템 문제 들에 대해 적당하거나, 거의 최적에 가까운 최적값을 제시할 수는 있다 (Rogers and Fiering, 1986).

#### 2.1.3 기존 저수지 운영률의 문제점 및 개선 방향

지난 수십 년간 저수지 시스템의 운영을 위해 최적화 방법을 적용하는 연구가 많이 수행되어 왔으며, 여러 문헌에 최적화방법의 성공적인 사례 를 싣고 있다. 그러나 Yeh(1985)와 Wurbs(1993) 등과 같은 여러 연구 자는 이론적인 개발과 실제 적용과의 많은 격차가 있음을 지적하고 있 다. 이러한 격차에 대한 주요 원인은 다음과 같은 사항들에서 찾을 수 있다(Labadie, 2004; Yeh, 1985).

실제로 저수지를 운영하는 운영자들은 다년간의 경험에서 이루어진 운 영방안을 배제한 최적화 모형의 운영방안에 대해 회의적이며, 기존에 사 용해 오던 모의기법 모형이 더욱 편리하다고 생각한다. 그리고 대부분 의 저수지 운영자는 저수지시스템의 최적화 모형 개발에 직접적으로 참 여하지 않아 왔으며, 모형을 사용하는데 있어 불편함을 느낀다. 특히 실 제 운영에서 접하게 되는 여러 가지 상황에 대처하기 위해 모형을 수정 해야할 경우는 더욱 그러하다.

연구자들에 의해 게재된 대부분의 논문은 저수지 시스템을 너무 단순 화하여 다루고 있고 실제 시스템에 적용하기에는 사용하기에는 너무 어 렵다. 또한 대부분 연구의 결과물이 실용적으로 사용하기에는 설명이 부 족하다. 너무 많은 종류의 최적화 모형들이 있어서 특정한 문제를 풀기 위해 모형을 선택하는 것이 혼란스럽다. 특히, 동적계획법 같은 최적화 방법은 일반화된 개발환경이 없어 문제가 달라질 때 마다 따로 개발하여 야 한다. 마지막으로 제도상의 제약으로 사용자와 연구자 간의 상호 의 견 교환이 어렵다.

상기와 같은 상황들이 비단 외국에만 상존하는 것이 아니라 우리나라 의 경우에도 마찬가지며 이러한 사유로 댐 운영자가 쉽게 적용할 수 있 는 저수지운영률이 필요하다.

## 2.2 메타휴리스틱 방법

선형계획 문제, 정수계획 문제, 비선형계획 문제와 같은 다양한 경영 과학(operation research; OR) 모형의 최적해를 구하는 알고리즘은 다 양한 현실적인 문제에 중요하게 사용되고 있지만, 이러한 알고리즘은 항 상 효과적으로 사용되는 것은 아니다(Hillier and Lieberman, 2008). 어 떤 문제는 너무 복잡해서 최적해를 구할 수 없는 경우도 있다. 이런 경 우에는 전역최적해(global optimum)를 구하기보다는 최적해에 가까운 실행가능한 해를 찾는 것이 중요하다. 이러한 문제를 다룰 때 주로 휴리 스틱 방법을 사용한다.

휴리스틱 방법(heuristic method)은 어떤 문제에 대해 최적해를 구할 필요가 없을 때, 값이 좋은 실행가능한 해를 찾아가는 과정을 말한다. 휴리스틱 방법에서 구한 해는 해의 품질을 보장할 수 없지만, 잘 설계된 휴리스틱 방법을 이용하면 적어도 최적해에 가까운 해를 구할 수 있다. 또한 대규모 문제에 대해서도 효율적으로 해를 구할 수 있다는 장점이 있다. 그래서 휴리스틱 방법을 뛰어난 반복적 알고리즘이라고 한다. 여 기서, 반복적 알고리즘은 각 반복마다 이전에 찾은 가장 좋은 해보다 새 로 구한 해가 좋다면 해를 갱신해 나가는 알고리즘을 말한다. 보통 휴리 스틱 방법은 정해진 반복횟수가 끝나면 종료하고, 종료할 때 찾은 해 중 에서 가장 좋은 해를 제시한다.

수년간 여러 연구자들은 최적해를 구할 수 없는 문제에 대해 그 문제 에 맞는 휴리스틱 방법을 개발해 왔으며, 최근에는 강력한 메타휴리스틱 이 개발되었다. 메타휴리스틱(metaheuristic)은 특정 문제에 맞추는 휴 리스틱 방법을 설계하는 전략적 가이드라인과 일반적인 구조를 제공해주 는 일반적인 해법을 말한다. 메타휴리스틱은 실행 가능한 영역에서 탐색 을 강화하고 지역최적해(local optimum)에서 탈출할 수 있는 전략과 지 역 개선 방법(local improvement procedure) 사이의 상호작용을 조율 하는 일반적이고 다양한 해법이다. 수자원분야에서는 수년간 유전자 알 고리즘, SCE-UA 알고리즘 등이 많이 사용되었고, 최근에 동적 차원변 화 탐색 알고리즘(dynamically dimensioned search algorithm)이 사용 되고 있다.

#### 2.2.1 유전자 알고리즘

유전자 알고리즘은 생물의 진화과정, 즉 자연선별(natural selection) 과 유전법칙을 모방한 확률적 탐색기법이다(Goldberg, 1989). 이 기법 의 가장 큰 특징은 Newton-Raphson 법과 같은 고전적 최적화기법과 같은 이웃해 탐색기법이 하나의 해를 운용하는데 반해, 복수개의 잠재해 들로 이루어진 해의 집단(population)을 운용하는 것이다. 이러한 해집단 에 자연선별(selection)과 교배(cross), 진화(mutation)와 같은 유전법칙 의 과정을 적용하여 세대(generation)를 진행시키면서 해 공간(solution space)을 탐색해 간다. 유전자 알고리즘은 좋은 해의 이용능력과 해 공 간의 탐색 능력이 적절히 조화되어야 한다. 좋은 해의 이용만을 강조하 면 조기에 수렴하여 지역 최적해에 빠질 수 있고 해 공간의 탐색만을 강 조하면 임의 탐색에 가까워 좋은 해를 찾아가지 못하게 된다.

유전자 알고리즘은 그 개념과 이론이 단순하고, 해의 탐색성능이 우수 하여 여러 분야의 최적화 또는 의사결정 문제에 다양하게 적용되고 있 다. 특히 복잡한 해 공간의 탐색성능이 우수하여 변수와 제약이 많은 문 제를 푸는데 적합한 기법이고, 또한 모형에 대한 유연성이 높아 제약조 건이나 목적함수의 변경이 용이하다는 장점이 있다.

(1) PIKAIA의 개요

PIKAIA(Charbonneau and Knapp, 1995)는 미국 국립 대기과학 연구 센터(National Center for Atmospheric Research)에서 개발한 일반화 된 유전자 알고리즘이다. 이는 유전자 알고리즘을 기반으로 하는 일반화 된 최적화 서브루틴으로 구성되어 있다. 서브루틴은 Fortran으로 작성되 었고 두 가지 예외를 제외하고는 표준 Fortran-77 문법을 엄격하게 준 수하였다. 예외를 설명하면 알파벳 소문자 사용, 비암시적 문들(implicit none statements)의 체계적인 사용이다.

내부적으로 PIKAIA는 n-차원 공간 영역 내에서 사용자가 정의한 함 수인  $f(\mathbf{x})$ 를 최대화하는 매개변수 값을 찾는다.

$$\boldsymbol{x} = (x_1, x_2, \cdots, x_n), \quad x_k \in [0.0, 1.0] \quad \forall k$$
(2.1)

'0'과 '1' 사이의 매개변수로 제한한 것은 매개변수 정의구역에 걸쳐 유 연성과 이식성(portability)을 허용하기 위함이다. 그러나 이것은 사용자 가 입력변수를 적절히 정규화해야 함을 의미한다.

PIKAIA는 np 개의 개체(individual)로 이루어진 개체군(population)에 대해 최대화 작업을 수행한다. 개체군의 크기는 진화과정을 통해 고정되 어 남아있다. 몇 가지 미리 설정한 종료기준을 만족할 때까지 개체군을 진화시키기 보다는 PIKAIA는 고정되어 미리 설정한 세대수 동안 진화 를 한다.

PIKAIA의 메인 프로그램은 일반적인 재생산 사이클을 조절하는 두 개의 루프로 구성되어있다(Fig. 2.4). 이러한 루프는 다음과 같이 구성되 어 있다. 개체군의 크기(np)와 개체군의 전화횟수(ngen)는 입력하여야 할 매개변수이다. 안쪽 루프(do 20)의 각 반복구간은 두 부모로부터 그 자손을 생산하고 루프는 np 개의 새로운 세대를 발생시키기 위해서 np/2 번 실행되어야 할 필요가 있다. 이것은 개체군 크기 np가 짝수라 는 것을 의미한다. 만일 사용자가 np에 대해 홀수값을 지정하는 경우 PIKAIA는 개체군단의 크기를 np-1로 줄이고 경고메세지를 보고 수행을 계속한다. 재생산 주기의 한 반복은 select 서브 프로그램을 호출하여 두 부모를 선택하고 각각의 ph1, ph2에 상응하는 표현형(phenotype)으 로 염색체(chromosome) gn1과 gn2를 구성한다. 그리고 교차연산 (crossover operator)은 cross 서브 프로그램을 호출하여 부모 염색체 (parent chromosome)에 적용한다. mutate 서브 프로그램을 호출하여 변이연산(mutation operator)을 수행하여 2 개의 자손염색체(offspring chromosome)를 생성한다. decode 서브 프로그램을 통해 자손염색체는 그들의 부합되는 표현형으로 해독되고 genrep 서브 프로그램을 호출하 여 재생산 계획에 따라 임시 저장되거나 stdrep 서브 프로그램을 호출 하여 개체군에 추가된다. 일부 복제 계획에 따라 새로운 개체군은 newpop 서브 프로그램을 호출하여 오래된 모집단이 제거 되면서, 임시 저장소에서 세대반복 끝부분에서 주 개체군 배열로 옮겨진다.

		TION	AL
	do	10 ig=1,ngen	[Generational cycle ]
		do 20 ip=1,np/2	[Reproductive cycle ]
		call select(ip1)	[Pick dad ]
21		call select(ip2)	[Pick mom ]
		if(ip1.eq.ip2) goto 21	[No breeding with oneself! ]
		call encode(ph1,gn1)	[build dad's chromosome ]
		call encode(ph2,gn2)	[build mom's chromosome ]
		call cross (gn1,gn2)	[The actual X-rated part ]
		call mutate(gn1)	[Mutate first offspring ]
		call mutate(gn2)	[Mutate second offspring ]
		call decode(ph1,gn1)	[Decode first offspring ]
		call decode(ph2,gn2)	[Decode second offspring ]
		if(irep.eq.1)then	[Insert/store both offspring]
		call genrep(ip,ph1,ph	12, newph)
		else	
		call stdrep(irep,ph1,	ph2,oldph,fitns,ifit,jfit)
		endif	[insertion/storage completed]
20		continue	
		if(irep.eq.1) call newpop	[Off with their heads! ]
10	con	tinue	

#### Fig. 2.4 Top-level structure of the PIKAIA

(2) 초기 모집단의 생성 및 선택(selection) 방법 진화를 시작하기 전 초기에 치우침(bias)를 피하기 위해, 초기 개체군 의 np 개의 개체로 정의되는 n 개의 매개변수들은 정의구역 [0.0, 1.0] 에서 임의의 실수로 초기화된다. PIKAIA는 Fig. 2.5와 같은 방법으로 초기화를 수행한다.

	do 1 ip=1,np	[np individuals in population	ı]
	do 2 k=1,n	[n parameters per individual	]
	oldph(k,ip)=urand()	[Random initialization	]
2	continue		
	<pre>fitns(ip) = ff(n,oldph(1,ip))</pre>	[compute fitness	]
1	continue		
	<pre>call rnkpop(np,fitns,ifit,jfit)</pre>	[Rank population	]

Fig. 2.5 Initial population structure of the PIKAIA

여기서, 함수 urand가 균등분포에서 추출된 임의의 실수값을 반환한다. 적합도는 각각의 초기 개체 표현형에 따라 계산되고 1 차원 배열 fitns 에 저장된다. 임의의 초기화 과정의 관점에서 대부분의 개체들은 일반적 으로 매우 낮은 적합도로 끝날 것이다. 그러나 어떤 것은 다른 것보다 더 나아질 수 있다. rnkpop 서브 프로그램을 호출하여 1 차원 정수 배 열 ifit과 jfit를 구성한다.

재생산은 적자생존(survival of the fittest) 또는 자연도태(natural selection) 현상을 모방하려는 인위적인 메커니즘이다. PIKAIA는 재생산 주기(reproductive cycle)의 반복에서 부모를 선택하기 위해 추계학적 무작위 샘플링 메커니즘(stochastic sampling mechanism)을 사용한다. 이를 알고리즘으로 구현한 연산자는 적합도(fittest)를 기반으로 개체군 의 개체를 선택하고 교배급원(mating pool)을 형성한다. 이러한 선택은 전체 개체를 강하게 해주는 특징이 있다. 다시 말하면 적합도가 낮은 개 체들을 개체군에서 몰아내고 적합도가 높은 개체를 선택함으로써 이들의 유전자들이 이후 세대의 개체군에서 넓게 퍼지도록 한다. 재생산을 알고

리즘으로 구현하는 방법에는 여러 가지가 있지만 PAKAIA는 루울렛휠 선택(roulette wheel selection)(Goldberg, 1989)을 사용한다.

(3) 인코딩 및 디코딩과 유전연산자

인코딩 과정은 다양한 유전 연산자 연산을 통한 번식에 사용되는 염색 체와 같은 구조를 만드는 것이다. 디코딩 과정은 이와 역순의 과정이다. 좀 더 실용적으로 말하면 인코딩 과정의 목적은  $f(\mathbf{x})$ 를 최대화하도록 정 의하는 n 개의 매개변수로부터의 염색체를 생산하는 것이다. n 개의 매 개변수들은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\boldsymbol{x} = (x_1, x_2, \cdots, x_n)$$

(2.2)

PIKAIA는 매개변수를 '0'에서 '9'사이의 정수를 사용하여 단순한 한자 리 정수를 인코딩한다. 간략하게 나타내면 다음과 같다.

$$x_k \in [0.0, 1.0] \rightarrow X_k = (X_1, X_2, \cdots, X_{nd})_k$$
 (2.3)

여기서,  $X_j = [0,9]$ 는 양의 정수이다. 인코딩 과정은 Eq. (2.4)와 같이 간단하다. 또한 각각 인코드된 매개변수의 디코딩 과정 역시 간단하다 (Eq. (2.5)).

$$X_{j} = \text{mod}(10^{nd-j+1}x_{k}, 10), \ j = 1, 2, \cdots, nd$$
(2.4)

$$x_k = \frac{1}{10^{nd}} \sum_{j=1}^{nd} X_j \times 10^j \tag{2.5}$$

교배(crossover)는 염색체간에 정보를 교환하기 위한 메커니즘으로서 이를 구현하는 연산자는 근본적으로 코딩법에 중복될 수밖에 없다. 따라 서 이진코딩이나 기호코딩을 기반으로 하는 연산자들을 실수 염색체에 적용하기는 어렵고 새로운 형태의 연산자가 필요하다. 실수코딩을 사용 하면 이러한 추가 연산이 필요가 없다. 교배연산에는 단순교배, 산술적 교배 등 여러 가지 방법이 있다. PIKAIA는 단일점 교차로 알려진 단일 교차 연산자를 사용한다. 이 연산자는 자손 염색체 쌍을 생산하기 위한 부모 염색체 쌍에 적용된다.

교배와 마찬가지로 돌연변이(mutation)도 염색체 내의 정보를 변경시 켜 주는 기구로서 그 원리는 표현법과 밀접한 관계를 가질 수밖에 없다. 실수 염색체를 다루기 위해서는 돌연변이 연산자는 기존 돌연변이 연산 자와 달라야 한다. 균등돌연변이, 동적돌연변이 등이 사용 가능하다. 균 등돌연변이는 전 탐색공간을 자유롭게 이동하면서 새로운 점을 찾기 때 문에 초기 세대에 중요한 역할을 해준다. 동적돌연변이는 세대에 따라 탐색영역을 조절해 준다.

### (4) 유전자 알고리즘을 사용한 최적화 예시

유전자 알고리즘의 최적화 과정을 설명하기 비교적 간단한 Hosaki 함 수(Bekey and Ung, 1974)를 사용하였다. Hosaki 함수는 두 개의 극소 값을 가진 함수이며, *x*=4, *y*=2일 때 전역해는 -2.345 이다. 함수 식 과 정의구역은 Eq. (2.6)과 같다.

$$f(x,y) = \left(1 - 8x + 7x^2 - \frac{7}{3}x^3 + \frac{1}{4}x^4\right)y^2 e^{-y}$$

$$0 \le x \le 5, \ 0 \le y \le 6$$
(2.6)

유전자 알고리즘을 사용하여 Hosaki 함수의 전역최적해를 결정하기 위해 목적함수는 Eq. (2.6)을 최소화하는 것으로 하였고, 각 변수에 대 한 제약조건의 최대값 및 최소값은 각 정의구역의 최대값 및 최소값으로 하였다. 각 세대의 모집단 수를 10 개로 설정하였고, 총 200 세대를 진 화하도록 하였다. 초기 집단은 해공간에서 무작위로 10 개를 샘플링하였 다. 교배연산은 일점교배를 사용하였고, 교배확률은 0.85를 사용하였다. 탐색성능을 높이기 위하여 동적 돌연변이를 사용하였고, 최소 돌연변이 률은 0.0005, 최대 돌연변이률은 0.25로 하였다. 재생산을 위하여 roulette wheel 방법을 사용하였다.

한 세대동안 진화 단계를 Fig. 2.6에 나타내었다. Fig. 2.6(a)는 10 개 의 초기 집단을 무작위로 생성한 것이다. 생성된 해들은 전체 영역에 대 해 골고루 산포되어져 있다. Fig. 2.6(b)는 10 개의 초기 집단에 대해 roulette wheel 방법으로 적합도가 높은 6 개의 점만 선택되었다. 나머 지 4 개의 점은 선택된 6 개의 점과 중복되어 나타나 있다. Fig. 2.6(c) 는 2 개의 부모 염색체가 추출되어 5 번의 일점교배를 거친 후 각 해들 의 위치를 도시한 것이다. 그림에서는 총 8 개의 점들만 보이고, 나머지 2 개점은 중첩되어져 있다. 다음 단계로 Fig. 2.6(d)는 10 개의 각 해들 에 대해 동적 돌연변이 과정을 거친후 결과이다. 그림에서는 9 개의 점 들이 도시되어져 있고 나머지 1 개는 중첩되어져 있다. 이와 같이 한 세 대를 진화하고 나면 잠재해들이 Fig. 2.6(d)처럼 전역해 근방으로 이동 하는 것을 볼 수 있다. 유전자 알고리즘은 세대 반복을 거쳐 전역최적해 근방으로 수렴한다.



#### 2.2.2 SCE-UA 알고리즘

SCE-UA 알고리즘은 미국 국립 기상국의 NWSRFS(National Weather Service River Forecasting System)의 보정모듈 중 하나이며, 최적해를 탐색하기 위해 4 가지 중요한 개념을 포함하고 있다(Duan et al., 1994): 1)확정론적이고 확률론적인 접근의 결합, 2)컴플렉스의 구조

적 진화, 3)경쟁 진화(competitive evolution), 4)컴플렉스 혼합 (complex shuffling). SCE-UA 알고리즘은 초기에 해가 존재하는 전체 매개변수 공간에서 표본을 생성하고 컴플렉스들로 분할한다. 각 컴플렉 스는 downhill simplex 알고리즘(Nelder and Mead, 1965)을 사용하여 독립적으로 진화된다. 진화를 거친 콤플렉스들은 다시 혼합되고, 새로 운 콤플렉스들이 생성된다. 진화와 혼합의 과정은 수렴조건이 만족될 때 까지 반복된다. 자세한 과정은 Duan et al.(1992)의 연구를 참고할 수 있다.

SCE-UA는 최적화 과정에 확률적인 기법(global sampling)과 컴플렉 스 진화(evolution)를 도입한 CRS(controlled random search) 방법을 개선한 알고리즘이다. CRS 방법은 크게 두 가지 단계로 나눌 수 있다. 첫 번째 단계는 주어진 해 공간(solution space)을 탐색하는 것이고, 두 번째 단계는 표본에서 최악점(worst point)을 보다 나은 점(better point)과 대치하는 것이다. SCE-UA는 CRS 방법의 결과를 초기점 (starting point)처럼 사용하는 새로운 전역최적화 기법이다. SCE-UA 알고리즘은 경쟁진화(competitive evolution) 개념이 결합된 CRS 기법 과 새로 도입된 컴플렉스 혼합(shuffling) 개념으로 구성된다(Duan et al., 1992).

(1) CRS 방법

CRS 방법은 컴플렉스 진화 기법에 속하며 Price(1978)에 의해 개발 되었다. 이 방법은 효율적이면서 전역최적화에 바람직한 몇 가지 특성을 가지고 있다. 본래의 알고리즘은 다음과 같다.

 S⊂ R<sup>n</sup>인 실행가능한 해의 집합 S에서 N 개의 점을 추출한다. 각 점에서 목적함수 값 f<sub>i</sub>을 평가한다. 이 점들을 집합 A에 저장한다.  $A = \{x_i, f_i, i = 1, \dots, N\}$ 

② A에서 목적함수의 값이 가장 큰 점  $M=(x_m, f_m)$ 을 찾는다.

- ③ 서로 다른 n+1 개의 점(R<sub>1</sub>, R<sub>2</sub>,..., R<sub>n+1</sub>)을 A에서 무작위로 선택 한다. n+1 개 점들의 집합은 simplex를 구성한다. R<sub>1</sub>,..., R<sub>n</sub>의 도심(centroid) G를 계산한다. 시험점(trial point) P=2G-R<sub>n+1</sub>를 계산한다.
- ④ 만일 P가 S안에 있으면 목적함수 값 fp를 계산하고 단계 ⑤로 간
   다. 그렇지 않으면 시험점 P를 실패로 간주하고 단계 ③으로 돌아 간다.
- ⑤ f<sub>p</sub> < f<sub>m</sub>이면 집합 A에서 M 점을 시험점 P로 대치하고 단계 ⑥으
   로 간다. 그렇지 않으면 단계 ③으로 돌아간다.
- ⑥ 계산종료 조건이 만족되면 종료하지만, 그렇지 않으면 단계 ②로 되돌아간다.

(2) SCE 방법의 계산과정

SCE 알고리즘은 아래와 같고, 흐름도를 Fig. 2.7에 나타내었다.

◎ Initialize

p≥ 1, m≥ n+1을 선택하고, 샘플의 크기 s를 계산한다. 여기서 p는
컴플렉스의 수, m은 각 컴플렉스 내 점의 수, s는 전체 샘플의 크기
(s= p×m), n은 매개변수의 차원이다.

1 Generate sample

 $\Omega \subset R^n$ 에서 s 개의 점  $x_1, \dots, x_s$ 를 추출하고, 각  $x_i$  점에 대한 목 적함수 값  $f_i$ 를 구한다. 선행정보(prior information)가 없다면 균 일 표본분포를 이용한다.

2 Rank points

목적함수 값이 증가하는 순서로 *s* 개의 점들을 정렬한다. 이를 배 열  $D=\{x_i, f_i, i=1, ..., s\}$ 에 저장한다. 따라서 i=1은 최소 목적함 수값를 나타낸다.

③ Partition into complexes

D를 p 개(A<sup>1</sup>,…,A<sup>p</sup>)의 컴플렉스로 분할한다. 각각의 컴플렉스는 m 개의 점을 포함한다. 즉,

$$A^{k} = \left\{ x_{j}^{k}, f_{j}^{k} \mid x_{j}^{k} = x_{k+p(j-1)}, f_{j}^{k} = f_{k+p(j-1)}, j = 1, \cdots, m \right\}$$

④ Evolve each complex

각 m 개의 점들을 포함한  $A^{k}(k=1,\dots,p)$ 를 CCE(competitive complex evolution) 알고리즘에 따라 진화시킨다.

- ⑤ Shuffle complexes
   A<sup>1</sup>,...,A<sup>p</sup>를 D로 대치시킨다. 즉, D= {A<sup>k</sup>,k=1,...,p}가 되며 D를
   목적함수 값이 증가하는 순서로 정렬한다.
- ⑥ Check convergence
   수렴조건을 만족하면 종료, 그렇지 않으면 단계 ③으로 되돌아 간
   다.



Fig. 2.7 Flowchart of the SCE-UA algorithm (Duan et al., 1992)

(3) SCE 알고리즘의 CCE 전략

SCE 알고리즘의 단계 ④에 필요한 CCE 알고리즘은 다음과 같고, 흐 름도는 Fig. 2.8에 나타내었다.

◎ Initialize

 $q, \alpha, \beta 를 선택한다. 이때 2 \leq q \leq m, \alpha \geq 1, \beta \geq 1$ 

① Assign weights

A<sup>k</sup> 에 삼각형 확률분포(triangular probability distribution)를 할당한다. 즉,

$$ρ_i = \frac{2(m+1-i)}{m(m+1)}, i = 1,...,m$$
 $x_1^k 는 최고의 확률인 ρ_1 = 2/(m+1)을 가진다. x_m^k 은 가장 낮은 확률$ 
값인 ρ\_m = 2/{m(m+1)}을 가진다.

2 Select parents

위에서 지정한 확률분포에 따라  $A^{k}$ 부터 개별적인 q 개의 점들  $(u_{1}, \dots, u_{q})$ 을 무작위로 선택한다. 여기서  $2 \leq q \leq m$ 이 된다(q 개의 점 들은 sub complex라고 정의된다). 이것들을 배열  $B = \{u_{j}, v_{j}, j = 1, \dots, q\}$ 에 저장한다. 여기서  $v_{j}$ 는  $u_{j}$  값에 관련된 함 수 값이다. B를 구성하는데 사용되는 $A^{k}$ 의 위치를 L에 저장한다.

- ③ Offspring generation
  - a) q 개의 점들을 목적함수값이 증가하는 순서로 정리되도록 *B*와 *L*을 정렬한다. 다음 식에 의해서 도심 g를 계산한다.

$$g = \frac{1}{q-1} \sum_{j=1}^{q-1} u_j$$

- b) 새로운 점  $r=2g-u_q$ 을 계산한다(reflection step).
- c) r이 Ω안에 있으면, 목적함수 값 f<sub>r</sub>을 계산하고 d)로 간다. 그렇 지 않으면 A<sup>k</sup>를 포함하는 가장 작은 hypercube H⊂ R<sup>n</sup>를 계 산하고 H안의 z점을 무작위로 산출한다. r= z으로 놓고 f<sub>r</sub>=f<sub>z</sub> 으로 놓아 f<sub>z</sub>을 구한다(mutation step).
- d) 만약  $f_r < f_q$ 이면,  $u_q$ 를 r로 대치시키고 f)로 간다. 그렇지 않으 면  $c = (g+u_q)/2$ 와  $f_c$ 를 계산한다(contraction step).
- e) f<sub>c</sub> < f<sub>q</sub> 이면, u<sub>q</sub>를 c로 대치시키고 f)로 간다. 그렇지 않으면 H
   안의 z를 임의로 발생시키고 f<sub>z</sub>을 계산한다(mutation step). u<sub>q</sub>
   를 z로 대치시킨다.
- f) a)~e)를  $\alpha$  번 반복한다.  $\alpha \ge 1$ 은 사용자 지정변수이다.
- ④ Replace parents by offspring
  - L 안에 저장된 본래 위치를 사용하여 B를 A<sup>k</sup>로 대치한다. 목적함 수 값이 증가하는 순서로 A<sup>k</sup>를 정렬한다.
- 5 Iterate

단계 ① ~ ④를 β 번 반복한다. β≥1은 사용자 정의변수로 얼마나 많은 자손을 발생시킬지를 결정한다.



Fig. 2.8 Flowchart of the CCE algorithm (Duan et al., 1992)

(4) SCE-UA 알고리즘을 사용한 최적화 예시

SCE-UA 알고리즘을 사용하여 Hosaki 함수의 전역최적해를 결정하기 위해 목적함수는 유전자 알고리즘을 사용한 예와 동일하게 Eq. (2.6)을 최소화하는 것으로 하였고, 각 변수에 대한 제약조건의 최대값 및 최소 값은 각 정의구역의 최대값 및 최소값으로 하였다. SCE-UA의 적절한 수행을 위해 제어변수를 신중하게 고려하여야 한다. 제어변수는 각 컴플 텍스를 구성하는 점의 수는 5 개, subcomplex내의 점의 수는 3 개, 전 체 컴플렉스의 수는 2 개로 설정하였다. 나머지 제어변수에 대해서는 개 발자의 권장값으로 설정하였다.

단계별 최적화 과정을 Fig. 2.9에 나타내었다. SCE-UA 방법은 CRS 기법과 같이 무작위 표본 형성으로 시작하여, 목적함수 값의 오름차순으 로 표본 점들을 배열한 뒤 이를 몇 개의 컴플렉스로 구분한다. Fig. 2.9(a)에는 표본으로부터 형성한 두 개의 컴플렉스가 각기 원(○)과 십 자(+)로 표시되어 있다. 그 후 반사, 확장, 축소, 수축의 진화(evolution) 과정을 통하여 최소값 주변으로 축소된 컴플렉스를 형성한다(Fig. 2.9(b)). 그 다음 서로 다른 컴플렉스의 점들을 섞어 새로운 컴플렉스를 형성(Fig. 2.9(c))한 뒤 다시 진화과정을 수행한다. 그 후 진화, 혼합, 진 화과정을 차례로 거치면 Fig. 2.9(d)의 결과를 얻는다. SCE-UA 알고리 즘은 이와 같은 반복을 통해 전역최적해를 구한다.



#### 2.2.3 차원변화 탐색 알고리즘

(1) DDS 알고리즘의 개요

DDS 알고리즘은 주어진 반복 횟수 내에서 양질의 전역해(good global solutions)를 찾기 위해 개발된 발견적 전역탐색 알고리즘 기반

의 단순한 추계학적 단일해 알고리즘이다. 알고리즘은 사용자가 정한 최 대 반복 횟수 내에서 탐색하도록 설계되었으므로 종료기준이 없다. 알고 리즘은 탐색의 초기에 전역적으로 탐색하고 최대 허용반복 횟수에 가까 워질수록 지역적 탐색을 수행한다. 전역적인 탐색에서 지역적인 탐색으 로의 조절은 동적, 확률적으로 근방(neighborhood, 결정변수의 집합 또 는 가장 좋은 값에서 수정되는 매개변수들)내의 차원 수를 줄여나감으로 써 이루어진다. 자동 매개변수추정 방법에서 결정변수는 추정되어지는 모형의 매개변수이고 결정변수의 차원은 새로운 탐색 근방을 생성하기 위해 변경되어지는 매개변수의 개수이다. 후보 해들은 오직 무작위로 선 택된 차원 내에서 현재 해 값의 교란(perturbation)에 의해 생성된다. 이 러한 교란 양(perturbations magnitudes)은 평균이 '0'인 정규분포에서 무작위로 추출된다. DDS 알고리즘은 민감도 정보의 참고없이 완전 무작 위로 교란하기 위해 차원의 일부를 선택할 수 있고, 정규분포의 사용으 로 알고리즘을 간단하고 효과적으로 유지할 수 있게 설계되었다. 또한 DDS 알고리즘은 정규분포 이외의 다른 확률분포 적용이 가능하다.

(2) DDS 알고리즘의 최적화 과정

DDS는 목적함수에 열등한 값을 주는 해를 가지고는 현재 단계까지 최적해를 갱신하지 않는 greedy 유형의 알고리즘이다. 목적함수 최소화 를 위한 전체 DDS 알고리즘의 의사코드(pseudocode)는 Fig. 2.10과 같 다.



Fig. 2.10 Flowchart of DDS (Tolson and Shoemaker, 2007)

DDS 알고리즘은 탐색차원을 동적으로 결정변수 탐색차원의 수를 바 꿔가면서 근방을 조절하는 방식이라는 점에서 기존 최적화 알고리즘과 비교해 독창적이다. 예를 들면, DDS 알고리즘은 근방(Fig. 2.8의 Step 3)내 결정변수 차원 수에 대한 동적수정이 가능하여 ARS(adaptive random sampling) 및 (1+1) 진화전략(evolutionary strategy)과 구별 된다. ARS는 Masri et al.(1980)에 의해 기술되었으며 Duan et al.(1992)에 의해 수행되어졌다. Marsri et al.(1980)은 각 차원에서 교 란양을 변화시켜 근방의 크기를 변경하였으나 반면, Duan et al.(1992) 은 추출범위를 좁혀나감으로써 근방의 크기를 조절하였다. 조절을 위한 1/5 성공률을 가진 (1+1) 진화전략에서는 목적함수의 값이 향상 또는 퇴화됨에 따라 돌연변이 양이 각각 증가 또는 감소한다. 이와 대조적으 로 DDS 교란 양은 상수로 고정되어 있고 현 상태의 최적값에서 변화된 결정변수의 개수는 반복횟수가 최대 허용반복횟수에 가까워짐에 따라 감 소한다. DDS의 이러한 주요 특징은 유역유출 모형의 매개변수를 수동으 로 보정할 때 얻었던 경험에서 동기가 부여되었다. 수동보정 시 비교적 열등해를 갖는 초기 추정 단계에서 동시에 여러 개의 매개변수를 수정하 지만, 보정결과가 개선이 되면 단지 하나 또는 최소한의 매개변수에 대 한 수정만 필요하다. 이에 따라 현 보정단계에서 얻은 결과는 손실되지 않는다.

DDS 알고리즘 계산흐름의 Step 4(Fig. 2.8)에서는 1 개의 결정변수 값을 갱신하는 과정을 설명하고 있다. Step 3에서 임의로 발생된 난수 의 값이 반복횟수에 따른 확률값 P(i)보다 적을 경우 그 결정변수의 값 이 새로운 값으로 갱신된다. 새로운 값의 식은 다음과 같다.

$$X_{j}^{new} = X_{j}^{best} + r \times (X_{j}^{max} - X_{j}^{min}) \times N(0, 1)$$
(2.7)

- 43 -

여기서  $X_j^{new}$ 는 새로운 결정변수 값,  $X_j^{best}$ 는 직전 단계의 결정변수 값,  $X_j^{max}$ 는 해당 결정변수의 상한값,  $X_j^{min}$ 은 해당 결정변수의 하한값, N(0,1)은 평균과 분산이 각각 '1'인 표준정규분포에서 임의로 추출된 값 이다. 새로운 결정변수의 값이  $X_j^{min}$ 보다 적을 경우에는  $X_j^{min}$ 의 축에 대 해 경계안쪽으로 대칭이동하여 값을 변경시키고, 대칭이동된 값이  $X_j^{max}$ 보다 크다면 새로 변경되는 값은  $X_j^{min}$ 을 가지게 된다. 또한 새로운 결 정변수의 값이  $X_j^{max}$ 보다 클 경우에는 상한값의 축에 대해 경계안쪽으로 대칭이동하여 값을 변경시키고, 대칭이동된 값이  $X_j^{min}$ 보다 작다면  $X_j^{new}$ 는  $X_j^{max}$ 을 가지게 된다. 이와 같이 경계가 고려된 새로운 결정변수 중 에서 각각 1 차원 교란의 결과를 보장하기 위해 결정변수 범위 (boundary)는 DDS 알고리즘에서 반사경계 역할을 한다. 예를 들면, 무 작위 교란이 하한 경계값보다 0.2 단위 더 작다면, 새로운 결정변수 후 보해는 하한 경계값에서 0.2 단위를 더한 값이 된다.

(3) DDS 알고리즘의 입력자료

DDS 알고리즘 수행단계에서 유일하게 설정이 필요한 입력변수는 스 칼라 양인 근방크기 교란 매개변수 r이다. r 매개변수는 결정변수 범위 의 일부분과 같은 무작위 교란크기의 표준편차로 정의된다. 본 연구에서 는 r 매개변수의 값을 개발자의 추천값인 0.2 로 설정하였다. r 매개변 수에 의해 샘플링 범위가 설정되게 되며 실제 샘플링 범위는 현재 결정 변수값 최소값과 최대값의 중간값으로 정규화된다. 샘플링 영역 크기는 지역 최적해에서 이탈이 가능하도록 알고리즘이 고안되어졌다. r이 0.2 라는 의미는 10 단위 범위를 가지는 결정변수에 대해 무작위 교란변수 의 표준편차가 2 단위(0.2×10)라는 것이다. 이와 같이 r은 각 결정변수 에 대해 동일 규모의 변화량을 할당하는 스케일링 인자이다. 또한 초기 해가 목적함수의 최적값에 가까운 결정변수들로 이루어질 경우, *r* 값을 0.1 로 줄여 초기해의 근방을 탐색하는데 집중할 수 있도록 하는 것이 적절하다. 그러나 모든 경우에 대하여 *r* 값을 0.2 이하로 줄이는 것은 단지 중단된 DDS 실행을 다시 시작하여 더 좋은 해를 구할 때만 권장 한다.

함수평가를 위한 최대반복횟수(m)는 최적화 문제에서 목적함수를 계 산하는데 소요되는 계산시간에 따라 설정되기 때문에 알고리즘의 매개변 수라기보다는 초기해와 같은 입력자료이다. 따라서 m 값은 목적함수를 계산하는데 필요한 시간과 가용한 계산자원에 종속된다. 최적해를 구하 기 쉬운 목적함수를 제외한 거의 모든 경우에 대해 DDS 알고리즘의 수 행시간은 목적함수 평가와 관련된다. DDS 알고리즘은 최대반복횟수에 관계없이 초기 반복단계에서는 전역적으로 탐색을 수행하고 후기 반복단 계에서는 지역적으로 해를 찾는 탐색전략을 사용한다.

(4) DDS 알고리즘을 사용한 최적화 예시

DDS 알고리즘에서 유일하게 설정이 필요한 매개변수는 근방크기 교 란 매개변수(r)의 스칼라 양이다. Hosaki 함수의 전역최적해를 찾기 위 해 r 매개변수 디폴트값을 0.2로 설정하였고, 최대반복횟수는 2,000 번 으로 하였다. 목적함수는 다른 알고리즘을 사용한 예와 동일하게 Eq. (2.6)을 최소화하는 것으로 하였고, 각 변수에 대한 제약조건의 최대값 및 최소값은 각 정의구역의 최대값 및 최소값으로 하였다.

DDS 알고리즘을 사용하여 Hosaki 함수의 전역최적해를 찾아가는 과 정을 Fig. 2.11에 나타내었고, 숫자는 반복횟수를 의미한다. 초기 단계의 반복횟수는 내부적으로 5 또는 최대반복횟수에 0.005를 곱한 수 중 큰 값을 사용하므로, 5로 결정된다. Fig. 2.11(a)는 초기 단계에 5 개의 점 을 무작위로 추출한 결과이다. 5 개 점으로 초기단계의 최적해가 결정되 고 이후 반복 단계별로 Fig. 2.11(b) ~ 2.11(d)에 나타내었다. 반복 횟 수가 증가될 수록 전역최적해에 가까워 지는 것을 볼 수 있다.



# 제3장 저수지운영률과 운영률 도출을 위한 최적화기법 선정

## 3.1 저수지운영률과 운영모형의 개발

#### 3.1.1 수위구간별 저수지운영률

적용하고자 하는 수위구간별 운영률은 미국공병단(U.S. Army Corps of Engineers, 1977)의 방법이다. 여기서, 저수지는 여러 개의 가상 수 위구간 영역으로 나누어 운영한다. 방류량은 현재 저수용량과 부가적인 변수에 따라 결정된다. 각각의 수위구간 영역은 월별로 변할 수 있다. 6 개의 수위구간 영역으로 구분하여 저수지운영을 할 경우 현재 시점의 저 수용량 *ST*<sub>i</sub>과 예측유입량 *QF*<sub>i+1</sub>의 합에 따른 운영률을 아래와 같은 의 사코드로 나타낼 수 있다.

If  $ST_t + QF_{t+1}$  is within Zone 6 then implement Zone 6 rules else if  $ST_t + QF_{t+1}$  within Zone 5 then implement Zone 5 rules else if  $ST_t + QF_{t+1}$  within Zone 4 then implement Zone 4 rules else if  $ST_t + QF_{t+1}$  within Zone 3 then implement Zone 3 rules else if  $ST_t + QF_{t+1}$  within Zone 2 then implement Zone 2 rules else implement Zone 1 rules.

본 연구에서는 단일 저수지의 수위구간 영역 기반 운영률을 도출하기 위해 Fig. 3.1과 같이 6 개의 운영 영역을 구성하였다. 홍수기 제한수위 (Max. level) 이상은 Zone (6), 상한 수위(upper level)와 홍수기 제한 수위 사이는 Zone (5), 상한 수위와 중간 수위(middle level) 사이는 Zone (4), 중간 수위와 하한 수위(lower level) 사이는 Zone (3), 하한 수위와 저수위 사이는 Zone (2), 저수위(Min. level) 이하를 Zone (1)로 구분하였다. 홍수기 제한수위와 저수위는 기지의 값이고 상한, 중간, 하 한수위는 월별로 결정하여야 한다. 각 월별로 결정하여야 할 수위는 3 개씩으로 총 36 개이다(Fig. 3.2). 결정된 월별 상한, 중간, 하한수위를 순별 수위로의 변환은 선형보간하여 구한다.



Fig. 3.1 Reservoir operation zone according to water level


Fig. 3.2 36 variables to be determined for zone based operation

결정된 각 운영 영역에 수위가 있을 때, 운영은 t 시간의 저수량(ST<sub>t</sub>) 과 t+1 시간의 유입량(QF<sub>t+1</sub>)의 합에 상응하는 저수지 수위 조건에 따 라 Table 3.1과 같이 이루어진다. Zone (6)에서는 저수지의 기본계획 방류량(생활, 공업, 농업, 하천유지 용수)을 기본적으로 방류한다. 또한 발전량을 고려하기 위해 한국수자원공사의 과거 저수지운영 경험 및 실 적자료에 따른 경험실적계수(empirical power generation factor; EPF) 를 생활, 공업, 농업, 하천유지 용수량에 월별로 가산하여 방류하는 것으 로 하였다. 그리고 최대 발전용수량을 초과하지 않는 범위에서 추가방류 를 하며, 나머지 잔여 용수가 있으면 여수로를 통하여 여수로 방류를 한 다. 이 영역에서는 저수량과 유입량의 합이 큰 구간으로 저수지의 안정 적 운영을 위해 저수위를 낮추는 영역이다. Zone (5)에서는 저수지의 기 본계획 방류량(생활, 공업, 농업, 하천유지 용수)에 5 %를 가산한 양을 방류한다. 가산량 5 %는 과거 저수지운영 경험에 따른 양이다. Zone (4)는 평균적인 운영구간이며, 저수지의 기본계획 방류량(생활, 공업, 농 업, 하천유지 용수)을 방류한다. Zone (3)은 평균적인 운영구간보다 낮 은 구간으로 초기 가뭄단계에 속하는 영역이다. 저수지의 기본계획 방류 량에서 하천유지용수를 제외한 생활·공업·농업용수를 방류하여 저수지 수 위를 높이려는 구간이다. Zone (2)은 평균적인 운영에서 벗어나 용수의 부족이 심해질 때의 운영구간으로 기본계획 공급량중에서 농업용수와 하 천유지용수를 제외한 양을 방류한다. Zone (3)과 (2)는 다목적댐관리규 정에 의해 가뭄시 각 용수별 공급우선순위에 따랐다. Zone (1)에서는 물이 부족한 기간으로 방류를 제한한다.

Water level	Reservoir operation	Zone
Level( $ST_t + QF_{t+1}$ ) > Max. level	<ul> <li>Release (domestic + industrial + agricultural + instreamflow) × EPF</li> <li>Additional release</li> <li>Spill</li> </ul>	(6)
Up. level $\leq$ Level $(ST_t + QF_{t+1})$ $\leq$ Max. level	<ul> <li>Release (domestic + industrial + agricultural + instreamflow) × 1.05</li> <li>× EPF</li> </ul>	(5)
$\label{eq:mid_level_state} \begin{array}{l} \mbox{Mid. level} \leq \mbox{Level}(ST_t \mbox{+} QF_{t+1}) \\ < \mbox{Up. level} \end{array}$	- Release (domestic + industrial + agricultural + instreamflow) × 1.0 × EPF	(4)
$ \begin{array}{l} \mbox{Low. level} \leq \mbox{Level}(ST_t \mbox{+} QF_{t+1}) \\ < \mbox{Mid. level} \end{array} $	- Release (domestic + industrial + agricultural) × EPF	(3)
$\label{eq:min.level} \begin{array}{l} \mbox{Min. level} \leq \mbox{Level}(ST_t + QF_{t+1}) \\ < \mbox{Low. level} \end{array}$	- Release (domestic + industrial)	(2)
Level( $ST_t + QF_{t+1}$ ) < Min. level	- None	(1)

Table 3.1 Reservoir operation according to water level

대상지점인 안동댐과 임하댐에 대해 실적자료들을 월별로 기본계획방 류량과 비교분석하여 경험실적계수를 구하였다(Table 3.2). 안동댐은 1977년부터 2009년까지의 33년 자료를 이용하여 월간 방류실적과 월간 기본계획방류량을 정리하였다. 월간 방류실적에 대한 기본계획공급량의 비를 연도별로 산출하고 이를 평균하여 경험실적계수를 구하였다. 임하 댐은 1993년부터 2009년까지 17년간의 자료를 사용하여 산출하였다.

Table 3.2 Monthly empirical power generation factor

Dam	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.
Andong	1.60	1.63	1.41	1.18	1.05	1.00	1.10	1.00	1.32	1.38	1.35	1.61
Imha	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00	2.00	2.00	1.00	1.00	0.50

6 개의 운영 영역을 구분하기 위해서는 5 개의 경계가 필요하다. 그 중 2 개는 홍수기 제한수위와 저수위로 고정된 값이고, 상한수위와 중간 수위 및 하한수위는 추계학적 또는 실적 유입량과 모의모형을 사용하고 최적화 방법 등으로 구하여야 한다.

기존 음해 추계학적 방법은 유입량 등 수문조건으로 대표되는 저수지 유입량의 추계학적 특성을 반영하기 위하여 장기간의 수문자료를 모의 발생시켜 생성한 후, 최적화모형으로 계산시간 단위별 최적 방류량 등을 도출하고, 최적방류량과 저수지 운영의 기준이 되는 초기저수량, 유입량 등의 결정변수와 상관성을 회귀분석 등을 통해 일반화된 운영률을 도출 하는 방법이다. 만약 결과가 월별로 도출되었다면 월별 회귀식이 각각 작성된다. 한편, 본 연구는 이러한 과정을 단순화시켜 최적화과정에서 월별 수위구간을 결정하여 현재시간 初 저수량과 예상유입량의 합에 대 응되는 저수지 수위가 어떤 수위구간에 있는지에 따라 방류량을 결정하 는 방식이다. 이러한 방법은 기존 회귀식에 의한 방식보다 댐관리를 담 당하는 실무자들이 이해하기가 더 쉬우며, 월별 경험실적계수의 도입으 로 다년간에 걸쳐 운영해오던 방류패턴에서 크게 벗어나지 않으면서 최 적 저수지운영을 할 수 있는 장점이 있다.

#### 3.1.2 저수지운영 모형의 개발

수위구간별 운영률에 의한 저수지 운영을 위하여 운영모형을 개발하였 다. 운영모형의 기본방정식은 저수지 유입량, 저수량, 방류량을 고려하는 연속방정식을 사용하였다.

입력자료는 초기저수위, 저수지의 제원(저수위, 홍수기 제한수위, 상시 만수위), 댐의 월별 기본계획공급량, 유입량이다. 그리고 월별로 저수지 수위구간을 결정하는 상한, 중간, 하한 수위가 필요하며, 저수위와 상시 만수위(홍수기에는 제한수위)를 더불어 사용하여 수위에 따라 6 개의 저 수지 운영구간을 설정한다. 운영구간이 설정된 후 시간단위별로 현재의 저수량과 예측되는 유입량의 합에 상응하는 수위를 구하고 어느 운영구 간에 속하는 지를 결정한 다음 운영구간에 따라 저류 및 방류를 결정한 다. 전체 시간에 대해 모의가 이루어지면 시간별 저수위, 저수량, 방류 량, 기본계획공급량 대비 부족량 등이 결정되고 발전량 계산을 수행한 다. 이와 같은 계산과정에 대한 흐름도는 Fig. 3.3과 같다.





운영모형은 Fortran으로 작성되었으며, 주프로그램과 6 개의 부프로그 랚으로 구성되어있다. 아동댂의 단독운영을 위하 저수지 모의운영 모형 의 소스코드를 부록 B에 수록하였다. 각각의 부프로그램에 대한 설명은 다음과 같다.

(1) 주프로그램

설정된 상한, 중간, 하한 수위와 초기저수위, 저수지의 제원(저수위, 홍수기 제한수위, 상시만수위), 댐의 월별 기본계획공급량, 유입량을 입 력받고 순단위별 최고수위 및 최저수위를 설정한다. 이때, 평갈수 시에 는 상시만수위가 최대값이 되고 홍수기에는 홍수기 제한수위가 설정되어 있을 경우 이 수위가 최대값이된다. 최소값은 저수지 제원상의 저수위 (低水位)로 설정된다. 수위구간별 운영구간은 입력된 상한, 중간, 하한 수위와 최대값 및 최소값을 이용하여 6 개로 나눈다. 이상과 같은 초기 작업이 완료되면 simulation zone6 부프로그램을 호출하여 모의를 수행 한다. 모의가 끝나면 순별 저수지운영 결과와 월단위 요약결과를 출력한 다. 11 10

(2) simulation\_zone6 부프로그램

순단위 시간간격으로 t 시간의 저수량과 t+1 시간의 예측되는 유입 량의 합에 상응하는 수위를 find\_zone6 부프로그램에 전달하여 운영영 역을 결정한다. 그리고 운영영역에 따라 방류량을 계산한다. 현재시간의 저수량은 연속방정식으로 계산되며, 순단위 기본계획공급량을 충족하지 못할 때에는 부족량을 계산하다. 이상과 같은 과정을 모의시간이 끝날 때까지 반복 수행한다.

(3) find zone6 부프로그램

현 상태의 수위, 시간을 입력받아 저수지 운영영역 중 해당 영역 번호 를 반환한다.

(4) coordinate 부프로그램

월별 상한, 중간, 하한 수위를 입력 받아 순단위 운영 최고 및 최저 수위를 참고하여 순단위 상한, 중간, 하한 수위를 만든다. 이때 각 월의 영역 구분 수위값을 선형보간하여 순단위 수위를 생성한다.

(5) sto 부프로그램
 안동 및 임하 다목적댐의 현 상태 수위를 입력 받아 수위별 변환식으
 로 저수량을 계산한다.

(6) wl 부프로그램

안동 및 임하 다목적댐의 현 상태 저수량을 입력 받아 저수량 구간별 변환식으로 저수위를 계산한다.

(7) power 부프로그램

시간단위별로 계산된 방류량과 저수위를 사용하여 발전량을 계산한다. 이때 부가적으로 첨두발전시간, 최대발전사용수량, 수두-유량 발전효율 표 등이 사용된다. 발전량 계산식은 다음과 같다.

 $P = Q \cdot H \cdot \epsilon(Q, H) \tag{5.1}$ 

여기서, *P*는 평균 전력 생산량(kW), *Q*는 저수지 방류량, *H*는 평균 유효수두로서 평균 총 수두에서 평균 방류수위와 손실수두를 제외한 값, *ϵ*는 전체 발전효율이다.

## 3.2 저수지운영률 도출을 위한 메타휴리스틱 기법의 선정

### 3.2.1 메타휴리스틱 기법의 선정 방법

전 절에서 개발한 수위구간별 운영률을 사용하는 저수지운영 모형은 하나의 저수지만 단독으로 운영할 경우 미지수가 36 개이며, 2 개의 저 수지를 연계하여 운영할 경우에는 미지수가 72(36×2) 개이다.

일반적으로 미지수의 개수가 많아지면 전역최적해를 찾기가 어려워진 다. 전역최적해를 찾는 여러 가지 방법들이 수자원 분야에서는 강우-유 출모형의 매개변수를 추정하는데 많이 사용되고 있으며, 특히 유전자 알 고리즘, SCE-UA 알고리즘 등 전역최적해를 찾는 메타휴리스틱 방법이 많이 사용되고 있다. Duan et al.(1992)은 매개변수 공간에서 균등난수 샘플링(uniform random sampling)과 도해적 사영(graphical projection) 방법, 전체 격자(exhaustive gridding) 방법을 6 개의 변수 를 가진 강우-유출 모형에 적용하여 최적화문제의 복잡성을 규명하였다. 변수의 숫자가 많아질수록 지역적 수렴영역(region of attraction)과 지 역해(local optima)의 개수가 많아지며, 목적함수의 표면은 매끄럽지 못 하고 미분 불가능한 표면이 많아진다.

총 36 개의 변수를 가지는 저수지 단독운영 운영모형으로 34 개의 수 위는 고정하고 2 월말의 중간수위과 3 월말의 하한수위를 변경하는 전 체 격자방법을 사용하여 목적함수 평면을 Fig. 3.4에 나타내었다. 이때 목적함수는 물부족지수를 사용하였으며 구체적인 형태는 다음 장에 설명 하였다. Fig. 3.4에서 보는 바와 같이 지역적 수렴영역이 다수 존재하며 목적함수의 표면 또한 매끄럽지 못하고 미분 불가능한 표면(절벽)이 존 재한다. 만약 전통적인 최적화 방법을 사용하여 최적해를 찾고자 한다면 초기값에 따라 수렴값이 달라지며 또한 발산하는 경우가 발생할 것으로 생각된다. 이와 같은 이유들로 저수지 수위구간을 결정하는 최적화방법 은 매우 정교해야 할 것으로 판단된다.

전역최적화 방법을 개발하는 연구자들은 최적화방법의 성능을 평가하 기 위해 다양한 검사함수(test function)를 만들어 성능을 평가하고 있 다. 본 연구에 사용한 검사함수는 Mishra의 연구(2006a, 2006b)에서 사 용한 중요하고 복잡한 검사함수이다. 본 연구에서는 유전자 알고리즘, SCE-UA 알고리즘, DDS 알고리즘을 검사함수 중 전역해를 찾기 어려 운 2 차원 함수 2 가지, 다차원 함수 4 가지 함수에 적용하여 각각의 탐색 성능을 평가하였다. 이를 바탕으로 저수지운영률 도출을 위하여 적 합한 알고리즘을 선택하였다.





Fig. 3.4 Mesh plot of an objective function

3.2.2 메타휴리스틱 기법의 비교를 위한 검사함수

(1) Bukin 함수

Bukin 함수의 형태는 Fig. 3.5(a)와 같이 위아래로 변동하는 미세한 모서리를 가진 차원분열 도형(fractal)과 유사하다. 이러한 특성 때문에 최적화 방법으로 2 차원 Bukin 함수의 전역최적해를 찾는 것은 매우 어 렵다. 이 함수의 한 변수(x<sub>1</sub>)의 정의구역은 [-15, -5]이며, 나머지 변수 (x<sub>2</sub>)의 정의구역은 [-3, 3]이며, 함수의 형태는 Eq. (3.2a)과 같고 최적 해는 Eq. (3.2b)와 같다.

$$f(x_1, x_2) = 100\sqrt{|x_2 - 0.01x_1^2|} + 0.01|x_1 + 10|$$
(3.2a)  
$$f_{\min}(-10, 1) = 0$$
(3.2b)

(2) Shubert 함수

2 차원 Shubert 함수의 형태는 규칙적으로 여러 개의 극값 (multi-modal)이 존재하며, 극값 주위에 여러 개의 작은 극값들을 가진 형태이다(Fig. 3.5(b)). 독립변수의 정의구역은 동일하게 [-10, 10]이며, 최적해는 -186.7309이며, 2 차원 함수는 Eq. (3.3)와 같다.

$$f(\mathbf{x}) = \prod_{j=1}^{2} \sum_{i=1}^{5} \left[ i \cos\left((i+1)x_{j}+i\right) \right]$$
(3.3)



Fig. 3.5 Mesh plot of the test functions

(3) Michalewicz 함수

Michalewicz 함수는 정의구역 [0, π] 구간에서 흥미로운 다중 극값을 갖는 함수이다(Eq. (3.4a)). 2 차원일 경우 함수의 형태는 Fig. 3.5(c)와 같다. 이 함수는 표면을 결정하는 추가적인 변수(*p*)가 있으며, *p*가 10일 경우 독립변수의 차원(*m*)에 따라 다른 최적해를 가진다(Eq. 3.4b).

$$f(\mathbf{x}) = -\sum_{i=1}^{m} \sin(x_i) \left( \sin(ix_i^2/\pi) \right)^{2p}$$
(3.4a)  
$$f(\mathbf{x}) = -1\ 8013\ (m=2) \quad f(\mathbf{x}) = -9\ 6602\ (m=10)$$

$$f(\boldsymbol{x})_{\min} = -1.8013 \quad (m = 2), \quad f(\boldsymbol{x})_{\min} = -9.6002 \quad (m = 10),$$
  
$$f(\boldsymbol{x})_{\min} = -29.6309 \quad (m = 30), \quad f(\boldsymbol{x})_{\min} = -49.6248 \quad (m = 50) \quad (3.4b)$$

(4) Griewank 함수

Griewank 함수는 정의구역 [-600, 600]에서 많은 수의 지역해를 가 지는 전형적인 다중 극값을 갖는 함수이다. 최적해는 독립변수의 차원에 상관없이 원점에서 '0'이며, 함수는 Eq. (3.5)와 같고, 2 차원일 경우 함 수의 형태는 Fig. 3.5(d)와 같다.

$$f(\mathbf{x}) = \sum_{i=1}^{m} \left( x_i^2 / 4000 \right) - \prod_{i=1}^{m} \cos\left( x_i / \sqrt{i} \right) + 1$$
(3.5)

(5) Rastrigin 함수

Rastrigin 함수는 Griewank 함수의 형태와 유사하지만 정의구역 내에 서 지역해의 수가 적다. 정의구역 [-5.12, 5.12]에서 다수의 지역해를 가지는 전형적인 다중 극값을 갖는 함수이며, 최적해는 독립변수의 차원 에 상관없이 원점에서 '0'이며, 함수는 Eq. (3.6)와 같고, 2 차원일 경우 함수의 형태는 Fig. 3.5(e)와 같다.

$$f(\mathbf{x}) = 10m + \sum_{i=1}^{m} \left( x_i^2 - 10\cos\left(2\pi x_i\right) \right)$$
(3.6)

(6) Schwefel 함수

이 함수는 정의구역 [-500, 500]에서 다수의 지역해를 가지는 다중 극값을 갖는 함수(Eq. (3.7))이고, 최적해는 차원에 관계없이 최적해는 '0'이다. 2 차원일 경우 함수의 형태는 Fig. 3.5(f)와 같다.

$$f(\mathbf{x}) = 418.9829m - \sum_{i=1}^{m} \left[ x_i \sin(\sqrt{|x_i|}) \right]$$

(3.7)

### 3.2.3 검사함수를 통한 메타휴리스틱 기법의 비교

Bukin과 Shubert 검사함수는 2 차원이고 Michalewicz, Griewank, Rastrigin, Schwefel 검사함수는 다차원이다. 본 연구에서 도출하고자 하는 매개변수의 개수를 고려하여 다차원 검사함수의 경우에는 차원을 10, 40, 80으로 하였다. 다만 Michalewicz 함수는 50 차원까지의 전역 최적해가 알려져 있어 차원을 10, 30, 50으로 하였다.

유전자 알고리즘을 사용하여 각각의 검사함수의 전역최적해를 결정하 기 위해서는 해의 적합도를 평가하는 목적함수, 해의 표현, 초기해 생성 방법, 진화과정에서 다음 세대를 생성하는데 활용되는 유전연산자, 모집 단의 크기를 설정하여야 한다. 해의 적합도를 평가하는 목적함수는 각각 의 검사함수식(Eq. 3.1 ~ 3.6)을 최소화하는 것으로 하였다. 또한 각 변 수에 대한 제약조건의 최대값 및 최소값은 정의구역의 최대값 및 최소값 으로 하였다. 해를 표현하는 방법에는 일반적으로 이진코딩(binary coding)이 많이 사용되고 있으나, 해공간에서 가까운 두 점이 부호공간 에서도 항상 가깝도록 사상(mapping)되지 않는 단점을 가진다. 이와 같 은 것을 해밍절벽(Hamming Cliff)이라 한다. 본 연구에서는 변수와 유전 자간에 일대일 일치로 프로그래밍이 간편해지고, 매우 큰 정의영역을 정하는 것이 가능한 실수코딩(decimal coding) 방법을 사용하였다. 유전자 알고리즘에서 모집단의 크기를 결정하는 엄격한 규칙은 없다. 일반적으로 모집단의 크기가 크면 클수록 더 많은 계산시간을 필요로 하지만 큰 다양성을 확보할 수 있다. 각 세대의 모집단 수를 100으로 설정하였고, 총 500 세대를 진화하도록 하였다. 초기 모집단은 해공간에서 무작위로 샘플링 하였다. 알고리즘에서 사용되는 3 가지 기본적인 유전연산자는 교배, 돌연변이, 선택이다. 교배연산에는 간단하면서 자주 이용되는 일점 교배를 사용하였고, 교배확률은 0.85를 사용하였다. 탐색성능을 높이기 위하여 동적 돌연변이를 사용하였고, 재생산을 위하여 roulette wheel 방법을 사용하였다.

SCE-UA 방법은 최적화 과정에 전역 표본 형성(global sampling)과 컴플렉스 진화(complex evolution)를 도입한 CRS(controlled random search) 방법을 개선한 것이다. CRS는 크게 두 가지 단계로 나눌 수 있 다. 첫째는 주어진 해 공간(solution space)에서 무작위 표본을 형성한 후 지역 최소값 주변의 후보 점 군집(clusters)을 구성한다. 둘째는 각각 의 군집에 대하여 지역 탐색기법으로 최소값을 찾아간다. SCE-UA 기법 은 CRS 기법과 같이 무작위 표본 형성으로 시작하여, 목적함수 값의 오 름차순으로 표본 점들을 배열한 뒤 이를 몇 개의 컴플렉스로 구분한다. 그 후 반사, 확장, 축소, 수축의 진화(evolution) 과정을 통하여 최소값 주변으로 축소된 컴플렉스를 형성한다. 그 다음 서로 다른 컴플렉스의 점들을 섞어 새로운 컴플렉스를 형성한 뒤 다시 진화과정을 수행한다. SCE-UA 방법은 몇 가지의 변수에 의해 제어되는 확률적 및 결정적 구 성요소를 포함하고 있다. 적절한 수행을 위해 제어변수를 신중하게 고 려하여야 한다. 제어변수는 각 컴플렉스를 구성하는 점의 수(m), subcomplex내의 점의 수(q), 전체 컴플렉스의 수(p), 모집단에서 필요한 최소 컴플렉스의 수(p<sub>min</sub>), 각 subcomplex에 의해 생성되는 자손의 수 (α), 각 컴플렉스에 의해 수행되는 진화단계의 수(β)이다. 본 연구에서는 Duan et al.(1994)의 연구결과에 따라 제어변수를 설정하였다. 각 컴플 렉스를 구성하는 점의 수는 m(=2×차원수+1), subcomplex내의 점의 수는 q(=차원수+1), 전체 컴플렉스의 수는 많을수록 좋지만, 많아지면 계산시간이 늘어나므로 5 개로 하였다. 또한 모집단에서 필요한 최소 컴 플렉스의 수는 5 개, 각 subcomplex에 의해 생성되는 연속자손의 수는 1 개, 각 컴플렉스에 의해 수행되는 진화단계의 수는 m으로 설정하였 다. 목적함수와 제약조건은 유전자 알고리즘에 의한 것과 동일하다. 이 상과 같은 SCE-UA 알고리즘을 사용하여 검사함수의 전역최적해를 구 하였다.

DDS 알고리즘에서 유일하게 설정이 필요한 매개변수는 근방크기 교 란 매개변수(r)의 스칼라 양이다. r 매개변수는 결정변수 범위의 일부분 과 같은 무작위 교란크기 표준편차로 정의된다. 본 연구에서는 r 매개변 수 디폴트값을 0.2로 설정하였고, 최대반복횟수는 200,000 번으로 하였 다. 목적함수는 각각의 검사함수식(Eq. 3.1 ~ 3.6)을 최소화하는 것으로 하였다. 또한 각각 변수에 대한 제약조건은 정의구역의 상한값과 하한값 을 사용하였다.

유전자 알고리즘, SCE-UA 알고리즘, 차원변화 탐색기법에 대해 위와 같이 설정하고 각각의 방법을 사용하여 6 가지 검사함수에 적용하였다. 방법별로 최종 수렴된 최적해를 Table. 3.3에 나타내었다.

Test function	Dimonsion	Global	Method					
	Dimension	minimum	GA	SCE-UA	DDS			
Bukin	m=2	0.0	0.1189	0.3179	0.1319			
Shubert	m=2	-186.7309	-186.7309	-184.9621	-186.7309			
Michalewicz	m=10	-9.6602	-9.5389	-9.6135	-9.6601			
	m=30	-29.6309	-27.1815	-13.2821	-29.6221			
	m=50	-49.6248	-40.4773	-18.3191	-49.5643			
Griewank	m=10	0.0	1.3304	0.0001	0.0076			
	m=40	0.0	273.3680	0.0006	0.0914			
	m=80	0.0	812.8959	0.0020	0.5281			
Rastrigin	m=10	0.0	8.2506	0.0001×10 <sup>-1</sup>	0.0001			
	m=40	0.0	289.4491	0.0003	0.01455			
	m=80	0.0	829.6625	0.0044	0.2882			
Schwefel	m=10	0.0	400.2834	1546 <mark>.</mark> 7103	0.0002			
	m=40	0.0	9147.8135	11886.9247	947.5750			
	m=80	0.0	22598.7285	25890.8022	2606.3600			
	1	13	CH O	III				

Table 3.3 Converged optimal value for 6 test functions

2 차원 함수인 Bukin 함수의 전역최적해는 '0'이나 유전자 알고리즘은 0.1189, SCE-UA 알고리즘은 0.3179, DDS 알고리즘은 0.1319로 수렴 하였다. 모든 최적화 방법이 전역최적해를 찾을 수 없었지만, 유전자 알 고리즘이 가장 전역최적해에 가까웠고 다음으로 DDS 알고리즘 순서였 다. 각 알고리즘별 수렴양상을 Fig. 3.6에 나타내었다. 유전자 알고리즘 은 함수평가횟수 100 ~ 700 번 구간에서 목적함수값이 6 정도로 유지 되다가 900 ~ 1900 번 구간에서는 3.7 근방을 유지한다. 그리고 2,000 번 이후에 0.61을 유지하다가 12,927 번째 평가부터 최종 반복 (200,000)에 0.1189로 수렴하였다. SCE-UA 알고리즘은 함수평가횟수 100 ~ 2,094 번 구간에서 목적함수값이 급격하게 감소하다가 최종적으 로 4,434 번에서 최종값에 수렴하였다. SCE-UA 알고리즘은 일정횟수 의 혼합(shuffling)과정에도 매개변수의 변화가 없거나 최대반복횟수를 초과하면 계산을 종료하는 종료기준을 가지고 있는데, Bukin 함수의 최 적해를 찾는 과정에서 10 번의 혼합과정에서 매개변수의 변화가 없어 4,434 번에서 계산이 종료되었다. DDS 알고리즘은 26,788 번째 함수평 가횟수까지 급격히 목적함수의 값이 감소하다가 194,898 번째에서 최종 값 0.13187로 수렵하였다. 최종수렴값은 유전자 알고리즘에 의한 최적 해가 가장 가까웠지만 반복횟수 4,400 정도까지는 SCE-UA 알고리즘이 반복횟수에 비해 전역해를 찾아가는 수렴속도가 빨랐으며, 이후에는 유 전자 알고리즘, DDS 알고리즘 순이었다.



Fig. 3.6 Comparison of a performance for the Bukin function

다른 하나의 2 차원 함수인 Shubert 함수의 알려진 전역최적해는 -186.7309이고, 유전자 알고리즘은 -186.7309, SCE-UA 알고리즘은 -184.9621, DDS 알고리즘은 -186.7309로 수렴하였다. 유전자 알고리 즘과 DDS 알고리즘에 의한 최종수렴값은 소수점 4 자리에서 동일하였 다. 각 알고리즘별 수렴양상을 Fig. 3.7에 나타내었다. 유전자 알고리즘 은 함수평가횟수 전 구간에서 목적함수값에 가까운 값으로 유지되다가 4,645 번째부터 -186.7309로 수렴되었다. SCE-UA 알고리즘은 함수평 가횟수 300 번까지 목적함수값이 급격하게 감소하다가 2657번째부터 -184.9621로 수렴되어 종료기준에 의해 5,042 번째에서 계산이 종료되 었다. DDS 알고리즘은 함수평가횟수 200 번까지 목적함수값이 급격하 게 감소하다가 30,525 번째부터 -186.7310으로 수렴되었다. 최종수렴 양상은 DDS 알고리즘이 타 알고리즘보다 빠르게 수렴하였다.



Fig. 3.7 Comparison of a performance for the Shubert function

지역수렴 영역이 많을 것으로 판단되는 10 차원 Michalewicz 함수의 전역최적해는 -9.6602이나 유전자 알고리즘은 -9.5389, SCE-UA 알고 리즘은 -9.6135, DDS 알고리즘은 -9.6601로 수렴하였다. DDS 알고리 즘으로 구한 최적해가 전역최적해와 매우 근접하였고 다음으로 SCE-UA 알고리즘, 유전자 알고리즘 순이었다. 알고리즘별 수렴양상을 Fig. 3.8에 나타내었다.

유전자 알고리즘은 함수평가횟수 10,000 번까지 목적함수값이 가장 빠르게 수렴하였으나 이후에는 느리게 수렴하였고 최종적으로 193,616 번 반복에서 최종값에 수렴하였다. SCE-UA 알고리즘은 25,293 번까지 서서히 수렴하다가 36,676 번에서 최종값으로 수렴하였다. DDS 알고리 즘은 유전자 알고리즘과 유사하게 수렴하다가 11,931 번 이후에 전역값 에 가깝게 수렴하기 시작하여 최종적으로 137,611 번 반복으로 전역해 를 구하였다.



Fig. 3.8 Comparison of a performance for the Michalewizc function (m=10)

30 및 50 차원 Michalewicz 함수의 전역최적해는 각각 -29.6309, -49.6248인데 유전자 알고리즘은 -27.1815, -40.6143, SCE-UA 알고 리즘은 -13.2821, -18.3191, DDS 알고리즘은 -29.6221, -49.5643으 로 수렴하였다. 두 함수 모두 DDS 알고리즘으로 구한 최적해가 전역최 적해와 매우 근접하였고 다음으로 유전자 알고리즘, SCE-UA 알고리즘 순이었다. 알고리즘별 수렴양상을 각각 Fig. 3.9와 3.10에 나타내었다.

유전자 알고리즘은 두 경우 모두 함수평가횟수 24,239 번까지 목적함 수값이 가장 빠르게 수렴하였으나 이후에는 느리게 수렴하여 최종적으로 199,373 번, 200,000 번 반복에서 최종값에 수렴하였다. SCE-UA 알 고리즘은 두 경우 모두 가장 열등한 결과 보였다. DDS 알고리즘은 두 함수 모두 24,239 번 이후에 전역최적해 근방의 값으로 수렴하였다. 전 역최적해와 수렴한 값의 편차는 0.03 %, 0.12 %였다.



Fig. 3.9 Comparison of a performance for the Michalewizc function (m=30)



Fig. 3.10 Comparison of a performance for the Michalewizc function (m=50)

변수의 값이 '0'에 가까워질수록 감소하는 목적함수 형태를 가지면서 그 근방으로 돌기 같은 많은 지역해를 가질 것으로 예상되는 10, 40, 80 차원 Griewank 함수의 전역최적해는 모든 차원에 대해 '0'이다. 10 차원 Griewank 함수의 경우 유전자 알고리즘은 1.3304, SCE-UA 알고 리즘은 0.0001, DDS 알고리즘은 0.0076으로 수렵하였다. 10 차원의 경 우 SCE-UA 알고리즘으로 구한 최적해가 전역최적해와 매우 근접하였 고 다음으로 DDS 알고리즘, 유전자 알고리즘 순이었다. 40 차원 Griewank 함수의 경우는 유전자 알고리즘은 273.3680으로 많은 편차를 보였고, SCE-UA 알고리즘은 0.0006, DDS 알고리즘은 0.0914로 수렴 하였다. 40 차원의 경우 역시 SCE-UA 알고리즘으로 구한 최적해가 전 역최적해와 매우 근접하였고 다음으로 DDS 알고리즘, 유전자 알고리즘 순이었다. 80 차원 Griewank 함수는 유전자 알고리즘은 812.8959로 큰 편차를 보였고, SCE-UA 알고리즘은 0.0020, DDS 알고리즘은 0.5281 로 수렴하였다. 80 차원의 경우 역시 SCE-UA 알고리즘으로 구한 최적 해가 전역최적해와 매우 근접하였고 다음으로 DDS 알고리즘, 유전자 알 고리즘 순이었다.

10, 40, 80 차원 Griewank 함수에 대한 각 알고리즘별 수렴양상을 Fig. 3.11 ~ 3.13에 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 3 가지 함수 모두 초기에는 유전자 알고리즘이 빠르게 수렴하다가 지역해에 수렴하였 고 SCE-UA 알고리즘은 전체적으로 빠르게 수렴하고 정교하게 전역최 적해에 도달하였다. 이 때 10 차원의 경우는 17,799, 40 차원의 경우 65,916, 80 차원의 경우 128,463 번에 최적해에 수렴하였다. DDS 알고 리즘은 전체 반복횟수에 대해 꾸준히 목적함수의 값이 감소하여 최종적 으로 최적해에 수렴하였다. 3 가지 함수에 대해 185,333, 197,151, 199,483 번 함수평가로 수렴해에 도달하였다.

유전자 알고리즘은 10 차원 Griewank 함수에 대해서는 최종수렴값이 전역최적해와 편차가 적었으나, 40 차원에서는 273, 80 차원에서는 813으로 편차가 커졌다. SCE-UA 알고리즘은 10, 40, 80 차원 함수에 대해 전체적으로 빠르고 정교하게 최적해에 수렴하였다. DDS 알고리즘 은 주어진 반복횟수 내에서 초기에 전체적으로 탐색하고 최대반복횟수에 가까워질수록 지역적으로 최적해를 찾는 특성을 잘 나타나는 것을 볼 수 있다.



Fig. 3.12 Comparison of a performance for the Griewank function (m=40)



Fig. 3.13 Comparison of a performance for the Griewank function (m=80)

Griewank 함수의 형태와 유사한 10, 40, 80 차원 Rastrigin 함수의 전역최적해 역시 모든 차원에 대해 '0'이다. 최종적으로 수렴한 최적해 결과값은 앞선 Griewank 함수의 결과와 유사하였다. 10 차원 Rastrigin 함수에 대해서는 유전자 알고리즘은 8.2506, SCE-UA 알고리즘은 0.00001, DDS 알고리즘은 0.0001로 수렴하였다. SCE-UA 알고리즘으 로 구한 최적해가 전역최적해와 거의 일치하였고 DDS 알고리즘 또한 매우 근접하였다. 유전자 알고리즘은 큰 편차를 보였다. 40 차원 Rastrigin 함수에 대해 유전자 알고리즘은 289.4491로 많은 편차를 보 였고, SCE-UA 알고리즘은 0.0003, DDS 알고리즘은 0.01455로 수렴하 였다. 40 차원의 경우 역시 SCE-UA 알고리즘으로 구한 최적해가 전역 알고리즘은 829.6625로 큰 편차를 보였고, SCE-UA 알고리즘은 0.0044, DDS 알고리즘은 0.2882로 수렴하였다. 80 차원의 경우 역시 SCE-UA 알고리즘으로 구한 최적해가 전역최적해와 매우 근접하였고 다음으로 DDS 알고리즘, 유전자 알고리즘 순이었다.

10, 40, 80 차원 Rastrigin 함수에 대한 각 알고리즘별 수렴양상을 Fig. 3.14 ~ 3.16에 나타내었다. 3 가지 함수 모두 유전자 알고리즘은 전역최적해와 동떨어진 지역해에 수렴하였고 SCE-UA와 DDS 알고리 즘은 전역최적해 근방으로 근접하였다. 유전자 알고리즘은 10 차원 Rastrigin 함수에 대해서는 최종수렴값이 전역최적해와 편차가 적었으 나, 40과 80 차원에서는 편차가 커졌다. SCE-UA 알고리즘은 10 차원 의 경우는 26,098, 40 차원의 경우 75,404, 80 차원의 경우 151,678 번에 최적해에 수렴하였다. SCE-UA 알고리즘은 10, 40, 80 차원 함수 에 대해 전체적으로 빠르고 정교하게 최적해에 수렴하였다. DDS 알고리 즘은 전체 반복횟수에 대해 꾸준히 목적함수의 값이 감소하여 최종적으 로 최적해에 수렴하였다. 3 가지 함수에 대해 185,333, 197,151, 198,857 번 함수평가로 수렴해에 도달하였다. Griewank 함수의 경우와 마찬가지로 DDS 알고리즘은 주어진 반복횟수 내에서 최적해를 찾는 특 성을 볼 수 있다.



Fig. 3.15 Comparison of a performance for the Rastrigin function (m=40)



Fig. 3.16 Comparison of a performance for the Rastrigin function (m=80)

지역수렴영역이 상대적으로 다른 함수보다 넓은 10, 40, 80 차원 Schwefel 함수의 전역최적해 역시 모든 차원에 대해 '0'이다. 최종적으 로 수렴한 최적해 결과값은 Michalewicz 함수의 결과와 유사하였다. 10 차원 Schwefel 함수에 대해서는 유전자 알고리즘은 400.2834, SCE-UA 알고리즘은 1546.7103, DDS 알고리즘은 0.0002로 수렴하였 다. 결과에서 보는 바와 같이 DDS 알고리즘으로 구한 최적해가 전역최 적해와 거의 근접하였고 유전자 알고리즘과 SCE-UA 알고리즘은 매우 큰 편차를 보였다. 40 차원 Schwefel 함수에 대해 유전자 알고리즘은 9147.8135로 많은 편차를 보였고, SCE-UA 알고리즘은 11,886.9247로 가장 큰 편차를 보였다. DDS 알고리즘은 947.5750으로 수렴하였다. 3 가지 알고리즘 모두 전역최적해와 편차를 보였지만 DDS 알고리즘에 의 한 최적해와 다른 두 알고리즘에 의한 최적해는 1 오더(order) 정도의 차이가 났다. 80 차원 Schwefel 함수의 경우 역시 40 차원 함수의 결 과와 비슷한 양상을 보였다. 앞에서 지역수렴 영역이 큰 Michalewicz 함수와 Schwefel 함수에 대한 결과는 매우 흡사한 결과이다.

10, 40, 80 차원 Schwefel 함수에 대한 각 알고리즘별 수렴양상을 Fig. 3.17 ~ 3.19에 나타내었다. 3 가지 함수 모두에 대하여 유전자 알 고리즘과 SCE-UA 알고리즘은 전역최적해와 동떨어진 지역해에 수렴하 였고 DDS 알고리즘은 다른 2 가지 알고리즘보다 나은 결과를 보였다. 유전자 알고리즘은 10, 40, 80 차원 Schwefel 함수에 대해서 최종수렴 값이 전역최적해와 큰 편차를 나타내었다. SCE-UA 알고리즘은 10, 40, 80 차원의 경우 유전자 알고리즘의 결과보다 좋지 않은 결과를 보였다. DDS 알고리즘은 전체 반복횟수에 대해 꾸준히 목적함수의 값이 감소하 여 최종적으로 최적해에 수렴하였다. 3 가지 함수에 대해 189,088, 197,981, 199,184 번 함수평가로 수렴해에 도달하였다.



Fig. 3.17 Comparison of a performance for the Schwefel function (m=10)



Fig. 3.19 Comparison of a performance for the Schwefel function (m=80)

#### 3.2.4 메타휴리스틱 기법의 선정

본 연구에서는 저수지운영률 도출을 위한 적절한 최적화방법을 선정하 기 위해 다양한 검사함수를 사용하여 유전자 알고리즘, SCE-UA 알고리 즘, DDS 알고리즘에 대한 평가를 수행하였다. 사용된 검사함수는 전역 해를 찾기 어려운 2 차원 함수 2 가지, 다차원 함수 4 가지이다.

2차원 함수인 Bukin 함수에 대해서는 모든 최적화 방법이 전역최적해 를 찾을 수 없었지만, 유전자 알고리즘이 가장 전역최적해에 가까웠고 다음으로 DDS 알고리즘 순서였다. SCE-UA 알고리즘이 반복횟수에 비 해 전역해를 찾아가는 수렴속도가 매우 빨랐으며, 이후에는 유전자 알고 리즘, DDS 알고리즘 순이었다. 다른 하나의 2차원 함수인 Shubert 함수 에 대해서는 유전자 알고리즘과 DDS 알고리즘이 전역최적해를 찾았으 며, 두 알고리즘에 의한 최종수렴값은 소수점 4 자리에서 동일하였다. 최종수렴 양상은 DDS 알고리즘이 타 알고리즘보다 빠르게 수렴하였다.

지역수렴 영역이 많을 것으로 판단되는 10, 30, 50 차원 Michalewicz 함수에 대해서는 DDS 알고리즘으로 구한 최적해가 전역최적해와 매우 근접하였고 다음으로 SCE-UA 알고리즘, 유전자 알고리즘 순이었다.

변수의 값이 '0'에 가까워질수록 감소하는 목적함수 형태를 가지면서 근방으로 돌기 같은 많은 지역해를 가질 것으로 예상되는 10, 40, 80 차원 Griewank 함수와 Rastrigin 함수에 대해서는 SCE-UA 알고리즘으 로 구한 최적해가 전역최적해와 매우 근접하였고 다음으로 DDS 알고리 즘, 유전자 알고리즘 순이었다. 초기에는 유전자 알고리즘이 빠르게 수 렴하다가 지역해에 수렴하였고 SCE-UA 알고리즘은 전체적으로 빠르게 수렴하고 정교하게 전역최적해에 도달하였다. DDS 알고리즘은 전체 반 복횟수에 대해 꾸준히 목적함수의 값이 감소하여 최종적으로 최적해에 수렴하였다. DDS 알고리즘은 주어진 반복횟수 내에서 최적해를 찾는 특 성을 볼 수 있다.

지역수렴 영역이 상대적으로 다른 함수보다 넓은 10 차원 Schwefel 함수에 대해서는 DDS 알고리즘으로 구한 최적해가 전역최적해와 거의 근접하였고 유전자 알고리즘과 SCE-UA 알고리즘은 매우 큰 편차를 보 였다. 40, 80 차원 Schwefel 함수에 대해서는 3 가지 알고리즘 모두 전 역최적해와 편차를 보였지만 DDS 알고리즘에 의한 최적해와 다른 두 알고리즘에 의한 최적해는 1 오더(order) 정도의 차이가 났다. 지역수렴 영역이 큰 Michalewicz 함수와 Schwefel 함수에 대한 결과는 매우 흡 사한 결과이다.

위와 같은 결과로 유전자 알고리즘은 매개변수의 수가 적을 경우 우수 한 탐색성능을 가졌으며, SCE-UA 알고리즘은 Griewank, Rastrigin 함 수와 같은 형태인 경우 우수한 성능을 보였다. DDS 알고리즘은 전체적 으로 우수한 탐색 능력을 가진 것으로 판단된다. 그러므로 수위구간 영 역별 저수지운영률 도출을 위한 적절한 최적화방법으로 DDS 알고리즘 을 선정하였다.

11 10

# 제4장 입력자료의 구성 및 저수지운영 평가기준

## 4.1 연구대상 댐

#### 4.1.1 안동 및 임하 다목적댐의 일반 현황

낙동강은 유역면적 크기로 볼 때 한강유역 다음으로 큰 대하천으로 유 역면적은 23,384 ㎢이며 유역에는 5 개의 다목적댐이 있다. 그 중 안동 및 임하 다목적대의 유역면적은 각각 1.584 ㎢, 1.361 ㎢로서 낙동강 전체 유역면적의 약 6.6 %, 5.8 %에 해당된다. 수원으로부터 댐 지점까 지의 유로연장은 안동댐 167.3 km, 임하댐 98.1 km이다. 유역의 형상계 수는 안동댐 0.05, 임하댐 0.14이며 유역평균폭은 안동댐 9.21 km, 임하 댐 13.87 km이다. 안동댐은 낙동강 하구로부터 340 km 상류지점, 반변 천 합류점에서 상류로 약 4 km 떨어진 낙동강본류 계곡에 위치하고 있 으며, 임하댐은 반변천 합류점에서 약 16 km 지점에 위치한다(Fig. 4.1). 안동 다목적댐은 4 대강 유역 종합개발사업의 일환으로 건설되었으며, 낙동강유역내 수자원을 개발하여 댐하류 지역에 관개용수 및 생공용수를 공급하고 발전 및 홍수조절을 수행할 목적으로 낙동강 상류에 건설되었 다. 안동 다목적댐 지점 조사는 1961년에 처음 실시되었으나 수자원 개 발방향이 수력발전 단일목적으로 계획규모가 미미하였다. 그러나 날로 성장하는 사회적, 경제적 여건 변동에 따른 종합적이고 포괄적인 수자원 개발의 요구로 인하여 1966년에 안동 다목적댐 기본조사를 실시하는 한 편 낙동강유역 기본조사까지 병행하게 되었다. 여기서, 급증하는 용수수 요 증가로 인한 물 부족량을 충족하기 위하여, 여러 분야에 걸쳐 각종 조사를 실시하여 몇 개의 댐지점을 선정하고 타당성조사를 실시한 결과 최우선 댐으로 안동 다목적댐 건설이 건의되었다(건설부와 산업기지개발 공사, 1977).



Fig. 4.1 Basin map of Andong and Imha Dam

안동 다목적댐 건설사업은 1971년 4월 1일에 착공하여 만 5년 6개월

만인 1976년 10월 28일에 준공하였다(Fig. 4.2). 안동다목적댐의 총저 수용량은 상시만수위를 기준으로 1,248×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>이며, 유효 저수용량은 1,000×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>이다. 안동다목적댐은 낙동강 본류로부터 관개되는 40,000 ha의 농업용수공급을 보장하며, 또한 급속도로 증가하고 있는 대도시권의 생공용수를 1984년까지 보장하도록 계획되었다. 수력발전은 시설용량 90,000 kW로 연간 158 GWh의 전력공급이 가능하도록 계획 되었다.



Fig. 4.2 View of Andong Dam

4 대강 유역 종합개발계획의 일환으로 시행한 임하 다목적댐 건설사 업은 낙동강수계가 보유하고 있는 수자원을 고도로 개발하여 댐하류 유 역에 위치한 도시, 공업지역 및 농경지에 생활, 공업 및 관개용수를 공 급하는 동시에 수력에너지 개발과 홍수조절을 목적으로 하는 다목적댐 사업으로 계획되었다. 임하다목적댂이 위치하 낙동강은 한반도 동남단에 위치하여 경상남도의 거의 대부분을 점유하고 있으며 강원도와 전라북도 의 극히 일부를 포함하고 있다. 수몰지 보상조사 과정에서 상류댐 지점 으로부터 25 km 상류에 있는 공공시설을 이설하는 경우의 사업성을 감 안한 결과 하류댐 지점을 개발함이 타당하다는 결론을 얻었다. 이에 따 라 1983년 하류댐 지점을 단독으로 개발하는 목적으로 2 차 타당성조사 를 실시하여 1983년 10월부터 1984년 12월까지 기본계획 및 실시설계 를 최종 확정하였다. 「금호강 개선방안수립 보고서(건설부와 한국수자 원공사, 1989)」에서는 금호강의 정상적인 하천기능 회복과 금호강 중 상류지역 및 경주, 포항 등 형산강유역 도시들의 장래 생공용수 수요증 가에 대처하기 위한 용수공급 시설계획을 수립함에 있어서 수혜지역의 현안 문제점과 그 해결책을 매우 중요하게 다루었다. 임하댐을 다목적으 로 개발하기 위한 조사는 1966년부터 수차에 걸쳐 댐하류 지점과 상류 지점에서 시행되었다. 당시 안동다목적댐의 타당성조사를 담당하였던 도 화종합기술공사에서는 임하댐과 안동댐의 동시 개발을 제안한 바 있고 UNDP/FAO 팀도 긍정적으로 검토한 바 있으며 또한 1979년 일본 해외 경제협력단은 다목적댐으로 개발하되 안동댐과 종합운영토록 제안한 바 도 있다.

임하 다목적댐 건설사업은 1985년 3월 26일에 착공하여 만 7년 2개 월 만인 1992년 5월 13일에 준공하였다(Fig. 4.3). 임하 다목적댐의 총 저수용량은 상시만수위를 기준으로 595×10<sup>6</sup> ㎡이며, 유효저수용량은 424×10<sup>6</sup> ㎡이다. 임하 다목적댐은 대구 및 구미 등 내륙공업도시의 생 활·공업, 관개용수를 연간 444×10<sup>6</sup> ㎡ 공급하고, 포항 및 경주 등지의 생활·공업 용수, 금호강 하천유지용수를 연간 184×10<sup>6</sup> ㎡ 공급하고 있 다. 수력발전은 시설용량 50,000 kW로 연간 96.7 GWh의 전력공급을
가능하도록 계획되었다(건설교통부와 한국수자원공사, 1992).



Fig. 4.3 View of Imha Dam

(1) 안동 및 임하 다목적댐의 강수량 현황

2008년 초 기준으로 안동 및 임하 다목적댐 유역의 강우관측소는 각 각 9 개소와 7 개소가 운영되고 있으며, 이들 관측소 자료를 이용하여 면적평균 강수량을 산정하고 있다. 강수량자료는 한국수자원공사의 DB 에서 추출하였으며, 월별 강수량자료를 Table 4.1과 4.2에 나타내었다.

안동댐 유역의 평균강수량은 1,144.9 mm로 우리나라 전체의 평균강수 량보다 적은 값이다. 7월부터 9월까지의 강수량이 연강수량의 약 56 % 를 차지한다. 또한 임하댐 유역의 평균강수량은 안동댐보다 적은 1,020.3 mm이며, 7월부터 9월까지의 강수량이 연강수량의 약 58 %를 차지한다.

Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Sum
1977	0.6	0.0	50.1	180.9	30.3	97.5	51.3	178.4	118.5	28.4	81.3	25.2	842.5
1978	14.0	38.5	36.7	54.8	9.7	254.6	86.2	185.5	30.0	63.5	21.9	20.0	815.4
1979	22.3	35.5	76.0	81.7	87.8	192.4	115.5	165.1	172.3	10.5	7.3	18.3	984.7
1980	11.0	2.5	28.2	138.9	86.2	145.0	258.2	257.3	128.7	68.9	28.5	20.7	1174.1
1981	18.0	16.8	31.5	49.4	30.8	130.9	306.9	346.0	185.4	12.0	25.9	1.9	1155.4
1982	1.7	2.5	33.1	29.5	76.6	24.4	181.9	275.4	3.9	7.3	69.5	10.6	716.4
1983	7.7	5.2	53.8	139.1	37.4	75.8	169.5	122.6	126.9	28.6	0.7	0.6	767.9
1984	0.1	13.5	21.9	116.3	73.3	216.4	215.9	219.7	269.2	11.5	59.5	20.9	1238.2
1985	4.3	21.5	64.1	55.9	166.3	33.5	217.3	204.8	224.7	114.5	34.5	12.6	1154.0
1986	1.5	10.2	8.4	29.4	84.3	178.5	241.2	247.1	70.1	138.2	13.7	39.5	1062.2
1987	46.3	65.4	32.7	54.8	96.7	181.3	466.8	386.1	31.6	28.3	48.5	3.6	1442.1
1988	5.1	3.8	26.0	66.1	38.0	106.0	462.3	136.7	95.1	2.0	8.4	5.1	954.6
1989	91.0	51.8	105.2	18.0	58.7	147.5	374.2	203.5	210.4	37.0	140.1	10.0	1447.4
1990	39.0	110.9	53.5	85.1	115.5	310.3	250.9	158.4	363.9	19.0	59.3	1.5	1567.3
1991	18.0	44.0	59.1	102.4	93.7	98.4	<mark>39</mark> 0.8	144.3	194.7	3.1	2.7	32.8	1184.0
1992	5.2	7.4	32.7	69.0	87.2	53.0	<mark>25</mark> 9.0	151.8	157.7	15.5	10.0	42.5	891.0
1993	20.5	52.7	33.7	55.8	162.9	164.6	288.8	422.8	87.7	34.5	52.8	12.6	1389.4
1994	15.1	8.4	31.5	37.9	141.0	197.0	79.2	170.6	33 <mark>.</mark> 1	122.2	16.5	5.9	858.4
1995	12.4	6 <mark>.</mark> 6	50.1	61.1	62.5	87.4	171.5	309.4	<b>3</b> 4.2	37.1	13.8	2.9	849.0
1996	31.1	5.9	109.8	55.4	43.0	246.2	164.4	122.0	29.7	53.1	46.9	27.7	935.2
1997	18.1	34.1	27.1	61.8	201.6	145.5	343.7	169.0	71.2	11.5	139.9	39.6	1263.1
1998	16.5	31.2	27.0	112.7	85.6	171.9	241.2	354.5	161.8	46.1	30.4	1.4	1280.3
1999	1.2	2.8	69.7	103.7	113.9	193.5	146.7	342.6	383.0	78.9	19.5	2.9	1458.4
2000	19.6	0.2	20.2	53.7	70.6	142.7	146.4	212.7	292.2	21.7	42.7	7.8	1030.5
2001	24.3	46.7	15.7	13.7	15.6	220.9	218.5	48.4	119.4	94.4	6.0	16.8	840.4
2002	50.2	0.0	39.0	172.4	128.1	53.8	231.5	786.7	82.4	49.8	9.4	37.8	1641.1
2003	19.2	37.9	37.6	214.5	168.7	197.7	392.0	300.5	313.3	20.3	75.0	19.9	1796.6
2004	6.0	36.3	27.2	96.7	139.7	278.8	299.6	323.5	169.0	1.6	24.6	22.0	1425.0
2005	16.0	17.0	59.1	73.0	61.7	173.6	310.8	194.8	164.3	29.9	9.4	0.2	1109.8
2006	25.9	29.9	8.1	93.0	132.1	95.2	695.9	149.1	43.6	29.1	51.5	7.1	1360.5
2007	1.0	32.1	130.3	16.2	115.5	126.9	190.2	305.5	242.7	16.7	3.8	18.0	1198.9
2008	34.8	2.4	58.5	33.3	53.8	129.2	311.8	209.0	52.7	29.2	8.0	10.3	933.0
2009	7.4	22.0	60.3	50.5	113.3	102.7	343.5	138.4	72.2	12.5	59.5	33.4	1015.7
Avg.	18.3	24.1	46.0	78.1	90.4	150.7	261.3	240.7	143.5	38.7	37.0	16.1	1144.9

Table 4.1 Precipitation of Andong Dam basin (mm)

Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Sum
1993	33.3	41.9	30.7	37.6	169.4	145.9	281.6	380.0	73.4	26.2	51.0	9.4	1280.4
1994	15.4	7.3	18.5	31.4	107.7	116.1	84.9	95.8	26.5	98.4	19.3	4.9	626.2
1995	24.6	12.8	42.1	64.6	54.6	86.3	127.5	229.9	29.3	26.4	7.9	1.7	707.7
1996	14.8	0.0	114.8	36.1	98.0	279.2	108.2	112.9	26.0	32.1	39.3	26.0	887.4
1997	20.3	17.7	15.2	56.1	146.2	145.9	326.9	142.9	44.5	5.1	117.5	43.8	1082.1
1998	23.8	22.9	25.6	116.1	74.6	140.5	229.7	359.9	114.1	27.8	19.2	1.6	1155.8
1999	2.4	3.1	61.6	76.4	121.4	172.8	114.9	290.0	322.1	59.1	11.7	0.5	1236.0
2000	10.6	0.2	23.7	36.1	40.0	132.9	149.3	184.7	236.2	19.5	50.6	1.6	885.4
2001	30.1	46.7	10.2	13.6	21.5	198.1	85.4	62.8	148.3	81.3	6.4	18.1	722.5
2002	70.5	0.0	40.5	151.1	102.1	24.5	180.7	672.4	74.7	54.4	2.5	41.5	1414.9
2003	16.3	27.5	44.3	179.6	166.4	158.3	341.3	284.6	250.7	11.1	66.5	12.1	1558.7
2004	2.2	26.8	11.9	74.2	85.9	277.0	222.0	287.6	159.3	2.7	35.6	14.4	1199.6
2005	17.9	18.5	60.1	45.1	40.4	126.3	224.0	218.8	139.4	16.1	4.6	0.1	911.3
2006	18.3	21.7	11.5	96.2	104.6	41.2	609.0	111.6	59.2	21.1	45.7	7.5	1147.6
2007	0.4	28.0	81.2	16.6	101.4	139.9	135.9	221.8	240.4	24.8	3.1	18.1	1011.6
2008	36.3	0.9	36.6	36.9	52.4	127.1	152.7	128.8	51.2	27.1	7.7	9.9	667.6
2009	3.9	16.5	37.6	31.3	110.1	66.4	<mark>3</mark> 41.1	91.4	76.3	9.2	40.6	25.5	849.9
Avg.	20.1	17.2	39.2	64.6	93.9	139.9	<mark>218</mark> .5	228.0	121.9	31.9	31.1	13.9	1020.3

Table 4.2 Precipitation of Imha Dam basin (mm)

## (2) 안동 및 임하 다목적댐의 유입량 현황

안동 및 임하 다목적댐의 유입량 현황을 Table 4.3과 4.4에 나타내었 다. 안동댐의 연평균 유입량은 1,013.2×10<sup>6</sup> m으로, 가장 유입량이 많 았던 해는 2003년으로 1,967.8 ×10<sup>6</sup> m, 가장 유입량이 적었던 해는 1982년으로 479.2 ×10<sup>6</sup> m'이었다. 임하댐의 연평균 유입량은 725.5×10<sup>6</sup> m'으로, 최대유입량이 있었던 해는 역시 2003년으로 1,722.7 ×10<sup>6</sup> m', 최소유입량이 유입되었던 해는 1994년으로 224.2×10<sup>6</sup> m'이었다. 또한 안동과 임하 다목적댐의 강수량과 유출량의 관계를 Fig. 4.4에 나타내었다. 연유출률은 안동댐은 55.9 %, 임하댐은 52.2 %이다. 대체로 강수량 1,000 m보다 적은 경우에는 안동댐의 유출 률이 더 컸고, 1,000 mm보다 많은 경우에는 임하댐의 유출률이 더 컸다.

Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Sum
1977	5.3	4.8	6.5	150.9	48.6	32.2	96.7	60.6	156.0	20.4	36.2	17.1	635.3
1978	24.1	19.2	43.4	45.4	14.3	143.9	314.1	269.8	57.4	28.2	32.7	22.1	1014.6
1979	16.7	26.5	87.1	153.5	76.2	259.5	121.4	163.9	127.0	28.6	9.0	12.2	1081.5
1980	10.2	9.7	16.8	181.9	90.9	131.0	297.6	285.8	204.4	46.8	21.5	14.6	1311.3
1981	11.8	13.7	49.9	43.7	24.4	37.4	277.2	219.7	264.0	21.2	15.6	11.6	990.2
1982	11.4	10.2	35.4	34.4	36.8	20.1	36.8	232.4	27.1	7.5	12.4	14.7	479.2
1983	7.9	7.4	35.8	108.4	65.2	26.2	154.3	104.8	160.7	30.3	11.2	9.3	721.5
1984	8.7	6.2	10.1	60.6	62.5	99.4	153.1	144.7	346.9	22.3	22.4	15.3	952.2
1985	9.0	10.6	34.4	58.6	154.0	26.1	179.6	274.6	208.5	172.5	24.4	20.6	1172.8
1986	13.2	11.2	21.8	24.7	34.6	49.3	190.0	115.3	55.0	92.5	25.5	25.4	658.4
1987	26.8	90.4	60.4	59.1	54.0	156.3	418.2	395.8	116.5	19.5	18.8	14.9	1430.6
1988	11.6	9.0	15.7	35.3	18.9	32.4	424.8	76.0	48.7	18.9	9.9	9.8	711.1
1989	26.9	20.2	142.8	54.5	29.8	76.8	262.5	127.2	218.5	30.2	119.2	24.0	1132.6
1990	18.4	107.0	91.9	115.0	90.1	271.9	260.9	89.3	379.1	39.3	28.2	20.2	1511.2
1991	14.9	18.1	52.5	99.6	53.4	60.5	<mark>341.6</mark>	211.0	136.0	45.2	18.1	18.3	1069.2
1992	19.5	16.1	57.6	60.4	74.3	23.5	<mark>146.</mark> 6	121.2	134.8	36.9	10.8	17.9	719.7
1993	16.0	27.0	34.9	45.6	168.2	69.9	289.0	589.2	81.7	20.1	22.3	17.5	1381.5
1994	17.2	15.5	19.0	27.5	74.9	28.9	188.1	48.3	22.6	56.8	22.3	14.5	535.7
1995	8.1	5.4	30.7	44.2	26.4	23.8	107.9	237.7	62.6	14.5	8.6	6.9	577.0
1996	9.0	8.6	51.7	42.3	47.6	164.5	140.9	38.7	21.8	9.1	19.4	17.4	571.1
1997	10.9	13.3	31.2	53.5	165.9	79.3	402.4	134.4	26.7	12.3	55.4	84.1	1069.4
1998	19.0	34.9	50.4	131.5	66.1	81.0	308.9	498.8	61.1	107.8	15.6	13.0	1388.1
1999	9.9	9.4	33.6	120.3	60.1	131.0	82.1	435.0	526.4	88.2	31.4	15.0	1542.3
2000	16.1	9.6	14.3	30.7	31.0	56.8	89.1	174.2	384.1	27.4	25.9	15.9	875.0
2001	19.0	20.0	48.1	22.6	12.0	68.8	187.2	47.4	45.4	59.7	18.2	12.5	561.0
2002	38.7	14.2	24.1	72.6	209.4	16.9	158.5	833.9	243.2	39.3	13.6	21.3	1685.6
2003	12.4	15.6	56.1	199.0	177.0	146.4	490.8	285.5	490.8	23.4	39.4	31.5	1967.8
2004	10.8	17.5	25.8	45.4	88.5	238.8	395.3	301.1	156.8	21.6	12.2	11.3	1325.2
2005	4.2	6.0	34.5	72.1	24.7	35.9	341.4	138.0	133.5	50.8	11.7	4.0	856.9
2006	8.1	9.5	10.7	65.8	78.2	28.1	899.2	117.2	32.8	12.9	15.7	13.0	1291.0
2007	4.4	8.0	59.1	56.5	38.6	27.5	143.6	273.3	348.9	23.1	8.1	8.2	999.3
2008	8.3	4.4	32.8	37.5	11.4	26.5	280.2	177.9	26.2	9.0	5.6	3.8	623.6
2009	2.3	6.1	14.4	21.0	40.6	18.1	347.3	97.7	16.1	7.2	10.7	13.8	595.1
Avg.	13.7	18.3	40.4	71.9	68.1	81.5	258.4	221.8	161.2	37.7	22.8	17.3	1013.2

Table 4.3 Inflow of Andong Dam basin ( $\times 10^6 \text{ m}^3$ )

Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Sum
1993	11.2	40.1	25.7	18.9	154.7	50.8	289.4	470.7	51.1	8.8	11.9	12.2	1145.5
1994	9.0	6.1	13.9	14.3	38.4	17.2	69.0	13.2	4.3	26.2	9.0	3.6	224.2
1995	2.3	3.4	16.9	27.4	12.7	16.0	46.5	86.6	28.3	6.8	4.2	3.6	254.6
1996	3.9	3.9	30.1	13.6	21.1	183.7	74.7	13.4	8.9	5.3	4.6	4.8	368.0
1997	2.6	2.1	5.9	21.0	62.3	49.6	349.8	63.7	7.3	3.1	18.6	49.9	636.0
1998	22.6	31.6	26.7	128.2	29.7	44.1	227.0	453.9	38.1	59.0	11.8	5.0	1077.8
1999	2.5	2.1	25.6	73.1	38.9	92.2	57.4	239.6	445.2	42.0	15.3	4.9	1038.8
2000	6.7	4.1	5.3	10.0	4.9	39.8	73.5	98.2	286.6	16.0	12.5	9.1	566.7
2001	9.6	14.2	36.7	7.0	2.7	66.2	40.8	11.9	57.2	37.9	10.8	5.6	300.5
2002	51.2	10.7	15.6	72.7	152.1	10.0	72.0	706.8	172.0	34.3	6.4	18.4	1322.1
2003	6.5	17.8	63.9	160.4	166.7	144.2	420.0	276.2	412.2	14.4	26.4	14.0	1722.7
2004	4.4	8.0	11.5	27.4	64.0	254.1	291.0	238.8	127.7	15.2	8.4	6.7	1057.1
2005	4.5	9.9	43.7	32.9	8.8	16.2	167.3	136.3	103.8	14.2	5.5	3.1	546.2
2006	4.2	6.3	7.2	55.4	40.7	12.3	675.0	58.4	25.5	7.2	7.3	7.3	906.9
2007	3.8	5.5	24.7	20.7	19.9	38.1	78.1	121.2	282.0	10.7	3.8	3.5	611.9
2008	6.4	3.6	17.7	25.5	7.2	20.8	60.5	45.1	9.4	4.2	2.3	2.5	205.3
2009	2.6	2.9	5.4	4.2	20.5	4.0	<mark>22</mark> 6.6	60.4	8.0	5.4	3.6	6.2	349.8
Avg.	9.0	10.1	22.2	41.9	49.7	62.3	189.3	182.0	121.6	18.3	9.6	9.4	725.5

Table 4.4 Inflow of Imha Dam basin ( $\times 10^6$  m<sup>3</sup>)



Fig. 4.4 Rainfall-runoff relationship of Andong and Imha Dam basins

## 4.1.2 안동 및 임하 다목적댐의 저수지 및 발전소 현황

(1) 저수지 및 발전소 제원

안동 및 임하 다목적댐의 저수지 및 발전소 제원을 Table 4.5에 나타 내었다.

Specification	Unit	Andong Dam	Imha Dam					
Dam	-10							
River		Nakdonggang	Banbyeoncheon					
Туре		Earth Core Rock Fill Dam	Earth Core Rock Fill Dam					
Height	m	83	73					
Length	m	612	515					
Dam crest elevation	El. m	166	168					
Reservoir								
Reservoir area	km²	51.5	26.4					
Flood water level	El. m	161.7	164.7					
Normal water level	El. m	160	163					
Restricted water level	El. m	-/	161.7(154)					
Low water level	El. m	130	137					
Min. water level for water supply	El. m	121	124					
Target year	year	1984	2001					
Construction period		'71.4 ~ '77.5	'84.12 ~ '93.12					
Gross storage capacity	$10^6$ m <sup>3</sup>	1,248	595					
Effective storage capacity	$10^6 \text{ m}^3$	1,000	424					
Flood control capacity	$10^6 \text{ m}^3$	110	80(244)					
Inactive storage capacity	$10^6 \text{ m}^3$	130	84					
Power generation								
Installed capacity	$10^4$ kW	9.0	5.0					
Annual energy output	GWh	158	78.7					
Rated head	m	57.0	48.4					
Max. turbine discharge	m³/s	161	119					

## Table 4.5 Specifications of Andong and Imha Dam

안동댐과 임하댐의 저수위-저수용량 변환식을 Table 4.6과 4.7에 나 타내었다. 저수위에서 저수용량으로 변환하는 식은 댐운영 실무편람(한 국수자원공사, 2009)에서 발췌하였으나, 저수용량에서 저수위로 변환하 는 식은 저수용량을 4 가지의 경우로 나누어 회귀식을 작성하였다. 구한 식들의 결정계수는 거의 '1'에 가깝도록 3 차원 다항식으로 작성하였다 (Fig. 4.5와 4.6).

	Range	Equation						
	120.0 <h≤134.2< td=""><td colspan="7"><math display="block">\nabla = 0.0008258622H^3 + 0.02586269H^2 - 31.924H + 2136.05</math></td></h≤134.2<>	$\nabla = 0.0008258622H^3 + 0.02586269H^2 - 31.924H + 2136.05$						
	134.2 <h≤143.7< td=""><td><math display="block">V = 0.001718H^3 - 0.1633963H^2 - 29.34797H + 3043.206</math></td></h≤143.7<>	$V = 0.001718H^3 - 0.1633963H^2 - 29.34797H + 3043.206$						
H→V	143.7 <h≤154.3< td=""><td><math display="block">V = 0.001519727H^{3} - 0.05171788H^{2} - 47.95492H + 3999.218</math></td></h≤154.3<>	$V = 0.001519727H^{3} - 0.05171788H^{2} - 47.95492H + 3999.218$						
	154.3 <h≤154.3< td=""><td><math display="block">V = 0.0008918457H^3 + 0.1787029H^2 - 74.41829H + 4903.154</math></td></h≤154.3<>	$V = 0.0008918457H^3 + 0.1787029H^2 - 74.41829H + 4903.154$						
	114.967 <v≤309.735< td=""><td><math display="block">H = 107.629323 + 0.1451459384V - 0.0002828378003V^{2} + 2.880293121E - 007V^{3}</math></td></v≤309.735<>	$H = 107.629323 + 0.1451459384V - 0.0002828378003V^{2} + 2.880293121E - 007V^{3}$						
V J	309.735 <v≤559.168< td=""><td>H = 112.1418041 + 0.09509162909V - 9.290644139E-005V2 + 4.425388601E-008V3</td></v≤559.168<>	H = 112.1418041 + 0.09509162909V - 9.290644139E-005V2 + 4.425388601E-008V3						
V→H	559.168 <v≤982.778< td=""><td>H = 119.7197644 + 0.05825596478V - 3.150341393E - 005V2 + 8.908666525E - 009V3</td></v≤982.778<>	H = 119.7197644 + 0.05825596478V - 3.150341393E - 005V2 + 8.908666525E - 009V3						
	982.778 <v≤1,495.605< td=""><td><math display="block"> H = 125.7142621 + 0.03941629226V - \\ 1.168989455E - 005V^2 + 1.937984011E - 009V^3 </math></td></v≤1,495.605<>	$ H = 125.7142621 + 0.03941629226V - \\ 1.168989455E - 005V^2 + 1.937984011E - 009V^3 $						

Table 4.6 Storage - elevation relationship (Andong Dam)

Table 4.7 Storage - elevation relationship (Imha Dam)

	Range	Equation
	0.0 <h≦130.9< td=""><td><math display="block">V = 0.0002174105H^3 + 0.04988731H^2 - 17.936070H + 1082.604</math></td></h≦130.9<>	$V = 0.0002174105H^3 + 0.04988731H^2 - 17.936070H + 1082.604$
H→V	130.9 <h≦137.9< td=""><td><math display="block">V = -0.000071197790H^3 + 0.19829750H^2 - 41.64396H + 2290.319</math></td></h≦137.9<>	$V = -0.000071197790H^3 + 0.19829750H^2 - 41.64396H + 2290.319$
	137.9 <h≦159.0< td=""><td><math display="block">V = 0.001231674 H^3 - 0.24357150 H^2 + 5.8670210 H + 724.9631</math></td></h≦159.0<>	$V = 0.001231674 H^3 - 0.24357150 H^2 + 5.8670210 H + 724.9631$
	159.0 <h< td=""><td><math display="block">V = 0.2308951 \times 10^{-14} \text{H}^{7.854450}</math></td></h<>	$V = 0.2308951 \times 10^{-14} \text{H}^{7.854450}$
	40.119 <v≤77.885< td=""><td><math display="block">H = 112.6218355 + 0.3560227933V - 0.002083299942V^2 + 6.959177471E - 006V^3</math></td></v≤77.885<>	$H = 112.6218355 + 0.3560227933V - 0.002083299942V^2 + 6.959177471E - 006V^3$
V JI	77.885 <v≤196.874< td=""><td><math display="block">H = 116.6389035 + 0.2259241609V - 0.0005909848439V^{2} + 7.590134108E-007V^{3}</math></td></v≤196.874<>	$H = 116.6389035 + 0.2259241609V - 0.0005909848439V^{2} + 7.590134108E-007V^{3}$
V→H	196.874 <v≤369.146< td=""><td><math display="block"> \begin{array}{l} H = 121.9334784 \ + \ 0.1509713654V \ - \\ 0.0002329846767V^2 \ + \ 1.806557074E \ - 007V^3 \end{array} </math></td></v≤369.146<>	$ \begin{array}{l} H = 121.9334784 \ + \ 0.1509713654V \ - \\ 0.0002329846767V^2 \ + \ 1.806557074E \ - 007V^3 \end{array} $
	369.146 <v≤695.017< td=""><td><math display="block">\begin{array}{l} H = 126.5215541 + 0.1066311347V - \\ 9.390432112E - 005V^2 + 3.791894992E - 008V^3 \end{array}</math></td></v≤695.017<>	$\begin{array}{l} H = 126.5215541 + 0.1066311347V - \\ 9.390432112E - 005V^2 + 3.791894992E - 008V^3 \end{array}$



Fig. 4.6 Storage - elevation relationship of Imha Dam



안동댐('77 ~ '09) 과 임하댐('93 ~ '09)의 실적 저수위를 Fig. 4.7 과 4.8에 나타내었고, 실적 방류량과 발전량을 부록 A에 나타내었다.

(2) 다목적댐 운영 실적

댐 건설 후 여수로 방류 기간을 조사한 결과 안동댐은 2002년 ~ 2003년에 걸쳐 4 회, 임하댐은 1993년, 1998년 ~ 1999년, 2002년 ~ 2004년, 2006년 6 개년에 걸쳐 11 회 등 총 15 회가 발생한 것으로 조사되었다. 구체적인 방류기간 및 방류량은 Table 4.8과 같다. 안동댐 의 경우는 2002년 태풍 'Rusa'의 내습으로 많은 여수로 방류가 있었고, 임하댐은 2006년 7월 집중호우 및 태풍 'Ewiniar'의 영향으로 288.9×10<sup>6</sup> ㎡의 여수로 방류가 있었다.

Dam 🤇	Periods	Spill ( $\times 10^6$ m <sup>3</sup> )
0	'02. 8.29 ~ 9. 1	39.3
Andong Dom	'02. 9.12 ~ 9.21	95.4
Andong Dam	'03. 9.12 ~ 9.13	5.7
2	'03. 9.19 ~ 9.22	26.6
0	'93. 8.10 ~ 8.11	109.3
	'93. 8.13 ~ 8.17	44.4
	'98. 8.16 ~ 8.20	122.4
	'99. 9.23 ~ 9.26	147.6
	'02. 8.29 ~ 9. 5	39.3
Imha Dam	'02. 9.12 ~ 9.21	95.4
	'03. 9.11 ~ 9.13	97.6
	'03. 9.18 ~ 9.22	30.3
	'04. 6.23 ~ 6.25	21.8
	'04. 8.23 ~ 8.29	39.4
	·06. 7.17 ∼ 7.31	288.9

Table 4.8 Spill record of Andong and Imha Dam

# 4.2 추계학적 방법에 의한 댐유입량 모의발생

안동댐과 임하댐은 비교적 최근에 완공되어 유입량, 저수위, 방류량 등 수문자료들을 기록 및 관리하고 있다. 이들 자료 중 댐으로 유입하는 유량자료는 저수지운영률 도출에 중요하게 사용된다. 안동댐과 임하댐의 유입량 자료는 2009년 기준으로 각각 33년과 17년 자료만이 보유되어 있다. 하지만, 신뢰적인 저수지운영률 도출을 위해서는 보다 장기간의 댐유입량 자료가 필요하다. 그러므로 안동 및 임하댐에 대해 원시 자료 의 통계적 특성을 공간·시간적으로 보존하는 다변량 추계학적 수문모의 발생 기법(multivariate stochastic hydrologic generation technique)을 사용하여 수문자료를 연장하는 방법이 필요하다. 이를 위해 SAMS 2007을 사용하여 두 댐 지점에 대해 500년간의 댐유입량을 모의 발생 시켰다.

#### 4.2.1 다변량 PAR 모형

유량의 모의 발생을 위한 자기회귀 모형(autoregressive model; AR model)은 관측 유량자료계열이 수문학적 지속성을 가질 경우에 유량을 모의하는 방법이다. 유량은 시간단위가 짧을수록 지속성이 강해지는 것 이 보통이며, 자기회귀형의 발생방법은 유량계열의 모의발생에 널리 사 용되고 있으며 Markov 모형이라고도 부른다(Box and Jenkins, 1970). 자기회귀 모형에 의해 유량계열을 모의 발생시키는 일반적인 방정식은 다음과 같이 표시된다.

$$Z_t = d_t + \epsilon_t \tag{4.1}$$

여기서,  $Z_t$ 는 합성되는 유량이며, 아래첨자 t는 시간을 나타내고,  $d_t$ 는 유량의 확정적 성분(deterministic component),  $\epsilon_t$ 는 무작위 성분 (random component) 또는 추계학적 성분(stochastic component)이다. 자연계에서의 수문사상이 가지는 계열상관성을 모의 발생시키는 과정에 서 고려해주기 위해 확정적 성분을 포함시키며 이는 대부분 수문사상이 가지는 지속성을 반영해 준다. 무작위 성분은 평균이 '0'이며 일정한 분 산을 가지고 특정한 확률분포를 가지는 것으로 가정하여 모의 발생시키 게 된다.

AR 모형은 고려하는 시간지체(lag)에 따라 1 차, 2 차 등으로 나누어 지고, 유량자료의 계절(season or period)성에 따라 단일 계절모형 (single periodic model)과 다 계절모형(multi-periodic model)으로 나 누어지며, 지점(site)의 수에 따라 단변량 모형(univariate model)과 다 변량 모형(multivariate model)로 나누어진다.

근래에 컴퓨터 성능의 향상으로 다중 저수지, 도수, 유입량들을 포함 하는 복잡한 수자원 시스템들이 모형화가 가능해지고 있다. 이 모형들은 다변량 주기성 수문시계열의 모의 발생을 필요로 하며, 공간과 시간 모 두의 상관구조를 고려해야하기 때문에 이 또한 매우 복잡하다. 이 경우 에 가장 많이 사용되고 있는 모형은 다변량 주기성 수문시계열 (multivariate periodic autoregressive; MPAR) 모형이다.

MPAR모형 중 시간지체가 1인 모형이 가장 널리 사용되고 있으며 다음 식으로 나타낼 수 있다(Bras and Rodriguez-Iturbe, 1994).

$$\left(\boldsymbol{X}_{ij} - \boldsymbol{m}_{j}\right) = \boldsymbol{A}_{j} \left(\boldsymbol{X}_{i,j-1} - \boldsymbol{m}_{j-1}\right) + \boldsymbol{B}_{j} \boldsymbol{\epsilon}_{ij}$$

$$(4.2)$$

여기서  $X_{ij}$ 는 i년 j번째 계절에 대해 평균이  $m_j$ 이며 위치 l에서 확률면  $r_{ij}$ 의 열벡터 $(n \times 1)$ 이다. 보다 자세히 표시하면 다음과 같다.

$$\boldsymbol{X}_{ij} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{x}_{ij}^1 \\ \boldsymbol{x}_{ij}^2 \\ \vdots \\ \boldsymbol{x}_{ij}^n \end{bmatrix} \quad \boldsymbol{\square} \boldsymbol{\eth} \quad \boldsymbol{m}_j = \begin{bmatrix} \boldsymbol{m}_{x_j}^1 \\ \boldsymbol{m}_{x_j}^2 \\ \vdots \\ \boldsymbol{m}_{x_j}^n \end{bmatrix}$$

예를 들면,  $x_{ij}^1$ 은 i 년 j 계절의 수위관측소 1의 유량이고  $m_{x_j}^1$ 은 j 계절 의 평균값을 의미한다.  $A_j$ 와  $B_j$ 는 j 계절의 매개변수 행렬 $(n \times n)$ 이고,  $\epsilon_{ij}$ 는 i 년 j 계절의 표준 정규 오차 행렬 $(n \times 1)$ 이다.

Eq. (4.2)에서 평균이 '0'이 되도록  $Z_{ij} = (X_{ij} - m_j)$ 라 두면 Eq. (4.2)는 다음과 같이 간단히 쓸 수 있다.

$$\boldsymbol{Z}_{ij} = \boldsymbol{A}_j \, \boldsymbol{Z}_{i,j-1} + \boldsymbol{B}_j \, \boldsymbol{\epsilon}_j \tag{4.3}$$

j계절의 lag-0 공분산을  $M_{0_j}$ 이라 표시하고,  $Z_{ij}$ 와  $Z_{i,j-1}$ 의 공분산을  $M_{1_j}$ 이라 두면 매개변수 행렬은 다음과 같다.

$$\boldsymbol{A}_{j} = \boldsymbol{M} \boldsymbol{1}_{j} \, \boldsymbol{M} \boldsymbol{0}_{j-1}^{-1} \tag{4.4}$$

$$\boldsymbol{B}_{j}\boldsymbol{B}_{j}^{T} = \boldsymbol{M}\boldsymbol{0}_{j} - \boldsymbol{M}\boldsymbol{1}_{j} \boldsymbol{M}\boldsymbol{0}_{j-1}^{-1} \boldsymbol{M}\boldsymbol{1}_{j}^{T}$$

$$(4.5)$$

매개변수 행렬  $A_j$ 와  $B_j$ 는 표본의 lag-0와 lag-1 공분산( $M_{0_j}$ ,  $M_{1_j}$ )을 구함으로써 결정될 수 있다. 표본의 lag-0 및 lag-1 공분산은 최소자승 법으로 구할 수 있다.

부호 표기의 편의성을 위해  $Z_{ij}$ 와  $Z_{i,j-1}$ 를 각각 Y와 X라 표시한다. n개의  $y_i$ 로 이루어진 벡터 Y는 j 계절의 상태를 나타내며, 역시 n 개의 x<sub>i</sub>로 이루어진 벡터 **X**는 j-1 계절의 상태를 나타낸다. 그러면 Eq. (4.3)은 다음 식과 같이 쓸 수 있다.

 $Y = A_i X + B_i \epsilon_i$ (4.6)

Eq. (4.6)의 공분산들은 다음 식과 같다.



$$\boldsymbol{S}_{xx} = \begin{bmatrix} S_{x_1}^2 & r_{x_1x_2}S_{x_1}S_{x_2} \cdots r_{x_1x_n}S_{x_1}S_{x_n} \\ r_{x_2x_1}S_{x_2}S_{x_1} & S_{x_2}^2 & r_{x_2x_n}S_{x_2}S_{x_n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ r_{x_nx_1}S_{x_n}S_{x_1}r_{x_nx_2}S_{x_n}S_{x_2} \cdots & S_{x_n}^2 \end{bmatrix}$$
(4.10)

$$\boldsymbol{S}_{yy} = \begin{bmatrix} S_{y_1}^2 & r_{y_1y_2}S_{y_1}S_{y_2} \cdots r_{y_1y_n}S_{y_1}S_{y_n} \\ r_{y_2y_1}S_{y_2}S_{y_1} & S_{y_2}^2 & r_{y_2y_n}S_{y_2}S_{y_n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ r_{y_ny_1}S_{y_n}S_{y_1}r_{y_ny_2}S_{y_n}S_{y_2} \cdots & S_{y_n}^2 \end{bmatrix}$$
(4.11)

$$\boldsymbol{S}_{yx} = \begin{bmatrix} r_{y_1x_1}S_{x_1}S_{y_1} & r_{y_2x_1}S_{x_1}S_{y_2} & \dots & r_{y_nx_1}S_{x_1}S_{y_n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \ddots & \ddots & \vdots \\ r_{y_1x_n}S_{x_n}S_{y_1} & r_{y_2x_n}S_{x_n}S_{y_2} & \dots & r_{y_nx_n}S_{x_n}S_{y_n} \end{bmatrix}$$
(4.12)

여기서,  $S_{x_i}$ 는 변수  $x_i$ 의 표준편차,  $r_{x_i x_j}$ 는 관측소(변수)  $x_i$ 와  $x_j$ 의 lag-0 상관계수,  $r_{y_i x_j}$ 는 관측소(변수)  $y_i$ 와  $x_j$ 의 lag-1 상관계수이다.

4.2.2 댐유입량 모의 발생

그동안 많은 추계학적 모형들이 제시되어 왔으며, HEC-4(U.S. Army Corps of Engineers, 1971), LAST(Lane and Frevert, 1990), SPIGOT(Grygier and Stedinger, 1990), SAMS 2007(Sveinsson et al., 2007)와 같은 컴퓨터 소프트웨어 패키지들을 사용할 수 있다.

이러한 패키지들 중 SAMS는 1996년에 처음 개발되어 많은 개선을 거쳐 SAMS 2007에 이르고 있다. 최근 버전은 연 또는 계절 자료의 추 계학적 특성을 분석할 수 있고 원시 자료를 정규화하기 위한 여러 가지 형태의 변환이 가능하며, 단일 및 다 지점에 대한 추계학적 모의발생이 가능하며 표본 자료의 수에 관계없이 사용할 수 있으며, 발생 연수에 제 한이 없다.

본 연구에서는 유입량 모의발생을 위해 SAMS 2007 패키지를 이용하 였으며, 안동댐과 임하댐에 대해 시간지체가 1인 다변량 PAR 모형을 사 용하였다. 안동댐과 임하댐의 10 일 단위 유입량 모의 발생을 위해 각 댐들의 준공이후 유입량 관측시계열 자료를 한국수자원공사의 DB에서 일단위로 추출하여 10 일 단위로 가공하였다.

관측시계열이 정규분포를 따르지 않는 자료는 시계열 모형을 적용하기 전에 정규분포로 변환되어야 한다. SAMS 2007에서 사용할 수 있는 변 환 방법은 대수(logarithmic), Gamma, 멱(power), Box-Cox 변환이며, 각 변환식은 다음과 같다.

$$Y = \ln(X+a)$$
(4.13)  

$$Y = Gamma(X)$$
(4.14)  

$$Y = (X+a)^{b}$$
(4.15)  

$$Y = \frac{(X+a)^{b}-1}{b}, b \neq 0$$
(4.16)

여기서 Y는 정규화된 시계열, X는 원관측 시계열, a, b는 변환계수이다. 안동댐과 임하댐의 10 일 단위 유입량 시계열 자료에 대해 계절별로 네 가지 변환을 모두 이용하여 정규화된 시계열을 생성하고, 가장 정규 성이 좋은 변환을 선택하였다. 정규변환 결과를 양측 왜곡도 검정 (two-sided skewness test)과 Filliben 단측 상관 검정(Filliben one-sided correlation test)을 사용하여 10 % 유의수준에서 검정하였 다. 계절별로 채택된 변환과 두 가지 검정 결과를 Table 4.9와 4.10에 나타내었다.

안동댐은 8, 9, 15, 36 번째 계절을 제외하고는 모두 대수 변환이 채 택되었고, 나머지는 멱 변환 및 Gamma 변환이 채택되었다. 양측 왜곡 도 검정은 모든 계절이 통과되었고, 단측 상관 검정에서는 34 번째 계절 이 통과되지 못했다. 임하댐의 경우에는 모든 계절 자료가 대수 변환으 로 정규화 되었고 왜곡도 및 상관 검정을 통과하였다. 이로써 추계학적 모의 발생에 대한 기본 전제조건인 정규성은 잘 만족하는 것으로 나타났 다.

정규화된 자료는 각 계절의 평균과 표준편차를 사용하여 표준화한다. 표준화 후에 다변량 PAR 모형의 매개변수 행렬(Eq. (4.4)와 (4.5))을 모 멘트 방법(method of moments)으로 구하고 500년간의 안동 및 임하댐 의 유입량을 모의 발생시켰다.



C	Tı	ransformat	ion	Skewne	ess test	Filliben test		
Season	Trans.	Coeff. a	Coeff. b	Comp. Val.	Result	Comp. Val.	Results	
1	Log	6.5863	1.0000	-0.0582	Accept	0.9902	Accept	
2	Log	0.0000	1.0000	0.1985	Accept	0.9619	Accept	
3	Log	0.9502	1.0000	0.1503	Accept	0.9857	Accept	
4	Log	0.0000	1.0000	-0.4141	Accept	0.9711	Accept	
5	Log	1.7298	1.0000	-0.0033	Accept	0.9603	Accept	
6	Log	0.0000	1.0000	0.1307	Accept	0.9899	Accept	
7	Log	0.0000	1.0000	0.1576	Accept	0.9874	Accept	
8	None	1.0000	1.0000	0.0213	Accept	0.9916	Accept	
9	Power	-0.1099	0.6500	-0.0772	Accept	0.9868	Accept	
10	Log	0.0000	1.0000	0.1789	Accept	0.9850	Accept	
11	Log	-1.4246	1.0000	0.0125	Accept	0.9814	Accept	
12	Log	-4.9098	1.0000	-0.1360	Accept	0.9566	Accept	
13	Log	-1.4210	1.0000	0.0658	Accept	0.9851	Accept	
14	Log	0.0000	1.0000	0.1598	Accept	0.9849	Accept	
15	Gamma	0.0000	1.0000	0.0552	Accept	0.9882	Accept	
16	Log	-2.2395	1.0000	0.2467	Accept	0.9892	Accept	
17	Log	0.2660	1.0000	0.0010	Accept	0.9851	Accept	
18	Log	0.0000	1.0000	-0.0849	Accept	0.9803	Accept	
19	Log	1.0644	1.0000	-0.1783	Accept	0.9890	Accept	
20	Log	0.0000	1.0000	-0.0876	Accept	0.9890	Accept	
21	Log	0.0000	1.0000	0.1201	Accept	0.9787	Accept	
22	Log	-7.6395	1.0000	-0.1491	Accept	0.9918	Accept	
23	Log	0.0000	1.0000	-0.2474	Accept	0.9855	Accept	
24	Log	48.3429	1.0000	0.0186	Accept	0.9907	Accept	
25	Log	-1.1639	1.0000	0.2078	Accept	0.9804	Accept	
26	Log	-0.3588	1.0000	0.3152	Accept	0.9802	Accept	
27	Log	-4.3058	1.0000	-0.1572	Accept	0.9756	Accept	
28	Log	-1.9162	1.0000	0.1867	Accept	0.9769	Accept	
29	Log	-1.1775	1.0000	-0.0798	Accept	0.9837	Accept	
30	Log	-0.5193	1.0000	0.0351	Accept	0.9936	Accept	
31	Log	0.0000	1.0000	-0.1226	Accept	0.9879	Accept	
32	Log	0.0000	1.0000	0.1296	Accept	0.9902	Accept	
33	Log	-1.6522	1.0000	-0.0432	Accept	0.9853	Accept	
34	Log	-0.6939	1.0000	0.2969	Accept	0.9521	Reject	
35	Log	0.0000	1.0000	0.1555	Accept	0.9551	Accept	
36	Gamma	0.0000	1.0000	0.1485	Accept	0.9894	Accept	

Table 4.9 Results of skewness and correlation test (Andong Dam)

Skewness test of normality: Two sided test statistic at 10% significance level = 0.8240 Filliben test of normality: One sided test statistic at 10% significance level = 0.9550

Contraction	Ti	ransforma	tion	Skewne	ess test	Filliben test		
Season	Trans.	Coeff. a	Coeff. b	Comp. Val.	Result	Comp. Val.	Results	
1	Log	-0.3315	1.0000	0.0224	Accept	0.9875	Accept	
2	Log	-0.5578	1.0000	-0.1130	Accept	0.9632	Accept	
3	Log	-0.6318	1.0000	0.0918	Accept	0.9928	Accept	
4	Log	-0.4906	1.0000	-0.1721	Accept	0.9921	Accept	
5	Log	-0.5402	1.0000	-0.2335	Accept	0.9807	Accept	
6	Log	-0.6632	1.0000	0.0664	Accept	0.9879	Accept	
7	Log	-0.6761	1.0000	0.0459	Accept	0.9894	Accept	
8	Log	0.0000	1.0000	-0.0840	Accept	0.9875	Accept	
9	Log	1.1550	1.0000	-0.0088	Accept	0.9820	Accept	
10	Log	-0.7571	1.0000	-0.0157	Accept	0.9747	Accept	
11	Log	-0.4268	1.0000	-0.0691	Accept	0.9750	Accept	
12	Log	-1.4290	1.0000	-0.2913	Accept	0.9808	Accept	
13	Log	-0.7528	1.0000	0.0398	Accept	0.9878	Accept	
14	Log	0.0000	1.0000	-0.0498	Accept	0.9802	Accept	
15	Log	-0.4716	1.0000	0.0867	Accept	0.9898	Accept	
16	Log	0.0000	1.0000	-0.0672	Accept	0.9770	Accept	
17	Log	0.0000	1.0000	0.3728	Accept	0.9743	Accept	
18	Log	0.0000	1.0000	-0.3732	Accept	0.9766	Accept	
19	Log	1.5554	1.0000	-0.0366	Accept	0.9839	Accept	
20	Log	0.0000	1.0000	-0.1302	Accept	0.9822	Accept	
21	Log	0.0000	1.0000	-0.0426	Accept	0.9765	Accept	
22	Log	-0.7632	1.0000	0.1526	Accept	0.9914	Accept	
23	Log	0.0000	1.0000	-0.1570	Accept	0.9815	Accept	
24	Log	26.6600	1.0000	-0.0252	Accept	0.9569	Accept	
25	Log	0.0000	1.0000	-0.0794	Accept	0.9895	Accept	
26	Log	0.0000	1.0000	0.1565	Accept	0.9683	Accept	
27	Log	-0.8003	1.0000	-0.1474	Accept	0.9726	Accept	
28	Log	-0.4810	1.0000	-0.0896	Accept	0.9902	Accept	
29	Log	-0.5673	1.0000	-0.0355	Accept	0.9937	Accept	
30	Log	-0.3225	1.0000	0.0492	Accept	0.9892	Accept	
31	Log	-0.7030	1.0000	-0.0807	Accept	0.9866	Accept	
32	Log	-0.1362	1.0000	0.2515	Accept	0.9811	Accept	
33	Log	-0.5534	1.0000	0.0956	Accept	0.9865	Accept	
34	Log	-0.8547	1.0000	-0.0018	Accept	0.9824	Accept	
35	Log	-0.3387	1.0000	0.1985	Accept	0.9845	Accept	
36	Log	-0.7496	1.0000	-0.0224	Accept	0.9914	Accept	

Table 4.10 Results of skewness and correlation test (Imha Dam)

Skewness test of normality: Two sided test statistic at 10% significance level = 0.8240 Filliben test of normality: One sided test statistic at 10% significance level = 0.9550



Fig. 4.10 Plot of Filliben test of normality

#### 4.2.3 계절별 통계량의 비교 및 평가

안동댐 및 임하댐의 계절 시계열에 대한 모의발생 자료와 원 시계열 자료의 통계적 비교는 평균, 표준편차, 변동계수, 왜곡도, 최소값, 최대값 에 대해 수행하였고 결과를 Fig. 4.11과 4.12에 나타내었다.

안동댐에 대한 원시 자료와 모의 발생된 자료의 계절별 통계량은 원 자료의 통계적 특성을 잘 표현하고 있음을 Fig. 4.11에서 볼 수 있다. Fig. 4.11(a)에서 보는 바와 같이 거의 모든 계절에서 차이가 적었다. 그 러나 22 번째 계절의 원시 자료 평균값은 89.1×10<sup>6</sup> m'이나, 모의 발생 한 시계열의 평균값은 103.2×10<sup>6</sup> m'으로 14.0×10<sup>6</sup> m'의 차이가 있었 다. 표준편차, 변통계수, 왜곡도의 비교에서는 모든 계절에 대한 차이가 적었다. 최소값의 비교에서는 모의 발생한 자료의 계절별 최소값이 원시 자료의 최소값보다 적었으며, 최대값의 경우는 그 반대의 경향을 나타내 었다. 역시 임하댐에 대한 원시 자료와 모의 발생한 자료의 계절별 통계 량은 원시 자료의 통계적 특성을 잘 표현하고 있었다. Fig. 4.12(a)에서 보는 바와 같이 거의 모든 계절에서 평균의 차이는 적었으나, 22 와 23 번째 계절은 약 10×10<sup>6</sup> m'의 차이가 있었다. 나머지 통계량에 대해서는 안동댐의 경우와 유사한 경향을 보였다.

또한 원시 자료와 모의 발생한 시계열 자료에 대한 계절간 교차 상관 계수를 Fig. 4.13에 나타내었다. 원시 자료와 모의 발생한 시계열 자료 에 대한 계절간 교차 상관계수는 1 ~ 6 번째 계절(1월과 2월)에 편차를 보였지만 나머지 계절에 대해서는 모의 발생한 시계열이 원시 시계열의 특성을 잘 표현하고 있음을 볼 수 있었다.



Fig. 4.11 Statistical comparison of measured and generated inflow data at Andong Dam



Fig. 4.12 Statistical comparison of measured and generated inflow data at Imha Dam



Fig. 4.13 Comparison of cross correlation of Andong and Imha Dam

전체 계절에 대한 두 댐지점의 원시 유입량 자료와 모의 발생한 자료 의 자기상관함수를 Fig. 4.14와 4.15에 나타내었다. 안동댐의 경우 lag-5까지 유의한 값이었으며, lag-1 자기상관계수는 원시 자료가 0.382이었고, 모의 발생한 자료는 0.433이었고, lag-2 자기상관계수는 원시 자료가 0.222, 모의 발생한 자료가 0.253이었다. 또한 임하댐의 경 우는 역시 lag-5까지 유의한 값이었으며, lag-1 자기상관계수는 원시 자료가 0.432이었고, 모의 발생한 자료는 0.453이었고, lag-2 자기상관 계수는 원시 자료가 0.280, 모의 발생한 자료가 0.260이었다.

이상에서 살펴본 바와 같이 MPAR 모형에 의해 모의 발생된 유입량 시계열은 안동댐과 임하댐의 과거 유입량 자료의 특성을 잘 반영하여 발 생되었다.



Fig. 4.15 Comparison of an autocorrelation function (Imha Dam)

# 4.3 저수지운영 평가기준

논문에서 개발한 장기 저수지운영률을 통해 저수지운영을 수행한 다음 기존 운영실적과 모의결과를 Hashimoto et al.(1982)이 제시한 저수지 운영 평가기준에 따라 비교하고자 한다. 수자원시스템의 운영 상황은 어 떤 기준을 충족할 때를 성공 또는 기준을 충족하지 못할 때는 실패로 설 명될 수 있다. 본 연구에서는 운영기간별 기본계획방류량을 방류하였을 때를 성공으로 하였고 기본계획방류량에 미치지 못하는 양을 방류하였을 때는 실패로 규정하였다. 이와 같이 정의할 때 시스템은 3 가지 다른 관 점으로 평가할 수 있다. 첫째, 시스템의 실패가 얼마나 자주 발생하였는 지? 둘째, 시스템에 실패가 발생하였을 때 얼마나 빨리 회복하였는지? 셋째, 시스템의 실패가 얼마나 심각하게 발생하였는지? 이와 같은 3 가 지는 신뢰도(reliability), 회복도(resiliency), 취약도(vulnerability) 지표 로 표현할 수 있다.

#### 4.3.1 신뢰도

시스템의 결과 상태를 확률변수 *SV*<sub>i</sub>로 표시하고, *t*는 시간이다. 일반 적으로 *SV*<sub>i</sub>의 가능한 값은 두 가지의 집합으로 나누어진다. *SS*는 시스 템이 성공일 경우의 집합, *FS*는 실패일 경우의 집합이다. 모든 시간 *t*에 서 시스템의 결과는 두 가지 집합중의 하나이다. 시스템의 신뢰도는 빈 도 또는 시스템이 성공 상태에 있을 확률 *Rel*로 표현할 수 있다.

$$Rel = \operatorname{Prob}[SV_t \in SS] \tag{4.17}$$

본 연구에서 사용하지 않은 신뢰도의 다른 정의는 수자원계획을 할 때 종종 사용되는 고정된 기간 내에 실패가 발생하지 않을 확률이다. 만약 수자원계획 기간이 단일 기간이면, 두 가지 정의는 동일하다.

신뢰도는 수자원계획에서 널리 사용되는 개념이다. 신뢰도는 종종 위 험도의 반대 개념이다. 즉, 위험 또는 실패의 확률은 간단히 1-*Rel*이다. 신뢰도와 위험의 정의는 실패의 심도나 영향력을 설명할 수 없다. 실패 의 심도는 회복도 또는 취약도와 같은 다른 기준에 의해 설명될 수 있 다.

#### 4.3.2 회복도

회복도는 실패가 발생했을 때, 실패로부터 얼마나 빨리 회복하는 지를 설명한다. 만약 실패가 지속되고 시스템의 회복이 느리다면, 이것은 시 스템 설계와 밀접한 관련이 있다. 이와 같은 경우에 만족스러운 결과로 빨리 회복되도록 시스템을 설계하여야 한다.

NATIONAL UN

회복도는 수학적으로 정확한 정의가 가능하다.  $T_{FS}$ 를 실패 후에 시스 템의 결과가 여전히 불만족한 상태(실패)로 있는 시간이라고 하자. 시스 템의 회복도는  $T_{FS}$ 의 기대값의 역수로 정의될 수 있다. 기대값에 대한 수학적 표현을 유도하기 위해 다음과 같이 두자.

$$C_t = 1 \qquad SV_t \in SS \tag{4.18}$$

 $C_t = 0$   $SV_t \in FS$ 

그리고  $1/n\sum_{t=1}^{n} C_t$ 는 시간 t=1에서 t=n까지 시스템의 결과 또는 성

능이 만족되는 기간의 비율이다. 결국, 이 비율은 성능이 만족되는 확률 로 근사되고, 따라서 시스템의 신뢰도와 같게 된다.

$$\lim_{n \to \infty} \frac{1}{n} \sum_{t=1}^{n} C_t = Rel$$
(4.19)

₩는 만족에서 불만족 상태로 전이되는 것을 나타낸다.

$$W_t = 1$$
 $SV_t \in SS$ 
 $SV_{t+1} \in FS$ 
 (4.20)

  $W_t = 0$ 
 otherwise
 (4.20)

 결국,  $W_t$ 의 평균값은 시스템이  $t$  시간에 집합  $SS$ 에 있고,  $t+1$  시간에

 집합  $FS$ 가 될 확률  $\lambda$ 와 같다.

  $\lambda = \operatorname{Prob}\{SV_t \in SS, SV_{t+1} \in FS\} = \lim_{n \to \infty} \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n W_t$ 
 (4.21)

n 기간 동안 만족되지 않거나 실패상태가 지속되는 평균 시간은 Eq. (4.22)이다.

$$\overline{T_{FS}} = \frac{TTF}{NTF}$$
(4.22)

여기서 TTF는 상태가 FS 에 있는 전체 시간이고, NTF는 상태 SS에 서 상태 FS가 되는 시간의 수이다. 그러므로 아래 식과 같이 쓸 수 있다.

$$\overline{T_{FS}} = \frac{1}{n} \sum_{t=1}^{n} (1 - C_t) \left( \frac{1}{n} \sum_{t=1}^{n} W_t \right)^{-1}$$
(4.23)

n이 무한대로 갈 때, 평균 지속시간  $\overline{T_{FS}}$ 는 그것의 평균값인  $(1-Rel)/\lambda$ 에 근사할 것이다. 그러므로 시스템의 결과 또는 성능이 만족 되지 않은 기대 시간의 길이는 Eq. (4.24)과 같다.

$$E[T_{FS}] = \frac{1 - Rel}{\lambda} \tag{4.24}$$

이것은 실패가 발생했을 때 실패가 지속될 것으로 기대된 시간 기간의 평균 숫자를 정의한다. 이것의 역수는 시스템의 평균 회복률이고, 회복 도를 나타낸다.

$$Res = \frac{\lambda}{1 - Rel} = \frac{\operatorname{Prob}\{SV_t \in SS \text{ and } SV_{t+1} \in FS\}}{\operatorname{Prob}\{SV_t \in FS\}}$$
(4.25)

결국, 집합 SS의 만족하는 상태에서 집합 FS의 불만족한 상태로 전이 되는 숫자는 반대방향에서 전이되는 숫자와 같아야만 한다.

 $\operatorname{Prob}\{SV_t \in SS \text{ and } SV_{t+1} \in FS\} = \operatorname{Prob}\{SV_t \in FS \text{ and } SV_{t+1} \in SS\} (4.26)$ 

따라서 Res는 단일 시간단계에서 실패로부터 회복되는 평균 확률과 동일하다.

$$Res = \frac{\operatorname{Prob}\{SV_t \in SS \text{ and } SV_{t+1} \in SS\}}{\operatorname{Prob}\{SV_t \in FS\}}$$

$$= \operatorname{Prob}\{SV_{t+1} \in SS \mid SV_t \in FS\}$$
(4.27)

만약 현재 시간에 실패가 발생(SV<sub>t</sub>∈FS)가 발생하고 다음 시간에 성 공(SV<sub>t+1</sub>∈SS)이 발생하는 것이 확률적으로 독립된 사상이라면, 회복도 *Res*는 Prob{*SV*<sub>t+1</sub>∈*SS*}로 줄여진다.

#### 4.3.3 취약도

NATIONAL 여기서 취약도는 실패가 발생할 때, 실패의 크기를 의미한다. 실패의 확률이 작을지라도 있을지 모르는 실패의 결과에 집중해야한다. 시스템 신뢰성을 최대화 시키는 것은 시스템의 작동을 실패없이 유지하는 것이 다. 하지만 실패가 불가능할 만큼 크고 방대하게 만들어 진 시스템은 거 의 없다. 심지어 실패를 상상하기 어려운 충분히 높은 제방을 올리는 것 또는 충분히 큰 용수 공급 저수지를 만드는 것이 가능할지라도, 그렇게 하는 것은 대게 비경제적이다. 이러한 점에서 실패의 가능성을 완전히 제거 하려기보다는 실패의 결과가 덜 심각하고 허용할 수 있는 수준으로 만드는 노력이 중요하다.

의사 결정자들은 실패가 발생했을 때 시스템의 취약도를 인식하는 것 이 중요하다. 이것은 수자원 시스템 설계와 선택에서도 중요한 기준이 된다. 시스템의 취약도를 수학적인 지표로 만들기 위해서 시스템 성능 변수 SV<sub>t</sub>가 이산화된 sv<sub>1</sub>, …, sv<sub>n</sub>을 취하는 것으로 가정하자. 만약 실패 가 발생 했을 때, 실패에 대한 시스템 취약도의 정량적인 지표를 만들기 위해 각각의 이산화된 실패 상태를 sv<sub>i</sub>∈FS 라 하고, 상태의 심각성 수 치지표 인자를 si로 정의하자. 그리고 svi가 실패 지속기간 중 가장 부족 심도가 큰 값일 확률을  $e_j$ 라 하면,  $e_j$ 는 Prob $\{s_j$ 에 대응하면서 FS의 지 속기간 중 가장 심각한 결과인  $sv_j$ }과 같다. 전체 시스템의 취약성을 나 타내는 합리적인 측정 기준은 불만족한 상태의 집합의 원소 중에서 부족 심도가 최대인 값이다.

$$Vul = \sum_{j \in FS} s_j e_j \tag{4.28}$$

이 지표의 주안점은 시스템이 얼마나 오래 실패가 지속될 것이 아니라 얼마나 심각할 것인가 하는 것이다.





# 제5장 댐의 단독운영을 위한 장기 저수지운영률 도출 및 평가

# 5.1 댐의 단독운영을 위한 목적함수 및 제약조건의 구성

안동 및 임하 다목적댐을 대상으로 3.1절에서 기술한 수위구간별 장기 저수지운영률을 3.2절에서 선정된 차원변화 탐색기법을 사용하여 구하 고, 도출된 운영률을 사용하여 각 댐에 대한 장기 저수지운영 모의를 수 행하였다. 모의운영 결과를 기존 실적과 비교하고 평가하였다. 단독운영 을 위한 장기 저수지운영률을 구하기 위해서는 우선 질량 보존식을 설정 하고, 목적함수를 구성하여 결정하여야 할 변수 영역의 경계를 결정하는 제약조건을 설정하여야 한다.

5.1.1 우리나라의 실정에 맞는 질량 보존식

최적화 기법에 의한 해석을 위해서, 기본적으로 목적함수와 제약조건 식이 필요하다. 이 가운데 제약조건의 일부로서, 저수지의 유입·유출 관 계를 결정하는 질량 보존식(mass balance equation)의 설정이 요구된다 (Mays and Tung, 1992). Eq. (5.1)은 저수지의 질량 보존식을 나타내 며, 계산시간 간격은 순(10일) 단위로 하였다.

$$ST_{t+1} = ST_t + PP_t + QF_t - R_t - EV_t$$
(5.1)

여기서,  $ST_{t+1}$ 은 t+1 시간 초(初)의 저수지 저류량,  $PP_t$ 은 t 시간 동안에 저수지의 표면에 내린 강수량,  $QF_t$ 는 t 시간 동안에 저수지의 유입

량,  $R_t = t$  시간 동안에 저수지로부터 방류되는 총 방류량,  $EV_t = t$  시 간 동안에 저수지의 표면에서 발생하는 증발량을 의미한다.

Eq. (5.1)은 외국의 저수지에 관련하여 작성된 질량 보존식으로서 외 국의 수문자료와 우리나라 저수지의 수문 자료는 관리상의 차이가 존재 하므로, Eq. (5.1)을 수정할 필요가 있다. 즉, 우리나라 댐의 유입량 자 료는 저수지의 저류량 변화량에서 관측된 방류량을 뺀 값으로 계산하여 산정되기 때문에 저수지의 표면에 내린 강수량(*PP<sub>t</sub>*)과 저수지로부터의 증발량(*EV<sub>t</sub>*)의 개념은 이미 저수지 유입량(*QF<sub>t</sub>*)에 포함된 것으로 볼 수 있다(강태욱, 2006). 따라서 우리나라 저수지의 수문 상황에 맞도록 수 정한 질량 보존식은 Eq. (5.2)와 같다

$$ST_{t+1} = ST_t + QF_t - R_t$$

(5.2)

본 연구의 목적은 장기 저수지운영률을 구하여 최적의 방류량을 결정 하는 것으로 Eq. (5.2)에서 저수지의 총 방류량( $R_t$ )을 각각의 목적에 해 당하는 방류량 성분으로 세분화할 필요가 있다. 즉, 총 방류량을 생·공용 수 공급량( $R_{DI}$ ), 농업용수 공급량( $R_{Agr,t}$ ), 하천 유지용수( $R_{Ins}$ ), 생·공용수 와 농업용수 및 하천 유지용수를 초과하여 방류하는 양( $R_{EX,t}$ ), 여수로 방류량( $R_{sp,t}$ )으로 구분하였다(Eq. (5.3)).

$$R_t = R_{DI} + R_{Aqr,t} + R_{Ins} + R_{EX,t} + R_{SP,t}$$
(5.3)

Eq. (5.2)에 Eq. (5.3)을 적용하여 최종적으로 저수지의 질량 보존식 을 Eq. (5.4)와 같은 형태로 도출하였다.

$$ST_{t+1} = ST_t + QF_t - (R_{DI} + R_{Agr,t} + R_{Ins} + R_{EX,t} + R_{SP,t})$$
(5.4)

#### 5.1.2 목적함수 및 제약조건의 구성

사용한 목적함수는 전체기간에 대해서 공급량에 대한 부족량의 비율을 제곱하는 물부족지수(shortage index)이다. Eq. (5.5)는 미공병단에서 제안한 것으로 물부족의 정도를 판단하는 지수이다(U.S. Army Corps of Engineers, 1975).



(5.5)

UNIL

여기서 t는 계산시간 간격이고 순단위로 계산되므로 1 년은 36 순이다. 전체 자료기간은 500 년이므로 N은 18,000이다. Deficit<sub>t</sub>은 t 기간의 공급계획량과 실제 공급량의 차이를 나타내는 부족량이며, Supply<sub>t</sub>은 t 기간의 공급량이다.

안동댐과 임하댐의 월별 기본계획방류량을 Fig. 5.1과 5.2에 나타내었 다. 안동댐의 경우는 월별로 19.9 ㎡/s(17.2×10<sup>6</sup> ㎡/10days)의 생·공 용 수 및 하천유지용수를 일정하게 방류하는 것으로 계획되어 있다. 또한 농업용수는 4월부터 10월까지 가변적으로 방류하고 있으며, 최대량은 8 월에 30.3 ㎡/s (26.2×10<sup>6</sup> ㎡/10days)이며, 최소량은 0.9 ㎡/s (0.8×10<sup>6</sup> ㎡/10days)이다. 임하댐의 경우는 월별로 18.3 ㎡/s (15.8×10<sup>6</sup> ㎡/10days)의 생·공 용수 및 하천유지용수를 일정하게 방류 하는 것으로 계획되어 있다. 역시 농업용수는 4월부터 10월까지 가변적 으로 방류하고 있으며, 최대량은 8월에 1.3 ㎡/s (1.1×10<sup>6</sup> ㎡/10days) 이며, 최소량은 0.1 m<sup>3</sup>/s (0.08×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>/10days)이다. 안동댐은 농업용수 의 비율이 상당한 높은 상황이고 임하댐은 농업용수의 비중이 낮은 편이 다. 이는 임하댐의 건설 목적이 생·공용수 및 하천유지용수의 공급에 있 기 때문이다.



Fig. 5.2 Monthly supply planning of Imha Dam
제약조건으로 저류량과 용수공급 방류량의 상한 및 하한 조건을 사용 하였다. 사용된 제약조건들은 다음과 같다.

$$ST_{\min} \le ST_t \le ST_{\max}, \ R_{\min} \le R_t \le R_{\max}$$
 (5.6)

여기서,  $ST_{\min}$ 과  $ST_{\max}$ 는 저수량의 최소값과 최대값을 나타내며,  $R_{\min}$ 과 $R_{\max}$ 는 용수공급 방류량의 최소값과 최대값을 나타낸다.

5.1.1절에서 산정된 저수지의 순 단위의 질량 보존 관계(Eq. (5.4))에 관련된 사항을 제약조건으로 설정하였다. 안동 다목적댐은 홍수기인 6월 21일부터 9월 20일까지는 홍수기 제한수위가 설정되어 있지 않고, 연중 160 m를 초과하지 않도록 운영된다. 또한 안동 다목적댐에서 최소한 유 지해야 할 수위로서 저(低)수위는 130 m이다. 이것은 댐을 운영함에 있 어서 수위가 저(低)수위 이하로 하강 시에는 일체의 방류를 수행하지 않 는 사항을 고려한 것이다. 그러므로 안동댐의 *ST*<sub>min</sub>은 저수위 130 m에 해당하는 237.4×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>, *ST*<sub>max</sub>는 저수위 160 m에 해당하는 1,224.0×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>로 설정하였다.

안동 다목적댐의 방류 형태는 발전 방류와 여수로 방류를 통하여 이루 어진다. 안동 다목적댐의 경우, 수력발전을 위해 별도의 발전용수를 할 당하지 않고, 발전을 통해 사용된 물을 하류로 방류하여 용수공급에 사 용되도록 한다. 또한, 안동 다목적댐의 최대 발전방류량인 161 ㎡/s(한 국수자원공사, 2009)를 넘지 않도록 설정하였다. 계획홍수위 기준으로 여수로 방류능력은 4,500 ㎡/s로서 순 단위로 환산하면 3,888×10<sup>6</sup> ㎡ /10days이다. 개발된 저수지운영 모형의 계산시간 간격은 순 단위인데, 10 일 동안 계속해서 여수로 설계 방류량에 해당하는 유량을 방류하는 일은 없을 것으로 판단된다. 실제로 안동 다목적댐의 연간 용수공급량이 926×10<sup>6</sup> m'인데 반하여, 10 일 동안 3,888×10<sup>6</sup> m'의 방류를 한다는 것은 존재하지 않으므로 이를 무시하였다.  $R_{\min}$ 은 저수지 수위가 저수위 아래로 내려왔을 경우 '0'으로 설정하였고,  $R_{\max}$ 는 최대 발전방류량을 기준한 139.1×10<sup>6</sup> m'으로 설정하였다.

또한 임하 다목적댐은 홍수기인 6월 21일부터 9월 20일까지는 홍수 기 제한수위가 161.7 m로 설정되어 있으나 2004년 5월부터 치수능력증 대사업으로 154 m로 잠정 운영되고 있고, 9월 21일부터 다음 해 6월 20일까지는 163 m를 초과하지 않도록 운영된다. 또한 임하 다목적댐에 서 최소한 유지해야 할 수위로서 저(低)수위는 137 m이다. 그러므로 임 하댐의 *ST*<sub>min</sub>은 저수위 137 m에 해당하는 123.9×10<sup>6</sup> m, *ST*<sub>max</sub>는 저 수위 161.7 m에 해당하는 514.8×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>로 설정하였다.

임하 다목적댐의 방류 형태는 역시 발전 방류와 여수로 방류를 통하여 이루어진다. 임하 다목적댐의 경우, 수력발전을 위해 별도의 발전용수를 할당하지 않고, 발전을 통해 사용된 물을 하류로 방류하여 용수공급에 사용되도록 한다. 또한, 임하 다목적댐의 최대 발전방류량인 119 ㎡/s (한국수자원공사, 2009)를 넘지 않도록 설정하였다.  $R_{\min}$ 은 저수지 수위 가 저수위 아래로 내려왔을 경우 '0'으로 설정하였고,  $R_{\max}$ 는 최대 발전 방류량을 기준한 102.8×10<sup>6</sup> ㎡으로 설정하였다.

## 5.2 댐의 단독운영을 위한 장기 저수지운영률 도출

#### 5.2.1 안동댐의 장기 저수지운영률 도출

댐의 단독운영을 위한 장기 저수위운영률을 결정하기 위해서는 월별

상한수위 12 개, 중간수위 12 개, 하한수위 12 개, 총 36 개의 수위구 간을 결정하여야 한다. 이러한 수위구간 결정을 위해 3,2절에서 선정된 동적 차원변화 탐색 기법을 사용하였다.

동적 차원변화 탐색 기법을 사용하기 위해서는 최대반복횟수를 설정하 여야 한다. 함수평가를 위한 최대반복횟수(m)는 최적화문제에서 소요되 는 계산시간에 따라 설정되기 때문에 알고리즘의 매개변수라기 보다는 초기해와 같은 입력자료이다. 3.2절에서의 결과와 같이 40 차원의 경우 에 최대 200,000 번의 반복으로 좋은 결과를 얻을 수 있었으므로, 댐의 단독운영을 위한 경우도 동일한 반복횟수를 사용하였다.

또한 목적달성의 평가를 위한 목적함수는 Eq. (5.5)를 사용하였고, 매 시간별 저수량과 방류량의 제약조건은 Eq. (5.6)을 사용하였다. 그리고 각 시간단계별 상태방정식은 우리나라 실정에 맞게 수정된 질량보존식 (Eq. (5.4))을 사용하였다.

이상과 같은 조건으로 동적 차원변화 탐색 기법을 사용하여 안동댐의 단독운영을 위한 장기 저수지운영 수위구간을 결정하였다. 결정된 월별 수위구간을 Fig. 5.3에 나타내었다. 결정된 상한수위의 최저값은 2월말 에 147.25 m이었고, 최고값은 9월말의 158.75 m이었다. 결정된 중간수 위의 최저값은 6월말에 144.23 m이었고 최고값은 역시 9월말의 153.28 m이었다. 하한수위의 최저값은 3월말의 131.68 m이었고, 최고 값은 12월말의 142.51 m이었다. 상한, 중간, 하한 수위의 연중 수위변 화는 6월말까지 감소하다가 9월말까지 증가후 다시 감소하는 양상을 보 였다.



Fig. 5.3 Optimized zones for single operation (Andong Dam)

안동댐에 대한 동적차원변화 탐색기법의 수렴양상을 Fig. 5.4에 나타 내었다. 함수평가횟수 1 ~ 1,000 번 구간에서 목적함수값이 4.5 ~3.1 정도로 유지되다가 1,000 ~ 2,000 번 구간에서는 급격하게 감소한다. 이후에 최종반복횟수(200,000)에 2.59962로 수렴하였다. 이 때 157,711 번 이후에는 목적함수값의 변화가 없었다. 목적함수의 값이 의 미하는 것은 전체 기간중 약 2.6 %의 용수공급이 부족했음을 의미한다.



Fig. 5.4 Convergence of single operation model (Andong Dam)

#### 5.2.2 임하댐의 장기 저수지운영률 도출

임하댐의 단독운영을 위한 장기 저수위운영률을 결정하기 위해 총 36 개의 수위구간을 결정하여야 한다. 이러한 수위구간 결정을 위해 동적 차원변화 탐색 기법을 사용하였다. 동적 차원변화 탐색 기법을 사용하기 위해서는 최대반복횟수를 설정하여야 한다. 임하댐 역시 함수평가를 위 한 최대반복횟수는 최대 200,000 번의 반복하는 것으로 하였다. 또한 함수의 평가를 위한 목적함수는 Eq. (5.5)를 사용하였고, 매 시간별 저 수량과 방류량의 제약조건은 Eq. (5.6)을 사용하였다. 그리고 각 시간단 계별 상태방정식은 우리나라 실정에 맞게 수정된 질량보존식(Eq. (5.4)) 을 사용하였다.

위와 같은 조건으로 동적 차원변화 탐색 기법을 사용하여 임하댐의 단

독운영을 위한 장기 저수지운영 수위구간을 결정하였다. 결정된 월별 수 위구간을 Fig. 5.5에 나타내었다. 결정된 상한수위의 최저값은 5월말에 149.44 m이었고, 최고값은 9월말의 161.59 m이었다. 결정된 중간수위 의 최저값은 5월말에 140.13 m이었고 최고값은 역시 9월말의 155.47 m이었다. 하한수위의 최저값은 2월말의 137.71 m이었고, 최고값은 9월 말의 147.0 m이었다. 상한수위의 연중 수위변화는 2월말까지 증가하다 가 6월말까지는 감소, 다시 9월말까지 증가하다가 다시 감소하는 경향이 었다. 중간 및 하한 수위는 6월말까지 감소하다가 9월말까지 증가후 다 시 감소하는 양상을 보였다.



Fig. 5.5 Optimized zones for single operation (Imha Dam)

임하댐에 대한 동적차원변화 탐색기법의 수렴양상을 Fig. 5.6에 나타

내었다. 함수평가횟수 1 ~ 1,200 번 구간에서 목적함수값이 급격하게 감소하다가 이후에 171,381 번 반복후에 3.23288로 수렴하였다. 200,000 번까지는 동일한 값을 나타내었다. 목적함수값에서 알 수 있듯 이, 전체 기간 중 약 3.2 %의 용수공급이 부족했음을 의미한다.



Fig. 5.6 Convergence of single operation model (Imha Dam)

5.3 장기 저수지운영률에 의한 운영 평가

#### 5.3.1 안동댐의 장기 저수지운영 평가

안동 다목적댐을 대상으로 차원변화 탐색기법을 이용하여 장기 저수지 운영을 위한 수위구간을 결정하였다. 결정된 상한, 중간, 하한수위로 6 개의 운영구간이 구분되어진다. 계산시간 初의 저수량과 예측되는 유입 량의 합에 상응하는 저수위가 어느 운영구간에 속하느냐에 따라 방류량 이 결정된다.

5.2 절에서 도출된 장기 저수지운영률을 안동댐에 적용하였다. 유입량 은 1977년부터 2009년까지의 관측유입량 자료를 순 단위로 가공하여 적용하였다. 장기 저수지운영률에 의한 모의 계산시간 간격은 순 단위이 다. 초기 저수위는 계산시작 직전의 저수위 자료가 존재하지 않아 1977 년 1월 1일의 저수위를 사용하였다.

안동댐에 대한 모의 결과를 실적 자료들과 함께 Fig. 5.7과 5.8에 나 타내었다. 또한 모의 방류량을 Table 5.1에 나타내었다. 안동댐의 실적 저수량은 Fig. 5.7에서 보는바와 같이 1977년부터 1981년까지는 기본 계획 공급량(928×10<sup>6</sup> m')보다 많이 방류하여 모의된 저수위보다 낮았으 며, 1982년과 1983년에 기본계획 방류량보다 504×10<sup>6</sup> m 적게 방류하 여 모의 저수위보다 높게 유지되었다. 최대 가뭄해인 1995년과 1996년 에는 기본계획 방류량보다 적게 방류하여 모의 저수위보다 높게 유지되 었다. 또한 2002년과 2003년의 많은 호우를 동반한 태풍으로 인해 모 의 저수위가 실적 저수위보다 높게 유지되었다. 안동댐의 저수량의 변화 역시 위에서 언급한 기간의 변화를 나타내었다. 또한 모의된 결과에서도 실적과 마찬가지로 2002년과 2003년의 많은 강수량으로 여수로 방류가 있었다.



Fig. 5.7 Comparison between simulated and observed water levels for single operation (Andong Dam)



Fig. 5.8 Comparison between simulated and observed storages for single operation (Andong Dam)

Table	5.1 Sim	ulated	release	for sing	te oper	ation (A	Andong	Dam) (;	×10 <sup>6</sup> m				
Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Sum
1977	61.28	56.39	54.00	46.49	79.03	113.27	102.82	90.66	82.61	60.62	41.39	38.30	826.86
1978	38.30	34.59	54.00	46.49	79.03	113.27	102.82	119.46	105.38	60.62	50.04	61.66	865.66
1979	61.28	56.39	54.00	46.49	94.77	128.64	113.47	119.46	105.38	60.62	50.04	61.66	952.20
1980	61.28	56.39	54.00	63.62	94.77	128.64	119.32	135.41	126.20	81.31	69.63	85.81	1,076.38
1981	85.28	80.04	76.65	64.47	94.77	127.79	113.47	124.78	124.54	81.31	69.63	85.81	1,128.54
1982	85.28	72.16	75.15	46.49	79.03	113.27	102.82	119.46	82.61	46.22	37.06	38.30	897.85
1983	38.30	34.59	43.87	46.49	79.03	87.87	82.01	64.48	59.84	60.62	45.71	38.30	681.11
1984	38.30	34.59	48.94	46.49	79.03	113.27	102.82	67.10	105.38	60.62	50.04	61.66	808.24
1985	61.28	56.39	54.00	46.49	79.03	113.27	102.82	119.46	105.38	74.64	69.63	85.81	968.20
1986	76.76	56.39	60.83	46.49	79.03	113.27	102.82	119.46	105.38	60.62	50.04	45.84	916.93
1987	38.30	56.39	54.00	46.49	79.03	122.95	108.68	137.14	126.20	81.31	69.63	85.81	1,005.93
1988	85.28	80.04	76.65	63.62	94.77	118.11	114.00	129.13	105.38	60.62	50.04	61.66	1,039.30
1989	61.28	56.39	61.51	46.49	79.03	113.27	102.82	119.46	105.38	60.62	69.63	85.81	961.69
1990	85.28	78.92	76.65	64.89	96.67	130.34	121.71	137.14	147.95	81.89	71.02	87.53	1,179.99
1991	86.98	80.04	76.65	64.89	96.67	130.34	121.71	137.14	127.03	82.94	71.02	87.53	1,162.94
1992	86.98	80.04	76.65	64.89	96.67	130.34	113.47	119.46	105.38	60.62	50.04	61.66	1,046.20
1993	61.28	56.39	54.00	46.49	89.69	127.79	114.00	136.19	125.37	82.94	71.02	87.53	1,052.69
1994	86.98	80.04	76.65	64.89	96.67	130.34	114.24	119.46	105.38	60.62	50.04	53.37	1,038.68

) (×10<sup>6</sup> È -< ÷ -. ö Ŀ 

	Sum	705.51	633.71	827.39	1,017.00	1,270.65	1,123.40	989.69	1,074.63	1,715.14	1,366.45	1,152.17	1,105.72	1,114.76	973.72	718.58	1,012.07
	Dec.	38.30	38.30	61.66	85.81	87.53	85.81	38.30	87.53	87.53	87.53	85.81	85.81	85.81	45.84	38.30	68.30
tinued)	Nov.	41.39	37.06	50.04	69.63	71.02	69.63	50.04	71.02	71.02	71.02	69.63	69.63	69.63	50.04	37.06	58.59
ս՝) (cont	Oct.	60.62	38.30	60.62	81.31	104.69	81.31	60.62	82.94	82.42	82.42	81.31	81.31	81.31	60.62	46.22	69.84
×106 п	Sep.	82.61	37.06	105.38	125.37	222.93	118.15	105.38	221.27	317.99	156.85	124.54	126.20	124.54	105.38	59.84	120.74
Dam) (	Aug.	67.10	64.48	119.46	136.28	137.14	119.46	119.46	137.14	264.25	283.83	134.45	134.45	119.46	119.46	119.46	126.99
Andong	Jul.	61.20	102.82	102.82	108.14	113.47	113.47	102.82	102.82	356.36	149.23	120.86	166.64	102.82	102.82	102.82	117.12
ation (/	Jun.	87.87	87.87	113.27	113.27	130.34	130.34	113.27	113.27	130.34	130.34	130.34	113.27	127.79	113.27	62.47	116.77
ale oper	May.	79.03	64.57	65.89	79.03	96.67	96.67	94.77	79.03	96.67	96.67	96.67	94.77	95.39	79.03	79.03	86.69
for sing	Apr.	46.49	46.49	37.06	46.49	64.89	64.89	63.62	46.49	64.89	64.89	64.89	46.49	64.89	57.91	46.49	54.23
release	Mar.	54.00	43.87	38.30	54.00	76.65	76.65	76.65	54.00	76.65	76.65	76.65	54.00	76.65	75.15	54.00	63.40
ulated	Feb.	48.60	34.59	34.59	56.39	80.04	80.04	79.48	40.82	80.04	80.04	80.04	56.39	80.04	78.92	34.59	62.14
5.1 Sim	Jan.	38.30	38.30	38.30	61.28	85.28	86.98	85.28	38.30	86.98	86.98	86.98	76.76	86.43	85.28	38.30	67.26
Table	Year	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	Avg.

연간 방류량에서 기본계획 공급량을 차감한 공급량의 초과분을 Fig. 5.9에 나타내었다. '+'는 초과공급을 의미하고 '-'는 부족분을 의미한다. 1977년부터 2009년까지 33년 동안 전반적으로 실적 자료는 공급의 초 과 및 부족의 변화가 큰 경향을 보였으나, 모의된 결과의 공급량은 공급 량의 변화폭이 실적자료 보다 적었다. 실적자료의 초과공급 최대값은 2003년에 926×106 m'이었고 최소값은 1995년에 -582×106 m'이었다. 모의 결과의 초과공급 최대값은 2003년의 787×106 m'이었고, 최소값 은 1996년에 -294×106 m'이었다.



Fig. 5.9 Comparison of excess supply between measurement and single operation (Andong Dam)

그리고 연도별 발전량을 실적자료와 함께 Fig. 5.10에 나타내었으며, Table 5.2에 모의 발전량을 나타내었다. Fig. 5.10에서 보는 바와 같이 모의 발전량이 실적 발전량보다 평균적으로 높음을 볼 수 있다. 33년간 의 실적 발전량 평균값은 124.81 GWh이며, 모의결과의 발전량은 131.01 GWh이었으며, 개발한 저수지모의 모형에 의한 결과는 실적발전 량보다 6.2 GWh 증가되었다. 2009년 한국수자원공사 관할 전체 댐에 대한 발전 평균단가 111.72 원/kWh을 적용하여 금액으로 환산하면 약 6.9 억원이다. 모의 발전량이 전반적으로 높은 이유는 방류량이 적은 상 황에서 저수위를 높게 유지하여 발전효율을 높게 한 것이 주된 이유라고 사료된다.



Fig. 5.10 Comparison of hydropower generation between measurement and single operation (Andong Dam)

Year Aug. Jan. Feb. Mar. Apr. May. Jun. Jul. Sep. Oct. Nov. Dec. Sum 1977 4.88 6.38 5.82 5.08 9.12 12.39 10.63 9.22 8.72 6.44 4.27 3.89 86.84 1978 3.37 7.04 9.12 10.78 14.48 13.40 7.47 7.33 92.44 3.81 5.16 4.40 6.08 5.57 11.63 15.67 14.98 16.07 14.32 120.35 1979 7.03 6.24 5.918.25 6.67 8.01 1980 7.72 7.85 11.90 16.10 15.57 19.15 19.18 12.42 10.45 146.17 6.87 6.38 12.58152.40 1981 12.10 10.99 10.23 8.53 12.22 15.58 14.57 16.36 18.26 11.85 9.89 11.821982 11.30 9.18 9.25 5.64 9.38 12.66 10.47 11.85 9.02 4.783.67 3.69 100.89 1983 3.50 2.99 3.64 3.91 7.48 7.43 7.05 5.916.33 6.65 4.83 3.89 63.61 1984 3.75 3.24 4.293.88 6.82 8.98 9.08 6.31 13.08 7.56 6.08 7.30 80.37 1985 6.96 6.11 5.60 4.87 8.71 12.28 11.18 14.24 13.65 10.32 9.68 11.61 115.21 1986 10.03 7.13 7.48 5.60 9.28 12.58 11.48 13.85 12.07 6.86 5.72 5.11 107.19 1987 4.22 6.25 6.09 5.30 8.95 14.43 13.35 20.42 19.79 12.47 10.45 12.56 134.28 1988 12.09 10.96 10.14 8.19 11.85 13.96 14.14 17.65 14.00 7.85 6.31 7.55 134.69 1989 7.25 6.48 7.36 5.67 9.45 13.19 11.74 15.26 14.07 8.23 9.60 11.66 119.96 8.69 13.12 17.67 18.09 20.69 23.13 13.27 11.32 1990 11.19 10.10 10.04 13.69 171.00 1991 13.26 11.89 11.16 9.48 14.07 18.59 17.52 21.14 19.98 13.06 10.99 13.23 174.37 1992 12.79 11.44 10.75 9.06 13.46 17.48 14.86 15.69 13.98 8.15 6.59 7.93 142.18 1993 7.67 6.87 6.46 5.53 11.00 15.79 14.52 20.84 20.16 13.09 10.99 13.25 146.17 1994 11.44 10.66 8.81 12.91 16.79 15.06 15.28 12.86 7.10 12.80 5.83 6.04 135.58 1995 4.20 5.11 5.43 4.57 7.53 7.53 5.05 9.18 6.45 4.20 3.73 69.44 6.46 1996 3.03 7.37 10.24 3.33 3.55 3.74 4.04 5.516.34 3.60 3.58 3.30 57.63 1997 2.63 2.83 5.92 10.28 12.18 15.08 12.83 7.03 87.47 3.12 2.76 5.63 7.18 9.28 12.85 13.49 19.78 19.08 12.38 10.47 1998 7.00 6.22 5.90 5.34 12.58 134.37 12.10 10.97 10.17 8.68 12.98 17.02 14.82 19.95 34.88 17.05 11.45 1999 13.84 183.91 2000 13.41 12.01 11.19 9.27 13.49 17.48 14.79 15.56 17.03 12.20 10.23 12.32 158.98 2001 11.85 10.69 10.09 8.21 11.76 13.23 12.41 14.52 12.08 6.77 5.50 4.08 121.19 2002 4.01 4.22 5.36 4.58 9.03 12.55 11.18 20.55 35.83 13.25 11.17 13.45 145.18 2003 13.01 11.63 10.92 9.34 14.93 20.03 57.85 43.03 51.83 13.28 11.26 13.70 270.81 9.23 13.74 18.40 23.42 46.07 25.54 13.32 11.24 2004 13.27 11.86 11.11 13.53 210.73 2005 13.04 11.62 10.81 9.10 13.36 17.19 16.99 19.38 17.90 11.74 9.82 11.70 162.65 2006 10.04 7.13 6.63 5.64 11.61 13.28 24.16 21.80 20.16 12.62 10.56 12.71 156.34 12.3711.05 10.34 8.76 12.52 16.00 12.69 15.69 18.39 12.12 10.12 12.09 152.142007 2008 11.74 5.89 10.50 13.27 11.05 15.77 11.28 7.45 7.88 7.32 4.10 4.09 110.34 2009 3.92 3.40 4.72 4.26 4.72 2.98 10.73 14.64 9.77 3.75 3.47 3.42 69.78 6.54 10.46 13.64 14.73 17.24 17.13 7.94 Avg. 8.76 7.79 7.68 9.66 9.18 130.75

Table 5.2 Simulated hydropower generation for single operation (Andong Dam) (GWh)

실적과 모의 결과를 바탕으로 저수지 운영을 평가하였다. 평가기준은 4.3절에서 설명된 신뢰도, 회복도, 취약도 등이다(Table 5.3). 총기간은 1,188 개 순이며, 실패한 횟수는 실적이 554 회, 모의결과는 426 회이 었다. 또한 2 순 연속하여 실패가 발생한 횟수는 각각 71 회, 48 회이 었고, 최대 연속 실패는 각각 52 순, 51 순이었다. 또한 총운영 기간에 대한 성공 횟수의 비율을 나타내는 신뢰도는 실적은 0.53, 모의된 결과 는 0.64로 약 9 %의 차이를 보였다. 그리고 총운영 기간 중 평균적인 실패량을 나타내는 취약도는 실적이 12.69×10<sup>6</sup> m<sup>4</sup>, 모의된 결과가 5.14×10<sup>6</sup> m<sup>4</sup>로 7.55×10<sup>6</sup> m<sup>4</sup>의 차이를 보였다. 시스템에 실패가 발생하 였을 때 얼마나 빨리 회복하는가의 여부를 나타내는 회복도는 실적이 0.21, 모의 결과가 0.13으로 모의결과가 0.08 낮은 것으로 나타났다. 이 에 대한 이유를 살펴본 결과, 실적자료는 연속으로 실패하다가 관리자의 의지에 따라 한번만 기본계획 공급량에 맞추어 방류하여도 회복도가 상 승하는 효과를 보였다. 이와 같은 이유로 회복도만 모의 결과보다 실적

Table	5.3	Operational	performance	statistics	for	single	operation
(Ando	ng D	am) 📃 📐	a LH	91	/		

Operational performance statistics	Measured	Simulated
Number of time periods	1,188	1,188
Number of failures	554	426
Number of consecutive failures for two or more runs	71	48
Run length of maximum failures	52	51
Reliability	0.53	0.64
Vulnerability ( $\times 10^6$ m <sup>3</sup> )	12.69	5.14
Resiliency	0.21	0.13

#### 5.3.2 임하댐의 장기 저수지운영 평가

차원변화 탐색기법을 이용하여 장기 저수지운영을 위한 수위구간을 결 정한 후 장기 저수지운영률을 임하댐에 적용하였다. 댐유입량 자료는 댐 건설 완료 후인 1993년부터 2009년까지의 관측유입량 자료를 순 단위 로 가공하여 적용하였다. 장기 저수지운영률에 의한 모의의 계산시간 간 격은 순 단위이다. 초기 저수위는 안동댐의 경우와 마찬가지로 계산시작 직전의 저수위 자료가 존재하지 않아 1993년 1월 1일의 저수위를 사용 하였다.

임하댐에 대한 모의 결과를 실적 자료들과 함께 Fig. 5.11과 5.12에 나타내었다. 그리고 모의된 방류량을 Table 5.4에 나타내었다. 임하댐의 실적 저수량은 Fig. 5.11에서 보는바와 같이 1995, 1996, 1997년을 제 외하고는 모의된 저수위가 실적 저수위보다 높게 유지되었다. 임하댐의 저수량의 변화 역시 위에서 언급한 기간의 변화를 나타내었다. 또한 모 의된 결과에서 방류량이 가장 많았던 해는 2003년으로 1,339×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>이 었고, 가장 적었던 해는 1995년으로 254×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>이었다(Table 5.4). 17 년 평균값은 665×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>이었으며, 기본계획 공급량인 590×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>을 75×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> 초과되는 양이다.



Fig. 5.11 Comparison between simulated and observed water levels for single operation (Imha Dam)



Fig. 5.12 Comparison between simulated and observed storages for single operation (Imha Dam)

ane	0.4 0	Inlated	lelease	ini sini	ado alf	raliun (I							
Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Sum
1993	49.33	44.27	49.01	47.69	51.04	51.55	104.74	274.68	98.50	50.27	48.38	25.00	894.46
1994	50.00	44.27	49.01	47.69	50.35	50.54	78.18	30.80	29.81	30.80	19.87	0.00	481.32
1995	0.00	9.94	9.94	19.96	19.87	20.91	20.87	30.80	29.81	30.98	29.81	30.80	253.69
1996	10.93	0.00	20.87	19.87	20.30	28.16	90.59	68.57	29.81	30.98	29.81	19.87	369.76
1997	0.00	0.00	9.94	19.87	44.05	38.79	104.91	105.67	75.00	31.07	47.43	24.51	501.24
1998	49.01	44.27	49.01	47.69	50.35	50.54	104.25	177.21	98.50	50.27	48.38	25.00	794.48
1999	50.00	44.27	49.01	47.69	51.36	51.55	103.52	104.99	171.07	49.28	48.38	25.00	796.12
2000	50.00	45.16	50.00	48.01	51.36	50.88	78.18	68.57	87.40	50.27	48.38	25.00	653.21
2001	50.00	44.59	49.01	47.69	50.35	50.54	<mark>89.93</mark>	42.98	29.81	30.98	29.81	15.40	531.09
2002	30.80	32.52	36.68	41.82	51.04	50.88	89.93	255.22	171.73	50.27	48.38	25.00	884.27
2003	50.00	44.59	49.68	48.64	91.43	157.46	326.76	224.71	221.89	50.27	48.38	25.00	1,338.81
2004	50.00	44.59	49.01	47.69	51.04	51.55	178.10	217.64	115.14	50.27	48.38	25.00	928.41
2005	50.00	44.90	49.36	48.64	51.36	51.22	104.18	104.99	98.50	49.28	47.43	24.51	724.37
2006	42.55	44.27	36.68	41.82	50.35	38.79	242.78	106.42	98.50	49.28	48.38	25.00	824.82
2007	49.01	44.27	49.01	41.82	38.60	32.92	66.43	44.20	98.50	49.63	48.38	25.00	587.77
2008	49.33	44.27	49.01	47.69	50.35	32.92	30.80	30.80	29.81	30.80	9.94	0.00	405.72
2009	0.00	0.00	9.94	0.00	21.34	9.94	78.18	68.57	52.10	31.07	29.81	30.80	331.75
Avg.	37.12	33.89	39.13	39.08	46.74	48.18	111.31	115.11	90.35	42.10	39.96	21.82	664.78

, , Dam) (x10<sup>6</sup> ¢ 4 ~~ I /  $\frac{1}{2}$ 3. 0 Ľ Tahla 임하댐에 대해 연간 방류량에서 기본계획 공급량을 차감한 공급량의 초과분을 Fig. 5.13에 나타내었다. 1993년부터 2009년까지 17년 동안 안동댐과 유사하게 전반적으로 실적 자료는 공급의 초과 및 부족의 변화 가 큰 경향을 보였으나, 모의된 결과의 공급량은 초과분의 변화폭이 실 적자료보다 적었다. 실적자료의 초과공급 최대값은 2003년에 1,086×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>이었고 최소값은 1995년에 -384×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>이었다. 모의 결 과의 초과공급 최대값은 2004년에 339×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>이었고, 최소값은 1995 년에 -336×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>이었다.



Fig. 5.13 Comparison of excess supply between measurement and single operation (Imha Dam)

연도별 발전량을 실적자료와 함께 Fig. 5.14에 나타내었으며, Table 5.5에 모의 발전량을 나타내었다. Fig. 5.14에서 보는 바와 같이 모의 발전량이 실적 발전량보다 평균적으로 높음을 볼 수 있다. 17년간의 실 적 발전량 평균값은 67.6 GWh이며, 모의결과의 발전량은 71.0 GWh로 3.4 GWh의 차이를 보였다. 이를 금액으로 환산하면 약 3.8 억원이다. 모의 발전량이 전반적으로 높은 이유는 안동댐의 경우와 같이 저수위를 높게 유지하여 발전효율을 높게 한 것이 주된 이유라고 사료된다.



Fig. 5.14 Comparison of hydropower generations between measurement and single operation (Imha Dam)

Table	5.5	Simulated	hydropower	generation	for	single	operation
(Imha	Dam)	) (GWh)				10	

Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Sum
1993	3.71	4.76	5.22	4.83	5.48	5.9 <mark>8</mark>	13.33	38.67	13.66	6.70	6.19	3.12	111.65
1994	6.04	5.09	5.34	4.87	4.91	4.62	7.05	2.54	2.27	2.17	1.38	0.00	46.28
1995	0.00	0.69	0.68	1.39	1.40	1.46	1.49	2.36	2.77	2.73	2.41	2.26	19.64
1996	0.75	0.00	1.45	1.40	1.42	2.41	9.89	6.79	2.71	2.60	2.29	1.41	33.12
1997	0.00	0.00	0.69	1.39	3.27	<mark>2.</mark> 85	12.67	13.15	8.64	3.33	4.77	2.54	53.30
1998	4.95	4.23	4.54	4.95	5.33	5.10	11.59	24.18	13.28	6.73	6.32	3.17	94.37
1999	6.10	5.10	5.35	5.30	5.77	5.66	11.53	12.55	23.71	7.08	6.86	3.47	98.48
2000	6.76	5.86	6.19	5.65	5.71	5.27	7.83	7.02	11.11	6.82	6.34	3.20	77.76
2001	6.20	5.27	5.71	5.31	5.19	4.82	8.69	3.68	2.60	2.79	2.64	1.29	54.19
2002	2.61	2.79	2.88	3.38	5.43	5.31	8.88	35.09	24.12	6.85	6.43	3.24	107.01
2003	4.72	4.01	4.50	4.51	11.22	21.35	46.06	30.38	30.04	5.13	4.78	1.62	168.32
2004	4.73	4.00	4.20	3.90	4.27	4.72	23.83	28.61	14.52	5.29	4.93	1.64	104.64
2005	4.80	4.12	4.37	4.32	4.42	4.18	10.44	10.83	10.51	4.33	3.94	1.26	67.52
2006	3.01	3.01	1.97	2.37	3.05	2.00	29.83	12.94	11.31	4.52	4.23	1.39	79.63
2007	3.90	3.24	3.30	2.54	2.03	1.54	4.41	2.84	10.77	4.72	4.39	1.44	45.12
2008	4.09	3.41	3.49	3.18	3.02	1.49	1.30	1.46	1.41	1.34	0.40	0.00	24.59
2009	0.00	0.00	0.41	0.00	0.88	0.41	5.65	5.89	3.97	1.69	1.48	1.40	21.78
Avg.	3.67	3.27	3.55	3.49	4.28	4.66	12.62	14.06	11.02	4.40	4.10	1.91	71.02

임하댐의 저수지운영 실적과 모의운영에 의한 결과를 3 가지 저수지 운영 평가기준으로 평가하고 결과를 Table 5.6에 나타내었다. 총기간은 612 개 순이며, 실패한 횟수는 실적이 429 회, 모의결과는 216 회로 약 2 배의 차이를 보였다. 2 순 연속하여 실패가 발생한 횟수는 각각 28 회, 24 회이었고, 최대 연속 실패는 각각 67 순, 68 순이었다. 또한 신 뢰도는 실적이 0.30으로 매우 낮았고, 모의된 결과는 0.65로 35 %의 차 이를 보였다. 총운영 기간 중 평균적인 실패량을 나타내는 취약도는 실 적이 9.30×10<sup>6</sup> ㎡, 모의된 결과가 8.99×10<sup>6</sup> ㎡로 0.31×10<sup>6</sup> ㎡의 차이 를 보였다. 회복도는 실적이 0.08, 모의 결과가 0.11로 실적이 0.03 낮 은 것으로 나타났다.

Table 5.6 Operational performance statistics for single operation (Imha Dam)

Operational performance statistics	Measured	Simulated
Number of time periods	612	612
Number of failures	429	216
Number of consecutive failures for two or more runs	28	24
Run length of maximum failures	67	68
Reliability	0.30	0.65
Vulnerability (×10 <sup>6</sup> m³)	9.30	8.99
Resiliency	0.08	0.11

## 5.4 댐별 단독운영의 결과

차원변화 탐색기법을 이용하여 장기 저수지운영을 위한 수위구간을 결 정한 후 장기 저수지운영률을 안동댐과 임하댐의 단독운영에 적용하였 다. 댐유입량 자료는 두 댐의 실적자료를 사용하였으며, 순 단위로 모의 운영 하였다.

안동댐과 임하댐의 단독운영 결과 모의된 저수위는 실적 저수위보다 전반적으로 높게 유지되었고, 모의 발전량이 실적 발전량보다 평균적으 로 높음을 볼 수 있었다. 안동댐 단독운영의 경우 실적 발전량 평균값은 124.81 GWh이며, 모의결과의 발전량은 131.01 GWh이었다. 또한 임하 댐의 경우 실적 발전량 평균값은 67.6 GWh이며, 모의결과의 발전량은 71.0 GWh로 3.4 GWh의 차이를 보였다. 모의 발전량이 전반적으로 높 은 이유는 방류량이 적은 상황에서 저수위를 높게 유지하여 발전효율을 높게 한 것이 주된 이유라고 사료된다.

두 댐의 연간 공급량을 살펴보면 전체 자료기간에 대해 실적자료는 전 반적으로 기본계획 공급량 보다 공급을 많이 하거나 적게 하는 경향을 보였으나, 모의된 결과의 공급량은 공급량의 변화폭이 실적자료보다 적 었다. 안동댐의 실적자료의 초과공급 최대값은 2003년에 926×10<sup>6</sup> m'이 었고 초과공급 최소값은 1995년에 -582×10<sup>6</sup> m'이었다. 모의 결과의 초 과공급 최대값은 2003년의 787×10<sup>6</sup> m'이었고, 초과공급 최소값은 1996년에 -294×10<sup>6</sup> m'이었다. 임하댐의 경우 실적자료의 초과공급 최 대값은 2003년에 1,086×10<sup>6</sup> m'이었고 초과공급 최소값은 1995년에 -384×10<sup>6</sup> m'이었다. 모의 결과의 초과공급 최대값은 2004년에 339×10<sup>6</sup> m'이었고, 초과공급 최소값은 1995년에 -336×10<sup>6</sup> m'이었다. 실적과 모의 결과를 3 가지 저수지운영 평가기준으로 평가한 결과, 안 동댐의 경우 실패한 횟수는 실적이 554 회, 모의결과는 426 회이었다. 또한 2 순 연속하여 실패가 발생한 횟수는 각각 71 회, 48 회이었고, 최대 연속 실패는 각각 52 순, 51 순이었다. 또한 총운영 기간에 대한 성공 횟수의 비율을 나타내는 신뢰도는 실적은 0.53, 모의된 결과는 0.64로 약 9 %의 차이를 보였다. 취약도는 실적이 12.69×10<sup>6</sup> ㎡, 모의 된 결과가 5.14×10<sup>6</sup> ㎡로 7.55×10<sup>6</sup> ㎡의 차이를 보였다. 회복도는 실 적이 0.21, 모의 결과가 0.13으로 모의결과가 0.08 낮은 것으로 나타났 다. 이에 대한 이유를 살펴본 결과, 실적자료는 연속으로 실패하다가 관 리자의 의지에 따라 한번만 기본계획 공급량에 맞추어 방류하여도 회복 도가 상승하는 효과를 보였다. 이와 같은 이유로 회복도만 모의 결과보 다 실적이 나은 결과를 보였다.

한편 임하댐의 경우 실패한 횟수는 실적이 429 회, 모의결과는 216 회로 약 2 배의 차이를 보였다. 2 순 연속하여 실패가 발생한 횟수는 각 각 28 회, 24 회이었고, 최대 연속 실패는 각각 67 순, 68 순이었다. 신 뢰도는 실적이 0.30으로 매우 낮았고, 모의된 결과는 0.65로 35 %의 차 이를 보였다. 취약도는 실적이 9.30×10<sup>6</sup> m, 모의된 결과가 8.99×10<sup>6</sup> m'로 0.31×10<sup>6</sup> m'의 차이를 보였다. 회복도는 실적이 0.08, 모의 결과 가 0.11로 실적이 0.03 낮은 것으로 나타났다.

이상과 같이 장기 저수지운영률을 안동댐과 임하댐의 단독운영에 적용 한 결과 실적보다 본 연구에서 개발한 방법론에 의한 모의운영이 공급 량, 발전량, 저수지 운영평가 통계량에서 나은 결과를 보였다.



# 제6장 댐 연계운영을 위한 장기 저수지운영률 도출 및 평가

## 6.1 댐 연계운영을 위한 목적함수 및 제약조건의 구성

안동 및 임하 다목적댐의 연계운영을 위한 장기 저수지운영의 수위구 간을 차원변화 탐색기법으로 결정하고 도출된 운영률을 사용하여 안동 및 임하댐의 연계운영 모의를 수행하였다. 모의운영 결과를 댐별 기존 실적운영 자료, 단독운영에 의한 모의결과와 비교하고 평가하였다. 이를 위해서는 먼저 댐 연계운영을 위한 목적함수와 제약조건을 구성하여야 한다.

#### 6.1.1 댐 연계운영을 위한 목적함수의 구성

다목적댐은 동일 수계 내 댐간 연계운영을 통해 댐의 용수공급능력을 극대화하고 있다. 댐 연계운영은 수계내 최하류 댐(또는 조절점)을 기준 으로 용수수요량을 상류 댐의 수문상황에 따라 합리적으로 배분하여 최 적의 댐별 공급계획을 수립함으로써 불필요한 무효방류를 최소화하여 한 정된 수자원을 효율적으로 이용하고자 하는 것이다.

병렬 연결된 안동 및 임하댐의 연계운영을 위해 두 댐의 하류하도가 합류된 하도에서 하나의 조절점을 가상으로 설정하고 조절점을 기준으로 목적함수를 설정하였다. 사용한 목적함수는 안동댐과 임하댐의 단독운영 을 위한 장기 저수지운영의 수위구간 결정방법과 동일하게 물부족지수 (Eq. (5.5)를 사용하였다. 연계운영을 위한 목적함수는 다음 식과 같이 쓸 수 있다.

$$SI = \frac{100}{N} \sum_{t=1}^{N} \left( \frac{Deficit(AD)_t + Deficit(IH)_t}{Supply(AD)_t + Supply(IH)_t} \right)^2$$
(6.1)

여기서 Deficit(AD)<sub>t</sub>은 t 기간의 안동댐 공급계획량과 실제 공급량의 차 이를 나타내는 부족량이며, Deficit(IH)<sub>t</sub>은 t 기간의 임하댐 공급계획량 과 실제 공급량의 차이를 나타내는 부족량이다. Supply(AD)<sub>t</sub>은 t 기간 안동댐의 용수공급량이며, Supply(IH)<sub>t</sub>은 t 기간 임하댐의 용수공급량이 다. 안동댐과 임하댐의 월별 기본계획방류량을 5장의 Fig. 5.1과 5.2와 같다.

### 6.1.2 댐 연계운영을 위한 제약조건의 구성

안동 및 임하댐의 연계운영을 위한 제약조건으로 저류량과 방류량의 상한 및 하한 조건을 사용하였고, 단독운영과 동일하다. 안동댐의  $S_{\min}$ 은 저수위 130 m에 해당하는 237.4×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>,  $S_{\max}$ 는 저수위 160 m에 해 당하는 1,224.0×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>로 설정하였다. 임하댐의  $S_{\min}$ 은 저수위 137 m 에 해당하는 123.9×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>,  $S_{\max}$ 는 저수위 161.7 m에 해당하는 514.8×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>로 설정하였다. 또한 방류량 제약조건으로 안동댐의  $R_{\min}$ 은 저수지 수위가 저수위 아래로 내려왔을 경우 '0'으로 설정하였고,  $R_{\max}$ 는 최대 발전방류량을 기준한 139.1×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>으로 설정하였다. 임하 댐은  $R_{\min}$ 은 저수지 수위가 저수위 아래로 내려왔을 경우 '0'으로 설정 하였고,  $R_{\max}$ 는 최대 발전방류량을 기준한 102.8×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>으로 설정하였 다.

## 6.2 댐 연계운영을 위한 장기 저수지운영률 도출 및 비교

#### 6.2.1 댐 연계운영을 위한 저수지운영 수위구간 도출

안동 및 임하댐의 연계운영을 위한 저수지운영의 수위구간 결정에는 댐별로 각각 월별 상한수위 12 개, 중간수위 12 개, 하한수위 12 개, 총 36 개씩의 수위구간을 결정하여야 한다. 그러면 총 미지수는 72 개이다. 이러한 수위구간 결정을 위해 동적 차원변화 탐색 기법을 사용하였다.

동적 차원변화 탐색 기법을 사용하기 위해서는 최대반복횟수를 설정하 여야 한다. 함수평가를 위한 최대반복횟수는 최적화문제에서 소요되는 계산시간에 따라 설정되기 때문에 알고리즘의 매개변수라기보다는 초기 해와 같은 입력자료이다. 3.2 절의 결과와 같이 40 차원의 경우에 최대 200,000 번의 반복으로 좋은 결과를 얻을 수 있었고, 결정해야할 변수 의 수가 약 2 배로 늘어났으므로, 최대반복횟수는 400,000 번으로 설정 하였다. 또한 함수의 평가를 위한 목적함수는 Eq. (6.1)를 사용하였고, 매 시간별 저수량과 방류량의 제약조건은 댐의 단독운영의 경우와 과 동 일하게 Eq. (5.6)을 사용하였다. 그리고 각 시간단계별 상태방정식 또한 수정된 질량보존식(Eq. (5.4))을 사용하였다.

위와 같은 조건으로 동적 차원변화 탐색 기법을 사용하여 안동 및 임 하댐의 연계운영을 위한 장기 저수지운영 수위구간을 결정하였다. 안동 및 임하댐에 대해 결정된 월별 수위구간을 Fig. 6.1과 6.2에 나타내었 다. 안동댐 지점에 대해 결정된 상한수위의 최저값은 3월말에 146.38 m 이었고, 최고값은 9월말의 159.33 m이었다. 중간수위의 최저값은 6월말 에 138.69 m이었고 최고값은 역시 9월말의 152.81 m이었다. 하한수위 의 최저값은 7월말의 130.00 m이었고, 최고값은 9월말의 143.81 m이 었다. 상한수위의 연중 수위변화는 3월말까지 감소하다가 9월말까지 증 가 후 다시 감소하는 양상을 보였고, 중간수위의 연중 수위변화는 상한 수위의 경향과 유사하지만 수위감소가 3 개월 정도 지체되어 6월말까지 감소하다가 9월말까지 증가후 다시 감소하는 양상을 보였다. 하한수위는 중간수위의 경향과 유사하지만 1 개월이 더 지체되어 7월말까지 감소하 다가 9월말까지 증가후 감소되는 경향을 보였다.



Fig. 6.1 Optimized zones for joint operation (Andong Dam)

한편 임하댐의 경우 상한수위의 최저값은 4월말에 149.11 m이었고, 최고값은 9월말의 160.98 m이었다. 중간수위의 최저값은 5월말에 140.16 m이었고 최고값은 역시 9월말의 155.48 m이었다. 하한수위의 최저값은 5월말의 137.61 m이었고, 최고값은 9월말의 146.98 m이었 다. 상한수위는 다른 수위들과 다르게 약간 복잡한 양상을 보였다. 상한 수위의 연중 수위변화는 3월말까지 증가하다가 4월말에 감소, 5월말에 증가, 6월말에 감소하여 다시 9월말까지 증가 후 감소하는 경향이었다. 중간 및 하한 수위는 6월말까지 감소하다가 9월말까지 증가 후 다시 감 소하는 양상을 보였다.



안동 및 임하댐의 연계운영을 위한 장기 저수지운영 수위구간 결정 시 동적 차원변화 탐색기법의 수렴양상을 Fig. 6.3에 나타내었다. 함수평가 횟수 1 ~ 1,200 번 구간에서 목적함수값이 1.5 ~0.9 정도로 유지되다 가 이후 반복에서 서서히 감소한다. 최종반복횟수에 0.87405로 수렴하 였다. 이 때 398,027 번 이후에는 목적함수값의 변화가 없었다. 전체 500년의 모의기간동안 안동댐과 임하댐을 연계운영하였을 경우 약 0.87 %의 용수공급이 부족했음을 의미한다. 5.2 절에서 나타난 안동댐과 임 하댐의 단독운영의 경우 부족률은 각각 2.6 %와 3.2 %였다. 이와 같은 값을 비교해 볼 때 연계운영을 수행할 때 부족율이 약 1/3로 감소하였다.



<sup>6.2.2</sup> 단독 및 연계운영을 위한 저수지운영 수위구간 비교

5장에서 단독운영과 전 절의 연계운영에서 결정된 저수지운영 수위구 간을 Table 6.1과 6.2에 나타내었다. 대체로 안동댐의 단독운영에서 결 정된 상한수위보다 연계운영에서 결정된 상한수위가 높았고, 연계운영에 서 결정된 중간 및 하한수위는 대체로 낮았다. 이는 안동댐과 임하댐을 연계운영할 때 풍수기에 저수용량이 더 큰 안동댐에 더 저류하였다가 갈 수기에 임하댐의 방류량을 일부 부담하기 위한 것으로 사료된다. 임하댐 의 상한, 중간, 하한수위는 단독 및 연계운영의 두 가지 경우 모두 유사 한 수위를 나타내었고, 단지 1월 ~ 6월 갈수기에 상한 수위가 약간의 차이를 보였다.

Month	Sin	igle operat	ion	Jo	int operati	on
MOIIII	Upper	Middle	Lower	Upper	Middle	Lower
Jan.	152.06	147.74	141.27	151.55	147.67	137.29
Feb.	147.25	146.47	138.29	149.30	146.46	133.42
Mar.	147.84	145.26	131.68	146.38	145.22	131.67
Apr.	149.34	146.04	132.54	149.69	141.58	132.54
May.	148.82	145.14	132.93	149.00	142.23	133.23
Jun.	147.09	144.23	132.16	151.19	138.69	132.20
Jul.	154.43	150.09	133.72	155.16	149.63	130.00
Aug.	154.42	151.41	138.60	157.71	149.31	138.30
Sep.	158.75	153.28	141.53	159.33	152.81	143.81
Oct.	157.33	151.37	137.89	158.01	151.68	138.12
Nov.	156.55	150.84	139.58	157.21	150.15	137.01
Dec.	154.68	149.19	142.51	154.79	149.18	138.69

Table 6.1 Comparison of zones between single and joint operation (Andong Dam)

Table 6.2 Comparison of zones between single and joint operation (Imha Dam)

Month	Sin	gle operat	ion	Jo	int operati	on
WOITT	Upper	Middle	Lower	Upper	Middle	Lower
Jan.	153.56	147.31	140.53	152.17	146.38	140.21
Feb.	155.72	141.11	137.71	151.70	141.18	139.99
Mar.	154.65	142.08	138.63	157.88	141.23	138.59
Apr.	153.49	142.30	138.62	149.11	142.20	138.56
May.	149.44	140.13	137.63	153.74	140.16	137.61
Jun.	149.45	140.97	137.76	150.34	144.16	138.57
Jul.	155.08	150.62	142.48	154.54	150.62	143.49
Aug.	161.21	153.15	146.30	160.76	153.16	146.31
Sep.	161.59	155.47	147.00	160.98	155.48	146.98
Oct.	155.15	149.66	139.67	154.81	150.20	140.54
Nov.	151.61	146.01	143.37	153.87	145.64	142.52
Dec.	151.09	142.64	139.78	151.06	142.86	140.69

## 6.3 장기 저수지운영률에 의한 운영 평가

전 절에서 결정한 장기 저수지운영률을 안동 및 임하댐 연계운영에 적용하였다. 댐유입량 자료로서 두 댐의 실적 자료가 공통으로 존재하는 1993년부터 2009년까지의 관측유입량 자료를 사용하였다. 장기 저수지 운영률에 의한 모의의 계산시간 간격은 순 단위이다. 초기 저수위는 안 동댐의 경우 1992년 12월 31일 저수량을 사용하였고, 임하댐은 계산시 작 직전의 저수위 자료가 존재하지 않아 1993년 1월 1일의 저수위를 사용하였다.

연계운영을 위한 장기 저수지운영률을 적용하여 모의운영을 수행한 후 안동댐에 대한 모의 결과를 실적 자료 및 단독운영 시 모의결과와 함께 Fig. 6.4와 Table 6.3에 나타내었다. 1993년 1월부터 1996년 6월까지 는 Fig. 6.4에서 보는 바와 같이 단독운영과 연계운영이 많이 다름을 볼 수 있는데, 이는 초기 저수위가 다르기 때문이며 분석기간에서는 제외하 였다. 1996년 7월부터 단독운영과 연계운영의 결과를 살펴보면 저수위 가 낮아지는 기간에 저수위의 변화를 볼 수 있다. 연계운영 시 안동댐의 저수위는 단독운영때보다 더 낮음을 볼 수 있고, 이는 임하댐의 같은 기 간 방류량을 안동댐에서 부담함을 의미한다. Table 6.3과 전 장의 Table 5.1에서 보는 바와 같이 1997년에서는 단독운영과 연계운영이 유사한 저수위 패턴을 보이다가 1998년 4월부터 11월까지 연계운영으 로 44×10<sup>6</sup> m'을 더 방류하였다. 1999년에는 2월부터 11월까지 연계운 영으로 11×10<sup>6</sup> m'을 적게 방류하였고, 2000년과 2001년에는 각각 10×10<sup>6</sup> m'과 13×10<sup>6</sup> m'을 더 방류하였다. 2002년 ~ 2006년까지는 약 간의 방류량 차이는 있지만 거의 단독운영과 유사한 방류량을 방류하였 다. 2007년과 2008년에 각각 15×10<sup>6</sup> ㎡과 43×10<sup>6</sup> ㎡을 더 방류하였

음을 볼 수 있고, 2009년에는 62×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> 덜 방류하였음을 볼 수 있다. 위와 같은 결과로 같은 수문조건에서 단독 및 연계운영의 결과 안동댐은 임하댐이 부담해야할 방류량을 최대 44×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>을 부담한다고 판단할 수 있다.



Fig. 6.4 Comparison between simulated and observed water levels for single and joint operations (Andong Dam)

מטום		מומובת	וכובמסם				n ninni						
Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Sum
1993	61.28	56.39	54.00	46.49	89.69	127.79	102.82	134.45	124.54	81.31	69.63	85.81	1,034.2
1994	85.28	78.47	76.65	63.62	94.77	127.79	113.47	119.46	59.84	53.42	50.04	53.37	976.18
1995	45.71	56.39	54.00	46.49	51.44	37.06	102.82	80.92	59.84	46.22	37.06	38.30	656.25
1996	38.30	34.59	43.87	46.49	51.44	62.47	102.82	90.66	37.06	38.30	37.06	38.30	621.36
1997	38.30	24.71	24.71	37.06	79.03	113.27	113.47	119.46	105.38	60.62	50.04	61.66	827.71
1998	61.28	56.39	54.00	57.91	94.77	127.79	113.47	134.45	124.54	81.31	69.63	85.81	1,061.35
1999	85.28	78.47	76.17	64.47	94.77	127.79	113.47	134.45	221.27	104.68	71.02	87.53	1,259.37
2000	86.98	80.04	76.65	64.89	96.67	128.64	113.47	124.78	124.54	81.31	69.63	85.81	1,133.41
2001	85.28	78.47	76.65	64.04	94.77	127.79	108.14	119.46	82.61	53.42	50.04	61.66	1,002.33
2002	53.87	56.39	54.00	46.49	84.11	113.27	102.82	136.28	173.58	82.94	71.02	87.53	1,062.3
2003	86.98	80.04	76.65	64.89	96.67	130.34	356.34	264.25	317.99	82.42	71.02	87.53	1,715.12
2004	86.98	80.04	76.65	64.89	96.67	130.34	149.23	283.83	156.85	82.42	71.02	87.53	1,366.45
2005	86.98	80.04	76.65	64.89	96.67	128.64	120.09	134.45	124.54	81.31	69.63	85.81	1,149.7
2006	85.28	56.39	54.00	63.62	94.77	127.79	128.97	134.45	126.20	81.31	69.63	85.81	1,108.22
2007	86.43	80.04	76.65	64.89	94.77	127.79	113.47	124.78	124.54	81.31	69.63	85.81	1,130.11
2008	85.28	78.47	75.15	63.62	94.77	127.79	102.82	119.46	105.38	60.62	50.04	53.37	1,016.77
2009	38.30	56.39	54.00	37.06	38.30	37.06	102.82	119.46	59.84	38.30	37.06	38.30	656.89
Avg.	70.46	65.40	63.56	56.58	84.95	111.97	127.09	139.71	125.21	70.07	59.60	71.17	1,045.75

Table 6.3 Simulated release for joint operation (Andona Dam) (x10<sup>6</sup> m<sup>1</sup>)

임하댐에 대한 모의 결과를 실적 자료 및 단독운영 시 모의결과와 함 께 Fig. 6.5와 Table 6.4에 나타내었다. 안동댐과 달리 임하댐의 모의시 작 저수위가 같으므로 1993년부터 단독운영과 연계운영의 결과를 비교 할 수 있다. Fig. 6.5에서 보는 바와 같이 단독운영과 연계운영에 의한 결과가 거의 유사함을 볼 수 있다. 이는 단독 및 연계운영에 대해 임하 댐의 적은 양의 방류 차이 때문이다. 1993년 ~ 1996년까지는  $1.0\times10^6$ m'보다 적은 방류의 차이가 있었다. 1997년에는 단독운영 시 보다  $6.9\times10^6$  m'을 더 방류하였고, 또한 2001년 연계운영에 의해 임하댐은 단독운영의 결과보다  $7.2\times10^6$  m'을 더 방류하였다. 그리고 2006년, 2007년, 2009년에 각각  $6.2\times10^6$  m',  $7.5\times10^6$  m',  $7.8\times10^6$  m'을 더 방 류하였다. 2002년과 2008년에는 단독운영에 의한 임하댐의 방류량  $5.2\times10^6$  m',  $10.3\times10^6$  m'이 더 많았다. 이와 같은 결과로 볼 때 임하댐 은 연계운영 시 안동댐보다 하류 물수요에 대해 적게 부담한다고 관단할 수 있다.



Fig. 6.5 Comparison between simulated and observed water levels for single and joint operations (Imha Dam)

Table	6.4 Sim	ulated	release	for join	t operat	tion (Irr	nha Dan	n) (×10	) <sup>6</sup> m³)				
Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Sum
1993	49.65	44.27	49.01	47.69	51.04	51.55	104.43	274.68	99.15	50.27	48.38	25.00	895.12
1994	50.00	44.90	49.01	47.69	50.35	50.54	78.18	30.80	29.81	30.80	19.87	0.00	481.95
1995	00.00	0.00	19.87	19.96	19.87	19.87	20.87	30.80	29.81	30.98	29.81	30.80	252.64
1996	10.93	0.00	20.87	19.87	20.30	28.16	90.59	68.57	29.81	30.90	29.81	19.87	369.68
1997	00.00	0.00	9.94	19.87	44.05	31.88	104.91	105.67	75.00	31.07	47.43	24.51	494.33
1998	49.01	44.27	49.01	48.01	50.35	50.54	104.25	177.21	99.15	50.27	48.38	25.00	795.45
1999	50.00	44.90	49.01	48.33	50.68	50.88	103.52	104.99	171.07	49.28	48.38	25.00	796.04
2000	50.00	45.16	49.65	48.33	50.68	50.54	78.18	68.57	87.40	50.27	48.38	25.00	652.16
2001	50.00	45.16	49.33	48.01	50.35	50.54	78.18	42.98	29.81	31.07	29.81	18.63	523.87
2002	30.80	38.40	36.68	41.82	50.68	50.54	89.93	255.22	171.73	50.27	48.38	25.00	889.45
2003	50.00	45.16	49.33	48.64	91.21	157.46	326.76	224.71	221.89	50.27	48.38	25.00	1,338.81
2004	50.00	45.16	49.01	48.01	50.68	51.22	177.90	217.64	115.14	50.27	48.38	25.00	928.41
2005	50.00	45.16	49.33	48.33	51.00	50.54	104.18	104.99	98.50	49.28	47.43	24.51	723.25
2006	49.01	44.27	36.68	35.94	50.35	32.92	242.78	106.42	98.50	49.63	47.43	24.68	818.61
2007	49.01	44.27	49.01	41.82	44.48	31.88	53.79	44.20	98.50	49.95	48.38	25.00	580.29
2008	49.65	44.27	49.01	47.69	50.35	32.92	30.80	30.80	29.81	30.80	9.94	9.94	415.98
2009	00.00	0.00	10.93	00.00	11.41	9.94	79.35	68.57	52.10	31.07	29.81	30.80	323.98
Avg.	37.53	33.84	39.75	38.82	46.34	47.17	109.92	115.11	90.42	42.14	39.90	22.57	663.53

=
(×10 <sup>6</sup>
Dam)
(Imha
operation
joint
for
release
Simulated
4
9 0
두 댐의 연간 방류량에서 기본계획 공급량을 차감한 초과공급량을 Fig. 6.6에 나타내었다. 단독운영의 경우와 마찬가지로 1993년부터 2009년까지 17년 동안 전반적으로 실적 자료는 초과공급량과 공급 부 족량의 크기가 큰 경향을 보였으나, 모의된 결과의 초과공급량은 공급량 의 변화폭이 실적자료보다 적었다. 실적자료의 초과공급 최대값은 2003 년에 1,085×10<sup>6</sup> m'이었고 초과공급 최소값은 1995년에 -384×10<sup>6</sup> m' 이었다. 모의 결과의 초과공급 최대값은 2003년의 749×10<sup>6</sup> m'이었고, 초과공급 최소값은 1995년에 -336×10<sup>6</sup> m'이었다.



Fig. 6.6 Comparison of water supply between measurement and joint operation

연계운영 모의를 수행하였을 때 안동댐에 대한 연도별 발전량을 실적 자료와 함께 Fig. 6.7에 나타내었으며, Table 6.5에 모의 발전량을 나타 내었다. Fig. 6.7에서 보는 바와 같이 모의 발전량이 실적 발전량보다 평균적으로 높음을 볼 수 있다. 17년간의 실적 발전량 평균값은 126.93 GWh이며 모의결과의 발전량은 136.24 GWh로 9.31 GWh 증가되었다. 이를 2009년 한국수자원공사 관할 전체 댐에 대한 발전 평균단가 111.72 원/kWh을 적용하여 금액으로 환산하면 약 10.4 억원이다. 단독 운영 시의 발전량보다 연계운영 시의 발전량이 많은 이유는 임하댐이 부 담해야 할 방류량을 추가로 더 방류하는 부분에 기인한다고 할 수 있다.



Fig. 6.7 Comparison of hydropower generation between measurement and joint operation (Andong Dam)

Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Sum
1993	4.57	5.98	5.57	4.74	9.62	13.87	11.65	19.43	19.06	12.18	10.20	12.27	129.14
1994	11.81	10.51	9.93	8.01	11.71	15.08	13.82	13.99	6.70	5.85	5.44	5.59	118.44
1995	4.57	5.28	4.68	3.87	4.20	2.94	7.33	6.75	6.24	4.72	3.63	3.59	57.08
1996	3.38	2.88	3.53	3.82	4.20	5.40	10.42	8.93	3.54	3.50	3.24	3.21	56.05
1997	3.03	1.81	1.77	2.92	6.96	10.23	13.31	14.96	12.71	6.95	5.57	7.10	87.32
1998	6.92	6.14	5.82	6.58	10.84	13.84	13.55	18.99	18.53	12.11	10.23	12.27	135.82
1999	11.78	10.44	9.79	8.37	12.35	16.18	14.39	19.14	34.22	17.05	11.45	13.84	17.009
2000	13.41	12.01	11.19	9.27	13.49	17.26	14.80	16.27	17.82	12.16	10.19	12.26	160.13
2001	11.79	10.51	10.04	8.22	11.69	14.71	12.75	14.20	9.28	5.97	5.50	6.49	121.15
2002	5.45	5.49	4.93	4.19	9.06	11.77	10.44	19.95	27.97	13.25	11.16	13.45	137.11
2003	13.01	11.63	10.92	9.34	14.93	20.03	57.84	43.03	51.83	13.28	11.26	13.70	270.08
2004	13.27	11.86	11.11	9.23	13.74	18.40	23.42	46.07	25.54	13.32	11.24	13.53	210.73
2005	13.04	11.62	10.81	9.10	13.36	16.97	16.91	19.40	17.92	11.76	9.83	11.71	162.43
2006	11.15	7.10	6.60	7.64	11.42	14.60	17.88	21.80	20.16	12.62	10.56	12.71	154.24
2007	12.37	11.05	10.34	8.76	12.44	16.01	13.94	16.30	18.27	12.05	10.05	12.00	153.58
2008	11.47	10.12	9.32	7.74	11.04	13.58	10.47	14.42	12.80	6.99	5.53	5.60	119.08
2009	3.81	5.25	4.58	2.94	2.95	2.85	9.97	13.25	6.38	3.93	3.66	3.65	63.22
Avg.	9.11	8.22	7.70	6.75	10.24	13.16	16.05	19.23	18.17	9.86	8.16	9.59	126.62

Table 6.5 Simulated hydropower generation for joint operation (Andong Dam) (GWh)

그리고 임하댐에 대한 연도별 발전량을 실적자료와 함께 Fig. 6.8에 나 타내었으며, Table 6.6에 모의 발전량을 나타내었다. Fig. 6.8에서 보는 바와 같이 역시 모의 발전량이 실적 발전량보다 평균적으로 높음을 볼 수 있다. 17년간의 실적 발전량 평균값은 67.6 GWh이며, 모의결과의 발전량 은 71.1 GWh로 3.5 GWh의 차이를 보였다. 2009년 발전 평균단가를 이 용하여 환산하면 약 3.9 억원에 해당된다. 또한 실적 발전량의 최대값은 2003년 183.7 GWh, 최소값은 2009년 14.8 GWh였으며, 모의 발전량의 최대값은 2003년 168.3 GWh, 최소값은 1995년 19.5 GWh이었다. 단독 운영의 경우와 같이 발전량이 실적보다 전반적으로 높은 이유는 저수위를 높게 유지하여 발전효율을 높게 한 것이 주된 이유라고 사료된다.



Fig. 6.8 Comparison of hydropower generation between measurement and joint operation (Imha Dam)

Table 6.6 Simulated hydropower generation for joint operation(Imha Dam) (GWh)

Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Sum
1993	3.74	4.76	5.21	4.83	5.48	5.98	13.28	38.67	13.74	6.70	6.19	3.11	111.69
1994	6.03	5.15	5.32	4.86	4.90	4.60	7.02	2.53	2.26	2.16	1.38	0.00	46.21
1995	0.00	0.00	1.36	1.39	1.39	1.38	1.49	2.35	2.76	2.72	2.40	2.26	19.5
1996	0.75	0.00	1.45	1.40	1.42	2.40	9.88	6.79	2.71	2.60	2.29	1.41	33.1
1997	0.00	0.00	0.69	1.39	3.27	2.35	12.77	13.24	8.71	3.37	4.84	2.57	53.2
1998	5.01	4.30	4.62	5.05	5.39	5.16	11.71	24.25	13.36	6.72	6.31	3.16	95.04
1999	6.09	5.17	5.34	5.36	5.67	5.58	11.52	12.53	23.70	7.08	6.86	3.47	98.37
2000	6.76	5.86	6.15	5.69	5.64	5.24	7.84	7.04	11.12	6.83	6.35	3.20	77.72
2001	6.20	5.34	5.75	5.35	5.19	4.81	7.65	3.82	2.69	2.90	2.74	1.62	54.06
2002	2.69	3.35	2.91	3.41	5.41	5.31	8.94	35.12	24.12	6.85	6.43	3.24	107.78
2003	4.72	4.08	4.45	4.51	11.19	21.35	46.06	30.38	30.04	5.13	4.78	1.62	168.31
2004	4.73	4.07	4.19	3.93	4.22	4.68	23.80	28.61	14.52	5.29	4.93	1.64	104.61
2005	4.80	4.15	4.37	4.28	4.38	4.11	10.45	10.85	10.52	4.34	3.95	1.27	67.47
2006	3.64	2.96	1.94	1.86	3.05	1.58	30.36	12.94	11.31	4.56	4.12	1.36	79.68
2007	3.90	3.25	3.31	2.54	2.47	1.44	3.33	2.91	10.87	4.80	4.44	1.46	44.72
2008	4.18	3.47	3.56	3.26	3.11	1.54	1.34	1.50	1.45	1.38	0.42	0.40	25.61
2009	0.00	0.00	0.45	0.00	0.49	0.41	6.13	5.96	4.02	1.72	1.51	1.43	22.12
Avg.	3.72	3.29	3.59	3.48	4.27	4.58	12.56	14.09	11.05	4.42	4.11	1.95	71.13

두 댐의 실적 방류량과 연계운영에 의한 모의 결과를 3 가지 저수지 운영 평가기준으로 평가하였다(Table 6.7). 총기간은 612 개 순이며, 실 패한 횟수는 실적이 390 회, 모의결과는 202 회로 188회의 차이를 보 였다. 2 순 연속하여 실패가 발생한 횟수는 각각 27 회, 16 회이었고, 최대 연속 실패는 각각 69 순, 65 순이었다. 또한 신뢰도는 실적이 0.36으로 매우 낮았고, 모의된 결과는 0.67로 0.31의 차이를 보였다. 총 운영 기간 중 평균적인 실패량을 나타내는 취약도는 실적이 12.42×10<sup>6</sup> m', 모의된 결과가 12.25×10<sup>6</sup> m'로 0.17×10<sup>6</sup> m'의 차이를 보였다. 회 복도는 실적이 0.085, 모의 결과가 0.084로 거의 유사한 결과를 보였다. 다른 통계값이 많은 차이를 보이는 상황에서 회복도의 차이가 적은 이유 는 안동댐의 경우와 마찬가지로 실적자료는 연속으로 실패하다가 관리자 의 의지에 따라 한번만 기본계획 공급량에 맞추어 방류하여도 회복도가 상승하는 효과를 보일 수 있기 때문이라 사료된다.

Table 6.7	Operational	performance	statistics	for joint	operation
-----------	-------------	-------------	------------	-----------	-----------

Operational performance statistics	Measured	Simulated
Number of time periods	612	612
Number of failures	390	202
Number of consecutive failures for two or more runs	27	16
Run length of maximum failures	69	65
Reliability	0.36	0.67
Vulnerability (×10 <sup>6</sup> m³)	12.42	12.25
Resiliency	0.085	0.084

#### 6.4 댐 연계운영 모의 결과

안동 및 임하 다목적댐의 연계운영을 위한 장기 저수지운영의 수위구 간을 결정하고 도출된 운영률을 사용하여 안동 및 임하댐의 연계운영 모 의를 수행하고 기존 실적과 비교하여 평가하였다. 안동 및 임하댐의 연 계운영을 위한 저수지운영의 수위구간 결정에는 댐별로 각각 월별 상한 수위 12 개, 중간수위 12 개, 하한수위 12 개, 총 36 개씩의 수위구간 을 결정하여야 한다. 그러면 총 미지수는 72 개이다. 이러한 수위구간 결정을 위해 동적 차원변화 탐색 기법을 사용하였다.

동적 차원변화 탐색 기법을 사용하여 안동 및 임하댐의 연계운영을 위 한 장기 저수지운영 수위구간을 결정하였다. 안동댐 지점에 대해 결정된 상한수위의 연중 수위변화는 3월말까지 감소하다가 9월말까지 증가 후 다시 감소하는 양상을 보였고, 중간수위의 연중 수위변화는 상한수위의 경향과 유사하지만 수위감소가 3 개월 정도 지체되어 6월말까지 감소하 다가 9월말까지 증가 후 다시 감소하는 양상을 보였다. 하한수위는 중간 수위의 경향과 유사하지만 1 개월이 더 지체되어 7월말까지 감소하다가 9월말까지 증가후 감소되는 경향을 보였다. 한편 임하댐의 경우 상한수 위는 다른 수위들과 다르게 약간 복잡한 양상을 보였다. 상한수위의 연 중 수위변화는 3월말까지 증가하다가 4월말에 감소, 5월말에 증가, 6월 말에 감소하여 다시 9월말까지 증가 후 감소하는 경향이었다. 중간 및 하한 수위는 6월말까지 감소하다가 9월말까지 증가 후 다시 감소하는 양상을 보였다.

결정된 장기 저수지운영률을 안동 및 임하댐 연계운영에 적용하였다. 같은 수문조건에서 단독 및 연계운영의 결과 안동댐은 임하댐이 부담해 야할 방류량을 최대 44×10<sup>6</sup> ㎡을 부담한다고 판단할 수 있었고, 임하댐 은 연계운영 시 안동댐보다 하류 물수요에 대해 적게 부담한다고 판단할 수 있다.

두 댐의 연간 방류량에서 기본계획 공급량을 차감한 공급량의 초과분 을 분석한 결과 단독운영의 경우와 마찬가지로 1993년부터 2009년까지 17년 동안 전반적으로 실적 자료는 초과공급량과 부족량의 변화가 큰 경향을 보였으나, 모의된 결과의 초과공급량은 공급량의 변화폭이 실적 자료보다 적었다. 실적자료의 초과공급 최대값은 2003년에 1,085×10<sup>6</sup> m'이었고 초과공급 최소값은 1995년에 -384×10<sup>6</sup> m'이었다. 모의 결과 의 초과공급 최대값은 2003년의 749×10<sup>6</sup> m'이었고, 초과공급 최소값은 1995년에 -336×10<sup>6</sup> m'이었다.

연계운영 모의를 수행하였을 때 안동댐에 대한 연도별 발전량은 실적 발전량보다 평균적으로 많음을 볼 수 있고, 단독운영 시의 발전량보다 연계운영 시의 발전량이 많은 이유는 임하댐이 부담해야 할 방류량을 추 가로 더 방류하는 부분에 기인한다고 할 수 있다. 그리고 임하댐에 대한 연도별 발전량은 단독운영의 경우와 같이 실적보다 전반적으로 컸다. 두 댐의 실적 방류량과 연계운영에 의한 모의 결과를 3 가지 저수지운영 평가기준으로 평가하였다. 평가결과 회복도를 제외한 나머지 통계량은 본 연구에서 개발한 모형에 의한 결과가 더 나았다. 회복도의 차이가 적 은 이유는 실적자료는 연속으로 실패하다가 관리자의 의지에 따라 한번 만 기본계획 공급량에 맞추어 방류하여도 회복도가 상승하는 효과를 보 일 수 있기 때문이라 사료된다.



## 제7장 결론 및 향후 연구

#### 7.1 결론

수위구간별 저수지운영을 위한 운영률을 구성하고 이에 따른 저수지운 영 모형을 구축하였다. 이와 더불어 저수지운영의 수위구간을 결정하기 위해 메타휴리스틱 방법들 중 유전자 알고리즘, SCE-UA 알고리즘, 차 원변화 탐색기법을 다양한 검사함수에 적용하여 적절한 방법을 선택하였 다. 안동댐과 임하댐의 단독운영 및 연계운영을 위해 수위구간에 따른 저수지운영률을 차원변화 탐색기법을 적용하여 도출하였다. 결정된 운영 률을 바탕으로 모의운영을 수행하여 기존의 운영실적과 모의결과를 평가 기준에 따라 평가하였다. 적용 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 저수지운영률 도출을 위한 기존 방법을 단순화하여, 최적화 기법으로 월별 수위구간을 결정하고 댐관리자가 초기 저수량과 예상 유입량의 함에 대응되는 저수지 수위가 어떤 수위구간에 있는지에 따라 방류량을 결정하는 방법을 개발하였다. 이러한 방법은 기존 회귀식에 의한 방식보다 댐관리를 담당하는 실무자들이 이해하기가 더 쉬우며, 월별 경험실적 계수의 도입으로 다년간에 걸쳐 운영해오던 방류패턴에서 크게 벗어나지 않으면서 최적 저수지운영을 할 수 있는 장점이 있다.

2. 저수지운영률 도출을 위한 최적화 방법으로 3 가지 메타휴리스틱 방법을 선정하였고 검사함수들에 대해 적용한 결과, 유전자 알고리즘은 매개변수의 수가 적을 경우 우수한 탐색성능을 가졌으며, SCE-UA 알고 리즘은 Griewank, Rastrigin 함수와 같은 형태인 경우 우수한 성능을 보였다. 동적 차원변화 탐색기법은 여러 검사함수들에 대해 우수한 탐색 능력을 가진 것으로 나타났다. 특히 지역수렴 영역이 타 검사함수들 보 다 넓은 10 차원 Schwefel 함수에 대해서는 차원변화 탐색기법으로 구 한 최적해가 전역최적해와 거의 근접하였고 유전자 알고리즘과 SCE-UA 알고리즘은 큰 편차를 보였다. 40, 80 차원 Schwefel 함수에 대해서는 3 가지 알고리즘 모두 전역최적해와 편차를 보였지만 차원변 화 탐색기법에 의한 최적해와 다른 두 알고리즘에 의한 최적해는 1 오 더 정도의 차이가 났다.

3. 안동댐과 임하댐의 유입량 생성은 다변량 추계학적인 수문모의 발생 기법을 사용하여 모의 발생시켰고, 모의 발생된 두 댐의 유입량 자료
 는 공간적·시간적으로 원시 자료의 통계적 특성을 잘 표현하였다.

4. 개발한 저수지운영 모형을 안동댐과 입하댐의 단독운영에 적용한 결과, 두 댐에 대한 모의 결과 모두 기존 실적운영보다 기본계획에 의한 방류량을 충족시켰고, 발전량 또한 실적보다 많았다. 안동댐과 임하댐의 단독운영 결과 모의된 저수위는 실적 저수위보다 전반적으로 높게 유지 되었고, 모의 발전량이 실적 발전량보다 평균적으로 높음을 볼 수 있었 다. 안동댐 단독운영의 경우 모의한 연평균 발전량은 실적 발전량보다 약 5.0 %(6.2 GWh) 증가되었고, 임하댐은 실적보다 약 5.1 %(3.4 GWh) 증가되었다. 저수지운영 평가기준에 의한 평가 결과 안동댐의 경 우 신뢰도는 실적보다 약 9 % 증가하였고, 취약도는 실적에 비해 7.55×106 ㎡ 감소되었으며, 회복도는 실적이 0.21, 모의 결과가 0.13으 로 모의결과가 0.08 낮은 것으로 나타났다. 임하댐의 경우 신뢰도는 실 적보다 35 % 증가하였고, 취약도는 0.31×106 ㎡ 감소되었으며, 회복도 는 실적보다 0.03 증가되었다.

5. 안동댐과 임하댐의 연계운영을 위해 장기 저수지운영의 수위구간을 결정하고 도출된 운영률을 사용하여 안동 및 임하댐의 연계운영 모의를 수행하고 기존 실적과 비교하여 평가하였다. 동일한 수문조건에서 단독 및 연계운영의 결과 안동댐은 임하댐이 부담해야할 방류량을 최대 44×106 m'을 부담한다고 판단할 수 있었고, 임하댐은 연계운영 시 안 동댐보다 하류 물수요에 대해 적게 부담한다고 판단할 수 있다. 두 댐의 연간 방류량에서 기본계획 공급량을 차감한 공급량의 초과분을 분석한 결과 단독운영의 경우와 마찬가지로 1993년부터 2009년까지 17년 동안 전반적으로 실적 자료는 초과공급량과 부족분의 변동이 큰 경향을 보였 으나, 모의된 결과의 공급량은 초과공급량과 부족량의 변화폭이 실적자 료 보다 적었다. 실적자료의 초과공급 최대값은 2003년에 1,085×106 m'이었고 초과공급 최소값은 1995년에 -384×106 m'이었다. 모의 결과 의 초과공급 최대값은 2003년의 749×106 m'이었고, 초과공급 최소값 은 1995년에 -336×106 m 이었다. 연계운영 모의를 수행하였을 때 안 동대의 연도별 발전량은 실적 발전량보다 평균적으로 높음을 볼 수 있 고, 단독운영 시의 발전량보다 연계운영 시의 발전량이 많은 이유는 임 하댐이 부담해야 할 방류량을 추가로 더 방류하는 부분에 기인한다고 할 수 있다. 그리고 임하댐의 연도별 발전량은 단독운영의 경우와 같이 실 적보다 전반적으로 높았다. 두 댐의 실적 방류량과 연계운영에 의한 모 의 결과를 3 가지 저수지운영 평가기준으로 평가한 결과, 신뢰도는 실적 보다 0.31 증가하였고, 총 운영기간 중 평균적인 실패량을 나타내는 취 약도는 실적보다0.17×106 m 감소하였으며, 회복도는 거의 차이가 없었 다.

본 연구에서 개발한 수위구간별 장기 저수지운영률은 댐 운영자가 실 용적으로 저수지운영 계획을 수립하고 운영하기 위해 다년간의 경험을 포함하고 직관적으로 이해할 수 있는 것이다. 이러한 방법론을 통해 장 기적으로 용수를 안정적으로 공급할 수 있는 방안을 수립하는데 기여하 여 적절한 시기에 적절한 방류를 행하는 저수지운영의 궁극적인 목표를 이룰 수 있을 것으로 판단된다. 더불어 필요한 수자원의 구조적인 추가 확보가 갈수록 어려워지는 상황에서 이미 확보된 수자원 시설물을 최대 한 활용할 수 있는 저수지운영 기술향상에 일조할 것이고, 더 나아가 국 토의 균형 발전과 각 지역 주민들의 삶의 질 개선을 위한 물 부족 해소 에 도움이 될 것으로 판단된다.

#### 7.2 향후 연구

본 연구에서 제안한 수위구간별 저수지운영률을 포함하는 저수지운영 모형의 적용성을 높이기 위해서는 두 가지의 추가 연구가 필요하다고 판 단된다. 첫 번째는 신뢰적인 댐 유입량의 예측이고 두 번째는 다수의 저 수지가 유역에 존재하는 경우 구해야 할 수위가 많아지므로 이에 대한 보완이다. 예측 유입량을 산정하는 방법에는 간단히 과거 실적자료의 평 균값, 앙상불 유량예측(ensemble streamflow prediction; ESP), 확률적 예측값 등을 사용할 수 있다. 이와 같은 방법을 사용하여 개발된 모형에 적용하면 저수지 운영 및 계획 업무에 많은 도움이 될 것으로 생각된다. 한편, 대상유역에 고려할 저수지가 많아지면 결정하여야 할 수위의 수가 선형적으로 증가한다. 이에 따라 차원변화 탐색기법 등과 같은 메타휴리 스틱 방법으로도 최적해를 구하는 것이 어려워질 수도 있을 것으로 생각 된다. 그래서 과거 저수지 운영실적이 유사한 댐들을 통합하여 고려할 수 있는 방안이 필요하다. 이러한 방안을 사용하면 유역 전체의 저수지 를 모두 고려할 수 있어 유역의 통합 수자원 운영 및 계획이 가능할 것 으로 판단된다.

### 참고문헌

장민구, 박승우 (2005). "저수지 최적 운영 모형을 이용한 추가 용수 공 급 능력 평가." 한국수자원학회논문집, 한국수자원학회, 제38권, 제11 호, pp. 937-946.

장신욱, 이상호 (2007). "다단계 자동보정 기법에 의한 NWS-PC 모형 매개변수의 추정." 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제27권, 제3B 호, pp. 211-218.

강태욱 (2006). HEC-5 모형과 비선형계획법에 의한 충주 다목적댐의

용수공급능력 평가 및 비교. 석자학위논문, 부경대학교, pp. 45-46. 건설부, 산업기지개발공사 (1977). 안동다목적댐 공사지. 건설부, 한국수자원공사 (1989). 금호강 개선방안 수립 보고서.

건설교통부, 한국수자원공사 (1992). 임하다목적댐 공사지.

건설교통부, 한국수자원공사 (2006). **수자원장기종합계획(2006~2020)** 보고서.

고석구, 이광만, 고익환 (1992). "다기준 의사분석기법에 의한 다목적 저수지의 운영률 평가." 한국수문학회지, 제25호, 제1호, pp. 75-82.

고석구, 이광만, 이한구 (1997). "양해 추계학적 동적계획기법에 의한

저수지 운영률 개발." **한국수자원학회논문집**, 한국수자원학회, 제30권, 제3호, pp. 269-278.

- 고익환, 정세웅 (2002). "통합수자원관리 기반기술 구축방안(II)." 한국수 문학회지, 제35호, 제6호, pp. 71-78.
- 권오헌 (1988). "저수지 조작; 무엇이 문제인가?" **한국수문학회지**, 제21 호, 제1호, pp. 25-30.
- 권오헌 (1980). "북한강 댐군의 최적 운영을 위한 시스템 모형의 개발." 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제28권, 제4호, pp. 95-104.

- 김승권 (1988). "저수지 운영방안의 방법론적 개괄." **한국수문학회지**, 제21호, 제1호, pp. 16-24.
- 김승권, 박영준 (1998). "댐군의 연계운영을 위한 수학적 모형." **한국수 자원학회논문집**, 한국수자원학회, 제31권, 제6호, pp. 779-793.
- 오영민, 이길성 (1986). "Min-Max DP에 의한 소양 및 충주호의 홍수 조절 운영." **한국수문학회지**, 제19호, 제4호, pp. 339-344.
- 유주환 (2000). "선형추적에 의한 한강수계 복합 저수지 계통의 이수 조 작기준 작성." **한국수자원학회논문집**, 한국수자원학회, 제33권, 제6호, pp. 733-744.
- 음형일, 박명기 (2010). "표본 추계학적 동적계획법을 사용한 한강수계 저수지 운영시스템 개발." 한국수자원학회논문집, 한국수자원학회, 제 43권, 제1호, pp. 67-79.
- 이순탁, 이진우 (1985). "동적계획기법에 의한 물배분." **한국수문학회지**, 제18호, 제2호, pp. 163-174.
- 정태성, 강신욱, 황만하, 고익환 (2008). "금강유역의 유역통합수자원관 리를 위한 저수지 운영률 개발 및 적용성 검토." 한국수자원학회논문 집, 한국수자원학회, 제41권, 제4호, pp. 433-444.

한국수자원공사 (2009). 댐운영 실무편람. 한국수자원공사 물관리센터.

- Ajami, N.K., Gupta. H., Wagener, T., and Sorooshian, S. (2004). "Calibration of a semi-distributed hydrologic model for streamflow estimation along a river system." *Journal of Hydrology*, Vol. 298, No. 1-4, pp. 2-35.
- Atiquzzaman, M., and Liong, S.Y. (2004). "Using shuffled complex evolution to calibrate water distribution network model." *Journal* of Civil Engineering, Institution of Engineers, Bangladesh, Vol 32, No. 2, pp. 111-119.

Barros, M., Tsai, F., Yang, S.-L., Lopes, J., and Yeh, W. (2003).

"Optimization of large-scale hydropower system operations." *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 129, No. 3, pp. 178-188.

- Bazarra, M., Sherali, H., and Shetty, C. (1993). Nonlinear programming: Theory and algorithms. Wiley, New York.
- Bekey, G.A., M.T. Ung (1974). A Comparative Evaluation of Two Global Search Algorithms, *IEEE Transactions on Systems, Man* and Cybernetics, Vol. 4, pp. 112–116.
- Box, G.E., and Jenkins, G.M. (1970). *Time series analysis: Forecasting and Control.* Holden-Day, San Francisco, California.
- Bras, R.L., and Rodriguez-Iturbe, I. (1994). *Random Functions and Hydrology*. Dover Pub., N.Y.
- Cai, X., McKinney, D., and Lasdon, L. (2001). "Solving nonlinear water management models using a combined genetic algorithm and linear programming approach." *Advances in Water Resources*, Vol. 24, No. 6, pp. 667–676.
- Charbonneau, P., and Knapp, B. (1995). A User's guide to PIKAIA 1.0. NCAR Technical Note 418+IA, National Center for Atmospheric Research, Boulder, Colorado.
- Chen, L. (2003). "Real coded genetic algorithm optimization of long term reservoir operation." *Journal of the American Water Resources Association*, Vol. 39, No. 5, pp. 1157-1165.
- Duan, Q., Sorooshian S., and Gupta V.K. (1992). "Effective and efficient global optimization for conceptual rainfall-runoff models." *Water Resources Research*, AGU, Vol. 28, No. 4, pp. 1015-1031.

Duan, Q., Sorooshian, S., and Gupta, V.K. (1994). "Optimal use of

the SCE-UA global optimization method for calibrating watershed models." *Journal of Hydrology*, Vol. 158, pp. 265-284.

- Fiering, M.B. (1967) Streamflow synthesis. Macmillan, London.
- Gan, T.Y., and Biftu, G.F. (1996). "Automatic calibration of conceptual rainfall runoff models: optimization algorithms, catchment conditions, and model structure." *Water Resources Research*, AGU, Vol. 32, No. 12, pp. 3513-3524.
- Gan, T.Y., Dlamini, E.M., and Biftu, G.F. (1997). "Effects of model complexity and structure, data quality, and objective functions on hydrologic modeling." *Journal of Hydrology*, Vol. 192, pp. 81-103.
- Goldberg, D.E. (1989). *Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning.* Addison-Wesley Pub. Co. Inc.
- Grygier, J.C., and Stedinger, J.R. (1990). *SPIGOT, A Synthetic Streamflow Generation Software Package*. School of Civil and Environmental Engineering, Cornell University, Ithaca, N.Y.
- Hashimoto, T., Stedinger, J., and Loucks, D. (1982). "Reliability, resiliency, and vulnerability criteria for water resources system evaluation." *Water Resources Research*, AGU, Vol. 18, No. 1, pp. 14-20.
- Hiew, K. (1987). Optimization algorithms for large scale multi-reservoir hydropower systems. Ph.D. dissertation, Colorado State University, Colorado.
- Hiew, K., Labadie, J., and Scott, J. (1989). "Optimal operational analysis of the Colorado-Big Thompson project." *Computerized decision support systems for water managers*, Edited Labadie J.

et al., ASCE, Reston, VA., pp. 632-646.

- Hillier, F.S., and Lieberman, G.J. (2008). Introduction to operations research. McGraw-Hill, New York.
- Karamouz, M. and Houck, M.H. (1982). "Annual and monthly reservoir operating rules generated deterministic optimization." *Water Resources Research*, AGU, Vol. 18, No. 5, pp. 1337-1344.
- Karamouz, M. and Houck, M.H. (1987). "Comparison of stochastic and deterministic dynamic programming for reservoir operating rules generation." *Water Resources Bulletin*, Vol. 23, No. 1, pp. 1-9.
- Karamouz, M., Houck, M.H., and Delleur, J.W. (1992).
  "Optimization and simulation of multiple reservoir systems." *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 118, No. 1, pp. 71–81.
- Labadie. J.W. (2004). "Optimal operation of multireservoir systems: state-of-the-art review." *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 130, No. 2, pp. 93-111.
- Lane W.L., and Frevert, D.K., (1990). Applied Stochastic Techniques, Personal Computer Version 5.2, User's Manual. Earth Sciences Division, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
- Lin, J.Y., Cheng, C.T., and Lin, T. (2008) "A Pareto strength SCE-UA Algorithm for reservoir optimization operation." *Proceedings International Conference on Natural Computation*, Vol. 1, pp. 406-412.

Lund, J.R. and Ferreira, I. (1996). "Operating rule optimization for

the Missouri river reservoir system." *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 122, No. 4, pp. 287-295.

- Madsen, H. (2000). "Automatic calibration of a conceptual rainfall--runoff model using multiple objectives." *Journal of Hydrology*, Vol. 235, pp. 276-288.
- Masri, S.F., Bekey, G.A., and Safford, F.B. (1980). "A global optimization algorithm using adaptive random search." *Applied Mathematics and Computation*, Vol. 7, No. 4, pp. 353-375.
- Mays, L.W., and Tung, Y.K. (1992). *Hydrosystems Engineering and Management*. Mcgraw-Hill, Inc.
- Mishra, S.K. (2006a). Performance of Repulsive Particle Swarm Method in Global Optimization of Some Important Test Functions: A Fortran Program. [Internet] Available from: <http://ssrn.com/ abstract = 924339> [Accessed 6 October, 2010]
- Mishra, S.K. (2006b), Repulsive Particle Swarm Method on Some Difficult Test Problems of Global Optimization. [Internet] Available from: <a href="http://ssrn.com/abstract=928538">http://ssrn.com/abstract=928538</a> [Accessed 6 October, 2010]
- Murtagh, B., and Saunders, M. (1987). MINOS 5.1 user's guide. Technical Report, No. SOL 83-20R, Department of Operations Research, Stanford University, Stanford, California.
- Murtagh, B., and Saunders, M. (1995). MINOS 5.4 user's guide. Technical Report, No. SOL 83-20R, Department of Operations Research, Stanford University, Stanford, California.

Needham, J., Watkins, D., Lund, J., and Nanda, K. (2000). "Linear

programming for flood control in the Iowa and Des Moines rivers." *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 126, No. 3, pp. 118-127.

- Neitsch, S.L., Arnold, J.G., Kiniry, J.R. and Williams, J.R. (2001). Soil and Water Assessment Tool user's manual version 2000, report, U.S. Dept. of Agric. Agric. Res. Serv., Temple, Tex.
- Nelder JA, and Mead R. (1965). "A simplex method for function minimization." *Journal of Computing*, Vol. 7, pp. 308-313.
- Oliveira, R., and Loucks, D. (1997). "Operating rules for multireservoir systems." Water Resources Research, AGU, Vol. 33, No. 4, pp. 839-852.
- Price, W.L. (1978). A controlled random search procedure for global optimization, in *Towards Global Optimization 2*, edited by Dixon, C.W.L. and Szego, G.P., pp. 7-84, Elsevier, New York.
- Raman, H., and Chandramouli, V. (1996). "Deriving a general operating policy for reservoirs using neural network." *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 122. No. 5, pp. 342-347.
- Rogers, P.P. and Fiering, M.B. (1986). "Use of systems analysis in water management." *Water Resources Research*, AGU, Vol. 22, No. 9S, pp. 146S-158S.
- Sharif, M., and Wardlaw, R. (2000). "Multireservoir systems optimization using genetic algorithms: Case study." *Journal of Computing in Civil Engineering*, Vol. 14, No. 4, pp. 255–263.
- Sorooshian, S., Duan, Q., and Gupta, V.K. (1993). "Calibration of rainfall-runoff models: application of global optimization to the Sacramento soil moisture accounting model." *Water Resources*

Research, AGU, Vol. 29, No. 4, pp 1185-1194.

- Stedinger, J., Sule, B., and Loucks, D. (1984). "Stochastic dynamic programming models for reservoir operation optimization." *Water Resources Research*, AGU, Vol. 20, No. 11, pp. 1499-1505.
- Sveinsson, O.G.B., Salas, J.D., Lane, W.L., and Frevert, D.K. (2007). Stochastic Analysis, Modeling, and Simulation (SAMS) Version 2000 User's Manual. Technical Report Number No. 11, Colorado State University, Fort Collins, Colorado.
- Tejada-Guibert, J.A., Stedinger, J.R., and Staschus, K. (1990). "Optimization of value of CVP's hydropower production." *Journal* of Water Resources Planning and Management, ASCE, Vol. 116, No. 1, pp. 52-70.
- Tejada-Guibert, J.A., Johnson, S.A., and Stedinger, J.R. (1993).
  "Comparison of two approaches for implementing multi-reservoir operating policies derived using dynamic programming." *Water Resources Research*, AGU, Vol. 29, No. 12, pp. 3969–3980.
- Tejada-Guibert, J.A., Johnson, S.A., and Stedinger, J.R. (1995).
  "The value of hydrologic information in stochastic dynamic programming models of a multireservoir system." *Water Resources Research*, AGU, Vol. 31, No. 10, pp. 2571-2579.
- Tolson, B.A., and Shoemaker, C.A. (2007). "Dynamically dimensioned search algorithm for computationally efficient watershed model calibration." *Water Resources Research*, AGU, Vol. 43, W01413, doi:10.1029/2005WR004723.
- Tolson, B.A., Asadzadeh, M., Maier, H.R., and Zecchin, A. (2009). " Hybrid discrete dynamically dimensioned search (HDDDS) algorithm for water distribution system design optimization."

*Water Resources Research*, AGU, Vol. 45, W12416, doi:10.1029/2008WR007 673.

- Trezos, T. (1991). "Integer programming application for planning of hydropower production." *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 117. No. 3, pp. 340–351.
- Tung, C., Hsu, S., Liu, C. M., and Li, S., (2003). "Application of the genetic algorithm for optimizing operation rules of the LiYuTan reservoir in Taiwan." *Journal of the American Water Resources Association*, Vol. 39, No. 3, pp. 649-657.
- U.S. Army Corps of Engineers (1971). *HEC-4 Monthly Streamflow Simulation User's Manual.* Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.
- U.S. Army Corps of Engineers (1975). *Reservoir Yield*. Hydrologic Engineering Methods for Water Resources Development, Vol. 8, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.
- U.S. Army Corps of Engineers (1977). *Reservoir System Analysis* for Conservation. Hydrologic Engineering Methods for Water Resources Development, Volume 7, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.
- U.S. Army Corps of Engineers (1996). Developing Seasonal and Long-term Reservoir System Operation Plans using HEC-PRM.
  Research Document, No. 40, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.
- Wardlaw, R., and Sharif, M. (1999). "Evaluation of genetic algorithms for optimal reservoir system operation." *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 125, No. 1, pp. 25-33.

- Whitlatch, E.E. and Bhaskar, N.R. (1978). Application of Mathematical Optimization Techniques in Reservoir Design and Management Studies. Project Completion Report, No. 525X, Water Resources Center, Ohio State University.
- Wurbs, R. (1993). "'Reservoir-system simulation and optimization models." *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 119, No. 4, pp. 455-472.
- Yakowitz, S. (1982). "Dynamic programming applications in water resources." *Water Resources Research*, AGU, Vol. 18, No. 3, pp. 673-696.
- Yapo, P., Gupta, V.K., and Sorooshian, S. (1996). "Automatic calibration of conceptual rainfall-runoff models: sensitivity to calibration data." *Journal of Hydrology*, Vol. 181, pp. 23-48.
- Yeh, W. (1985). "Reservoir management and operations models: A state of-the-art review." *Water Resources Research*, AGU, Vol. 21, No. 12. pp. 1797-1818.
- Young, G.K. (1966). "Technique for finding operating rules." *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 93, No. HY6, pp. 297-319.

부 록 SNUERSIT NATION AUG HOIN l

# 부록 목차

- A. 안동 및 임하댐의 저수지운영 실적(제4장 관련)
  - A.1 안동댐의 월별 실적 방류량
  - A.2 임하댐의 월별 실적 방류량
  - A.3 안동댐의 월별 실적 발전량
  - A.4 임하댐의 월별 실적 발전량
- SNIVE B. 저수지 모의운영 프로그램 코드(제5장 관련) B.1 안동댐의 저수지운영 프로그램 코드

3

O

Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Sum
57.59	58.54	66.16	97.98	139.28	95.64	141.42	101.78	46.92	49.01	59.62	68.30	982.23
101.78	92.17	112.22	14.52	179.45	161.22	115.71	259.00	178.85	181.86	142.30	185.08	1724.16
150.53	145.39	131.78	168.22	142.76	105.24	195.26	183.20	148.78	72.05	4.41	72.32	1519.92
83.83	86.85	100.44	65.58	69.64	143.86	224.72	50.35	219.28	62.94	67.65	62.41	1237.55
81.16	131.36	73.12	70.76	137.13	194.66	158.29	12.59	140.75	32.41	5.44	43.39	1081.06
54.64	78.38	85.44	50.80	142.76	201.66	173.02	0.80	0.52	13.93	44.32	1.87	848.15
49.01	30.97	7.23	1.30	7.50	129.08	7.50	39.10	9.33	52.23	81.91	88.39	503.55
91.07	70.40	67.76	69.21	14.20	44.32	17.14	42.05	254.53	148.12	108.86	102.85	1030.51
123.74	51.53	61.07	51.84	147.85	158.63	42.05	38.57	5.96	91.07	75.43	137.40	985.13
87.85	71.37	75.26	118.71	75.53	91.50	23.03	58.12	99.27	77.41	115.08	110.35	1003.49
137.13	103.78	73.12	34.73	104.46	155.52	118.65	363.99	241.83	155.08	67.39	75.26	1630.96
92.14	82.98	59.19	38.36	56.51	66.87	37.50	136.60	80.09	58.66	50.54	62.41	821.85
57.05	56.13	55.98	53.14	134.19	130.64	71.25	60.00	83.46	100.17	109.64	115.44	1027.07
88.12	96.77	111.69	100.31	117.85	172.11	245.61	183.20	150.08	73.92	76.98	121.33	1537.97
101.51	115.64	93.21	85.54	170.88	144.89	127.76	85.17	123.12	127.76	116.12	136.87	1428.47
164.72	104.27	153.47	88.39	101.24	192.07	142.76	82.49	85.54	39.10	25.66	91.87	1271.58
41.25	53.95	14.46	37.84	34.55	52.88	72.58	340.96	152.41	81.42	53.40	63.48	999.18
133.65	130.39	82.49	81.39	108.74	121.05	145.44	108.48	83.46	28.93	24.62	49.01	1097.66

Table A.1 Measured release of Andong Dam (×10<sup>6</sup> m<sup>1</sup>)

Sum	345.63	834.75	1336.51	1420.56	1520.53	1443.40	744.52	1425.01	1854.16	1518.26	833.32	1256.96	949.67	913.28	532.12	1141.19
Dec.	40.71	140.88	191.51	74.73	99.37	88.39	46.07	99.10	99.10	73.39	68.83	66.42	65.35	54.10	42.59	86.02
Nov.	27.22	76.20	80.61	12.18	78.80	231.98	40.69	95.64	90.72	79.32	54.43	55.47	43.29	54.69	38.88	69.38
Oct.	23.57	0.00	122.94	123.74	259.54	91.87	65.35	72.58	125.35	83.03	53.57	48.21	62.14	65.89	45.53	81.50
Sep.	5.70	63.50	132.97	169.52	180.40	119.49	92.53	447.12	295.49	110.68	47.43	95.90	103.94	95.39	60.65	125.00
Aug.	25.98	69.64	100.71	285.25	203.56	152.40	88.39	339.0 <mark>9</mark>	238.38	243.20	54.10	227.93	74.73	149.45	39.91	134.52
Jul.	27.86	102.85	173.56	128.30	131.24	178.38	90.53	67.50	193.92	242.13	86.51	271.59	55.44	98.83	39.91	119.64
Jun.	37.07	86.05	110.68	176.00	140.23	145.67	89.94	65.06	245.98	215.14	115.60	129.08	137.89	93.57	47.43	127.19
May.	20.62	83.03	56.51	98.30	117.58	71.78	73.12	47.14	227.66	54.10	86.78	87.85	107.14	71.25	38.03	94.71
Apr.	23.59	55.47	46.92	50.80	65.32	100.05	45.36	36.81	69.72	104.72	41.47	65.06	83.20	54.95	36.03	63.88
Mar.	27.59	65.35	103.65	100.44	79.82	80.89	24.37	61.07	94.28	119.19	62.41	72.32	72.85	53.57	43.93	75.33
Feb.	29.76	45.96	117.09	90.96	77.90	94.11	47.17	45.96	82.49	95.07	73.79	65.08	66.29	57.58	43.79	78.60
Jan.	55.98	45.80	99.37	110.35	86.78	88.39	40.98	47.94	91.07	98.30	88.39	72.05	77.41	64.01	55.44	85.42
Year	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	Avg.
	Year Jan. Feb. Mar. Apr. May. Jun. Jul. Aug. Sep. Oct. Nov. Dec. Sum	Year       Jan.       Feb.       Mar.       Apr.       May.       Jun.       Jul.       Aug.       Sep.       Oct.       Nov.       Dec.       Sum         1995       55.98       29.76       27.59       20.62       37.07       27.86       25.98       5.70       23.57       20.72       40.71       345.63	Year         Jan.         Feb.         Mar.         Apr.         May.         Jul.         Jul.         Aug.         Sep.         Oct.         Nov.         Dec.         Sum           1995         55.98         29.76         27.59         23.59         20.62         37.07         27.86         25.98         5.70         23.57         40.71         345.63           1996         45.80         45.86         55.98         5.70         23.57         27.22         40.71         345.63           1996         45.80         45.86         56.94         63.50         50.60         76.20         140.88         834.75	YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jul.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5923.5920.6237.0727.8625.985.7023.5727.2240.71345.63199645.8045.9665.3555.4783.0386.05102.8569.6463.500.0076.20140.88834.75199799.37117.09103.6546.9256.51110.68173.56100.71132.97122.9480.61191.511336.51	YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jul.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5923.5923.5920.6237.0727.8625.985.7023.5727.2240.71345.63199645.8045.8045.9625.4783.0386.05102.8569.6463.500.0076.20140.88834.75199799.37117.09103.6546.9256.51110.68173.56100.71132.97122.9480.611336.51199810.3590.96100.4450.8098.30176.00128.30285.25169.52123.7412.1874.731420.56	YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jul.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5923.5920.6237.0727.8625.985.7023.5727.2240.71345.63199645.9665.3555.4783.0386.05102.8569.6463.5070.0076.20140.88834.75199799.37117.09103.6546.9256.51110.68173.56100.71132.9780.61191.511336.511998110.3590.96100.4450.8098.30176.00128.30285.25169.52123.74121.1874.731420.56199886.7877.9079.8265.32117.58140.23131.24203.6478.7678.7674.731420.56199986.7877.9079.8265.32117.58140.23131.24203.6478.7678.7976.7374.73	YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jul.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5923.5920.6237.0727.8625.985.7023.5727.2240.71345.63199645.8045.9665.3555.4783.0386.05102.8569.6463.500.0076.20140.88834.75199799.37117.09103.6546.9256.51110.68173.56100.71132.97122.9480.61191.511336.511998110.3590.96100.4450.8098.30176.00128.30285.25169.52123.74121.1874.731420.56199886.7877.9079.8265.32117.581470.23285.25169.52123.74121.874.731420.56199886.7877.9079.8265.32117.581470.23131.24205.65192.7678.7078.7074.731420.56199886.7877.9079.8265.32117.581470.28189.40259.5474.731420.56200886.7877.9079.8265.32177.50175.56137.74213.74121.874.731420.56200888.3994.1180.89100.6571.78145.67178.38152.4071.9491.8773.741520.53200988.3994.1180.8	YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jul.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5923.5920.6237.0727.8625.985.7023.5727.2240.71345.63199645.8045.9625.3555.4783.0386.05102.8569.6463.5020.0076.20140.88834.75199799.37117.09103.6555.4783.0386.05102.8569.6463.5020.0076.20140.88834.75199799.37117.09103.6555.4783.0386.05100.71132.97122.9480.61191.511336.511998110.3590.96100.4450.8098.30176.00128.30285.25169.52123.7412.1874.731420.56199986.7877.9079.8265.32117.68175.03185.40199.40259.5473.05192.05199986.7877.9079.8265.32117.58140.23131.24203.56169.52123.7412.1874.731420.56200088.3994.1180.89107.65175.83145.67176.83152.40199.4999.371520.53200188.3994.1124.3724.3674.73174.54269.5490.36174.54744.54200140.9847.1724.3745.36	YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jul.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5923.5920.6237.0727.8625.985.7023.5727.2240.71345.63199645.8045.9665.3555.4783.0386.05102.8569.6463.500.0076.20140.88834.75199799.37117.09103.6546.9256.51110.68173.56100.71132.97122.9480.611336.511998110.3590.96100.4450.8098.30176.00128.80285.25169.52123.74121.874.731420.56199986.7877.9079.8265.32117.68176.00128.80285.25169.52123.74121.874.731420.56199986.7877.9079.8265.32117.58147.60128.81293.6499.37152.051336.51199986.7877.9079.8265.32117.58147.60180.40259.5473.761443.40200088.3994.1180.89100.0571.78145.67178.9888.3991.4736.67200140.9847.1724.3745.3677.1272.5895.6499.1074.5274.45200247.9461.0736.8147.1465.0677.1289.9499.1074.	YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5923.5920.6237.0727.8625.985.7023.5727.2240.71345.63199645.8045.8045.9665.3555.4783.0386.05102.8569.6463.500.0076.20140.88834.75199799.37117.09103.6546.9256.51110.68173.56100.71132.97122.9480.61191.511336.511998110.3590.96100.4450.8098.30176.00128.30285.25169.52123.74191.511336.511998110.3590.96100.4450.8098.30176.00128.30285.25169.52123.74191.511336.51199986.7877.9079.8269.50191.51132.97123.74121.874.731420.56199986.7877.9079.8269.50176.00128.30285.25169.52123.7474.731420.56199986.7877.9079.8269.54199.56199.56199.56199.56199.56194.2674.73199986.7877.9180.9490.53175.03197.5388.3993.7474.731420.56200188.3991.1180.8971.7289.9490.5388.39 </th <th>YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5923.5920.6237.0727.8626.9655.9727.3240.71345.63199645.8045.9665.3555.4783.0386.05102.8569.6463.5070.0076.20140.78845.65199799.37117.09103.6546.9256.51110.68173.56100.71132.97122.9480.61140.861998110.3590.96103.4450.8098.30176.60128.30285.25169.52122.9480.61143.67199986.7877.9079.8265.32117.58140.23131.24293.56149.76133.65199986.7877.9079.8265.32177.86177.86149.23131.24259.54149.76143.76199986.7877.9079.8265.32177.86177.86177.86149.26144.72143.67200088.3994.1180.89190.6573.1289.94155.66149.71272.5669.6465.35144.72200140.9817.9724.37177.86177.86178.38147.12174.56144.56200247.9445.9673.1289.9490.5669.6490.5669.6499.37144.56200391</th> <th>YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5923.5523.5320.6237.0727.8625.985.7.0220.71345.63199645.8045.9665.3555.4783.0386.05102.8569.6463.5020.0076.20140.88834.75199799.37117.09103.6545.9256.51110.68173.56102.97122.9480.61191.511336.511998110.3590.96100.4450.8098.30176.00128.30285.25169.52123.74121.911336.511998110.3590.96100.4450.8098.30176.00128.30285.25169.52123.74121.911336.51199986.7877.9079.82147.12173.83147.05149.05147.12143.05199986.78101.9180.89100.0571.75145.6671.83152.47143.05143.05109088.3994.1129.83147.1224.9388.39144.305142.05200247.9480.7345.9674.5388.39144.305142.55200394.1120.8674.1224.5474.5374.53142.56200447.9465.0624.5474.53295.4999.1074.452200547.</th> <th>YearIan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5920.6237.0727.8635.6935.7023.5727.2240.71345.63199645.8065.3555.4783.0386.05102.8569.6463.500.0076.20140.88834.75199799.37117.09103.6565.3555.4783.0386.05102.8569.6463.5727.2240.71345.63199799.37117.09103.6546.9256.51110.68175.0013.297132.9480.61134.36199886.7877.9079.8246.9256.51176.00128.30137.54132.74121.93142.63199986.7877.9079.9265.96176.00128.30285.25169.52129.49143.40200088.3994.1180.7877.3073.7846.9774.73142.63200140.9847.1724.3789.9440.6774.73142.63200247.9445.9665.0725.4625.4625.4625.4625.4725.4624.43200394.1724.3724.38152.4725.36190.4772.3888.391443.40200445.9665.0774.3285.3992.53192.65295.4725.47214.52<tr< th=""><th>YearIan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5923.5920.6237.0727.8635.9555.9727.2240.71345.63199645.8045.8045.8023.5555.4783.0386.05102.8559.6463.5727.2240.71345.63199799.37117.09103.6555.4783.0386.05102.8559.6463.5727.2340.71345.63199799.37117.09103.6546.9255.41100.68173.56102.8358.53180.40253.74113.63199886.7877.90103.6546.9255.47147.66128.83185.40132.97132.69132.64199986.7877.9079.8265.3217.56131.24203.65140.4172.8699.37142.056199986.7879.9317.50131.24203.65150.56150.56150.56150.57142.75142.056199986.7879.93131.24203.65131.24203.65150.56150.56150.56142.75142.756109086.7879.1450.76131.24203.65131.24203.65150.76233.95143.40200186.7979.1677.58150.56150.56150.56250.54250.54250.54250.55</th></tr<><th>YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5920.6237.0727.8635.9855.7023.5727.2240.71345.63199645.8045.9655.3555.4783.0386.05102.8569.6465.3527.2240.71345.63199799.37117.09103.6555.4783.0386.05175.00182.97132.97132.9480.13143.651998110.3590.96100.4450.8055.51110.63155.00183.30182.41132.57142.05199986.7877.90139.20156.00183.30182.40132.9489.39143.40199986.7877.9079.8265.32175.00183.30285.25190.47122.9480.30143.40199986.7877.9079.8273.1289.94131.24205.65190.40152.67143.40200188.3994.1120.8673.1289.9490.53143.40744.52200288.3994.1124.3673.1289.9490.53143.40744.52200140.9877.9145.9873.1289.9490.53143.40744.52200288.3994.7124.3187.9225.5895.6499.10142.50200389.0482.</th><th>YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Jun.Sum.190655.9829.7627.5027.5027.5025.9857.0023.5727.2240.71345.65199799.37117.09103.6555.4783.0386.05173.56117.0976.20140.8883.475199799.37117.09103.6546.9255.4183.0386.05128.3069.6463.5070.0076.20149.081998110.3590.96100.4450.8095.91173.56129.37129.4980.61149.08199986.78117.09103.6546.9255.4183.03285.2569.6463.5674.791336.51199086.7877.9077.9077.9077.91129.7980.61124.36143.60200188.3994.1180.98173.56173.56159.40128.37123.491336.51200247.9177.9077.9180.9597.91129.9597.92143.40200391.0180.9174.1677.9388.3974.71272.5699.10142.50200495.0191.0777.1845.05175.40259.49159.49159.76143.50200281.9491.0771.7845.07251.98295.49159.7699.10142.502003</th></th>	YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5923.5920.6237.0727.8626.9655.9727.3240.71345.63199645.8045.9665.3555.4783.0386.05102.8569.6463.5070.0076.20140.78845.65199799.37117.09103.6546.9256.51110.68173.56100.71132.97122.9480.61140.861998110.3590.96103.4450.8098.30176.60128.30285.25169.52122.9480.61143.67199986.7877.9079.8265.32117.58140.23131.24293.56149.76133.65199986.7877.9079.8265.32177.86177.86149.23131.24259.54149.76143.76199986.7877.9079.8265.32177.86177.86177.86149.26144.72143.67200088.3994.1180.89190.6573.1289.94155.66149.71272.5669.6465.35144.72200140.9817.9724.37177.86177.86178.38147.12174.56144.56200247.9445.9673.1289.9490.5669.6490.5669.6499.37144.56200391	YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5923.5523.5320.6237.0727.8625.985.7.0220.71345.63199645.8045.9665.3555.4783.0386.05102.8569.6463.5020.0076.20140.88834.75199799.37117.09103.6545.9256.51110.68173.56102.97122.9480.61191.511336.511998110.3590.96100.4450.8098.30176.00128.30285.25169.52123.74121.911336.511998110.3590.96100.4450.8098.30176.00128.30285.25169.52123.74121.911336.51199986.7877.9079.82147.12173.83147.05149.05147.12143.05199986.78101.9180.89100.0571.75145.6671.83152.47143.05143.05109088.3994.1129.83147.1224.9388.39144.305142.05200247.9480.7345.9674.5388.39144.305142.55200394.1120.8674.1224.5474.5374.53142.56200447.9465.0624.5474.53295.4999.1074.452200547.	YearIan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5920.6237.0727.8635.6935.7023.5727.2240.71345.63199645.8065.3555.4783.0386.05102.8569.6463.500.0076.20140.88834.75199799.37117.09103.6565.3555.4783.0386.05102.8569.6463.5727.2240.71345.63199799.37117.09103.6546.9256.51110.68175.0013.297132.9480.61134.36199886.7877.9079.8246.9256.51176.00128.30137.54132.74121.93142.63199986.7877.9079.9265.96176.00128.30285.25169.52129.49143.40200088.3994.1180.7877.3073.7846.9774.73142.63200140.9847.1724.3789.9440.6774.73142.63200247.9445.9665.0725.4625.4625.4625.4625.4725.4624.43200394.1724.3724.38152.4725.36190.4772.3888.391443.40200445.9665.0774.3285.3992.53192.65295.4725.47214.52 <tr< th=""><th>YearIan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5923.5920.6237.0727.8635.9555.9727.2240.71345.63199645.8045.8045.8023.5555.4783.0386.05102.8559.6463.5727.2240.71345.63199799.37117.09103.6555.4783.0386.05102.8559.6463.5727.2340.71345.63199799.37117.09103.6546.9255.41100.68173.56102.8358.53180.40253.74113.63199886.7877.90103.6546.9255.47147.66128.83185.40132.97132.69132.64199986.7877.9079.8265.3217.56131.24203.65140.4172.8699.37142.056199986.7879.9317.50131.24203.65150.56150.56150.56150.57142.75142.056199986.7879.93131.24203.65131.24203.65150.56150.56150.56142.75142.756109086.7879.1450.76131.24203.65131.24203.65150.76233.95143.40200186.7979.1677.58150.56150.56150.56250.54250.54250.54250.55</th></tr<> <th>YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5920.6237.0727.8635.9855.7023.5727.2240.71345.63199645.8045.9655.3555.4783.0386.05102.8569.6465.3527.2240.71345.63199799.37117.09103.6555.4783.0386.05175.00182.97132.97132.9480.13143.651998110.3590.96100.4450.8055.51110.63155.00183.30182.41132.57142.05199986.7877.90139.20156.00183.30182.40132.9489.39143.40199986.7877.9079.8265.32175.00183.30285.25190.47122.9480.30143.40199986.7877.9079.8273.1289.94131.24205.65190.40152.67143.40200188.3994.1120.8673.1289.9490.53143.40744.52200288.3994.1124.3673.1289.9490.53143.40744.52200140.9877.9145.9873.1289.9490.53143.40744.52200288.3994.7124.3187.9225.5895.6499.10142.50200389.0482.</th> <th>YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Jun.Sum.190655.9829.7627.5027.5027.5025.9857.0023.5727.2240.71345.65199799.37117.09103.6555.4783.0386.05173.56117.0976.20140.8883.475199799.37117.09103.6546.9255.4183.0386.05128.3069.6463.5070.0076.20149.081998110.3590.96100.4450.8095.91173.56129.37129.4980.61149.08199986.78117.09103.6546.9255.4183.03285.2569.6463.5674.791336.51199086.7877.9077.9077.9077.91129.7980.61124.36143.60200188.3994.1180.98173.56173.56159.40128.37123.491336.51200247.9177.9077.9180.9597.91129.9597.92143.40200391.0180.9174.1677.9388.3974.71272.5699.10142.50200495.0191.0777.1845.05175.40259.49159.49159.76143.50200281.9491.0771.7845.07251.98295.49159.7699.10142.502003</th>	YearIan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5923.5920.6237.0727.8635.9555.9727.2240.71345.63199645.8045.8045.8023.5555.4783.0386.05102.8559.6463.5727.2240.71345.63199799.37117.09103.6555.4783.0386.05102.8559.6463.5727.2340.71345.63199799.37117.09103.6546.9255.41100.68173.56102.8358.53180.40253.74113.63199886.7877.90103.6546.9255.47147.66128.83185.40132.97132.69132.64199986.7877.9079.8265.3217.56131.24203.65140.4172.8699.37142.056199986.7879.9317.50131.24203.65150.56150.56150.56150.57142.75142.056199986.7879.93131.24203.65131.24203.65150.56150.56150.56142.75142.756109086.7879.1450.76131.24203.65131.24203.65150.76233.95143.40200186.7979.1677.58150.56150.56150.56250.54250.54250.54250.55	YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Sum199555.9829.7627.5920.6237.0727.8635.9855.7023.5727.2240.71345.63199645.8045.9655.3555.4783.0386.05102.8569.6465.3527.2240.71345.63199799.37117.09103.6555.4783.0386.05175.00182.97132.97132.9480.13143.651998110.3590.96100.4450.8055.51110.63155.00183.30182.41132.57142.05199986.7877.90139.20156.00183.30182.40132.9489.39143.40199986.7877.9079.8265.32175.00183.30285.25190.47122.9480.30143.40199986.7877.9079.8273.1289.94131.24205.65190.40152.67143.40200188.3994.1120.8673.1289.9490.53143.40744.52200288.3994.1124.3673.1289.9490.53143.40744.52200140.9877.9145.9873.1289.9490.53143.40744.52200288.3994.7124.3187.9225.5895.6499.10142.50200389.0482.	YearJan.Feb.Mar.Apr.May.Jun.Jun.Aug.Sep.Oct.Nov.Dec.Jun.Sum.190655.9829.7627.5027.5027.5025.9857.0023.5727.2240.71345.65199799.37117.09103.6555.4783.0386.05173.56117.0976.20140.8883.475199799.37117.09103.6546.9255.4183.0386.05128.3069.6463.5070.0076.20149.081998110.3590.96100.4450.8095.91173.56129.37129.4980.61149.08199986.78117.09103.6546.9255.4183.03285.2569.6463.5674.791336.51199086.7877.9077.9077.9077.91129.7980.61124.36143.60200188.3994.1180.98173.56173.56159.40128.37123.491336.51200247.9177.9077.9180.9597.91129.9597.92143.40200391.0180.9174.1677.9388.3974.71272.5699.10142.50200495.0191.0777.1845.05175.40259.49159.49159.76143.50200281.9491.0771.7845.07251.98295.49159.7699.10142.502003

Table A.1 Measured release of Andong Dam ( $\times 10^{6}$  m<sup>3</sup>) (continued)

Table	A.2 Me	asured	release	of Imh	a Dam	(×10 <sup>6</sup>	m³)						
Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Sum
1993	66.96	36.05	43.93	67.91	90.26	104.98	122.40	403.37	113.79	38.30	26.44	58.66	1,173.05
1994	42.85	37.01	40.71	39.66	40.44	55.21	61.34	29.19	16.07	5.62	5.18	5.62	378.90
1995	5.62	25.89	6.43	10.37	24.64	29.55	11.25	12.59	14.00	22.77	22.03	20.62	205.76
1996	24.11	24.19	18.48	10.37	17.41	76.72	144.90	40.71	19.70	34.82	5.96	2.68	420.05
1997	2.68	2.42	2.68	4.15	10.98	41.73	199.27	125.08	21.77	13.39	10.89	26.52	461.56
1998	15.53	24.19	91.60	218.51	77.94	19.18	58.92	347.92	66.36	145.70	113.01	67.23	1,246.09
1999	13.66	10.16	7.23	85.80	29.19	51.58	52.50	76.60	276.05	203.29	47.69	18.21	871.96
2000	30.27	36.77	50.62	36.55	54.64	13.74	16.34	54.91	149.04	109.55	10.89	64.82	628.14
2001	53.57	24.92	29.46	32.66	29.73	18.66	17.95	35.62	23.59	26.25	33.44	23.30	349.15
2002	18.75	24.68	32.94	35.77	107.67	114.05	71.51	326.23	374.80	46.34	3.89	9.37	1,166.00
2003	7.50	7.02	8.04	115.08	273.46	275.27	297.03	229.27	350.96	107.67	4.15	0.00	1,675.45
2004	4.02	10.40	8.04	36.55	178.92	264.12	300.52	218.56	82.17	82.23	38.88	36.16	1,260.57
2005	27.32	24.19	28.12	39.14	40.44	28.25	94.82	113.30	116.38	27.32	26.96	16.34	582.58
2006	16.07	14.52	16.87	15.55	34.82	51.06	500.06	133.92	34.99	43.93	23.07	16.61	901.47
2007	16.07	14.52	16.07	15.29	15.53	29.29	97.23	35.62	182.22	34.02	25.40	14.20	495.46
2008	15.80	14.27	39.10	34.47	50.89	56.76	28.93	15.80	15.55	15.00	15.29	15.53	317.39
2009	15.00	13.55	14.73	12.44	11.25	12.70	78.48	40.98	19.70	15.80	14.00	18.75	267.38
Avg.	22.10	20.28	26.77	47.66	64.01	73.11	126.67	131.75	110.42	57.18	25.13	24.39	729.47

(×10 <sup>6</sup>
Dam
lmha
of
release
Measured
A.2
Ð

Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Sum
1977	5.93	6.05	7.02	10.46	15.34	9.77	13.48	9.41	4.51	4.88	5.80	6.81	99.46
1978	9.76	8.60	7.41	1.48	15.26	10.36	9.03	23.51	19.21	15.66	11.69	14.94	146.92
1979	10.70	9.18	7.21	11.54	10.48	9.49	23.02	17.45	11.92	7.18	0.51	7.75	126.43
1980	7.59	7.86	8.04	4.12	8.05	16.80	26.26	6.83	29.90	8.04	9.00	8.22	140.70
1981	10.25	15.89	8.51	8.17	15.02	19.06	15.94	1.24	17.34	4.06	0.68	5.37	121.53
1982	6.57	9.44	9.83	5.67	15.27	19.43	12.82	0.06	0.04	1.15	4.21	0.16	84.65
1983	4.44	2.62	0.63	0.07	0.52	12.85	2.55	4.29	0.91	6.40	9.08	10.10	54.44
1984	9.73	8.01	7.10	6.87	1.26	4.68	1.58	5.74	35.84	19.50	13.60	12.30	126.20
1985	13.98	4.36	3.37	3.60	15.79	16.59	4.61	4.53	0.81	14.36	11.31	18.85	112.17
1986	11.51	9.03	9.10	13.91	8.46	9.95	2.58	7.60	11.72	8.75	14.01	11.29	117.91
1987	11.71	9.52	7.81	3.80	10.51	15.57	13.19	48.73	31.48	18.33	8.00	7.93	186.56
1988	9.30	8.22	5.65	3.71	5.48	6.18	3.36	16.30	8.96	6.66	5.71	6.83	86.36
1989	5.68	4.74	4.61	5.96	14.26	13.05	6.79	5.30	9.85	12.66	13.76	14.00	110.65
1990	9.58	10.36	11.76	11.49	13.90	20.04	<mark>30.3</mark> 6	21.54	19.35	9.76	10.02	15.01	183.17
1991	12.05	11.98	9.92	9.11	14.90	11.64	9.19	10.67	16.27	16.91	14.89	15.27	152.80
1992	15.72	11.52	12.46	7.95	10.27	16.43	10.03	6.25	5.02	3.05	2.74	9.66	111.11
1993	4.15	5.26	1.26	3.52	3.50	5. <mark>99</mark>	8.47	49.03	21.22	11.17	7.17	8.35	129.08
1994	17.33	15. <mark>3</mark> 9	9.32	8.70	11.27	11.74	14.87	10.23	7.43	2.54	2.19	4.31	115.31
1995	4.77	2.43	2.24	1.89	1.70	3.06	2.27	2.35	0.65	2.72	3.12	4.61	31.80
1996	4.98	4.84	6.72	5.62	8.24	7.63	7.54	7.41	6.85	0.00	6.16	9.72	75.71
1997	7.15	7.61	6.60	4.29	5.62	10.26	17.93	9.46	14.31	12.26	8.06	22.33	125.90
1998	10.39	7.91	9.11	5.41	12.07	20.11	15.78	39.64	23.03	16.03	1.63	9.94	171.05
1999	10.45	9.14	9.42	7.75	14.15	15.92	14.76	26.13	25.35	36.90	10.75	13.28	193.99
2000	11.34	11.33	9.51	9.89	6.89	15.26	14.66	12.72	10.91	10.77	28.19	10.89	152.35
2001	3.70	4.89	2.53	4.70	7.20	8.26	8.99	9.02	7.64	5.15	3.65	4.25	69.97
2002	4.45	3.79	4.20	3.00	5.05	6.97	7.35	44.66	48.55	10.01	12.84	12.73	163.60
2003	11.18	9.69	10.64	7.83	28.08	26.64	24.20	31.01	38.21	18.00	12.75	13.44	231.68
2004	12.82	12.09	13.86	11.39	6.01	23.92	29.90	30.82	14.22	10.24	9.83	8.78	183.87
2005	9.99	7.92	6.44	4.34	8.94	10.89	9.35	6.46	5.76	6.69	6.90	8.44	92.12
2006	8.53	7.36	7.83	6.91	9.31	12.77	34.56	31.74	12.83	6.28	7.10	8.39	153.60
2007	9.40	7.71	8.11	9.34	11.40	13.33	5.30	8.14	13.57	8.37	5.70	8.41	108.79
2008	8.02	7.19	6.33	6.45	8.02	9.90	10.37	17.70	11.34	7.52	6.03	5.73	104.61
2009	5.52	4.13	3.95	3.20	3.29	4.04	4.05	4.75	7.17	5.21	4.33	4.73	54.37
Avg.	9.05	8.06	7.23	6.43	9.86	12.68	12.58	16.08	14.91	9.91	8.22	9.78	124.81

Table A.3 Measured power generation of Andong Dam (GWh)

Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Sum
1993	7.17	3.68	4.49	6.71	9.25	10.35	13.95	33.46	14.49	4.78	3.27	6.75	118.35
1994	4.65	3.85	4.04	3.65	3.60	4.60	5.34	2.32	1.22	0.43	0.45	0.49	34.64
1995	0.47	2.01	0.49	0.82	2.00	2.31	0.88	1.08	1.47	2.36	2.20	1.96	18.05
1996	2.20	2.15	1.50	0.90	1.55	7.08	14.66	3.72	1.77	2.94	0.49	0.22	39.18
1997	0.22	0.20	0.22	0.35	1.07	3.94	25.48	14.63	2.41	1.46	1.18	2.99	54.15
1998	1.79	2.77	10.17	22.25	6.40	1.61	5.66	29.49	8.36	17.72	12.13	6.41	124.76
1999	1.17	0.87	0.62	7.84	2.62	4.82	4.93	8.44	17.24	26.81	5.69	2.10	83.15
2000	3.34	4.15	4.54	3.66	5.09	1.23	1.58	5.76	18.28	13.02	1.24	7.08	68.97
2001	5.53	2.42	2.98	3.22	2.30	1.22	1.84	2.81	1.77	1.94	2.72	1.62	30.37
2002	1.15	1.83	2.56	2.94	12.05	11.15	6.74	25.16	26.77	5.47	0.00	0.00	95.82
2003	0.00	0.00	0.02	13.97	34.47	29.43	33.39	28.29	29.53	14.09	0.54	0.00	183.73
2004	0.00	0.00	0.04	3.26	20.71	25.04	33.46	20.38	9.34	9.18	4.13	2.98	128.52
2005	1.81	1.51	1.70	2.77	2.72	1.54	8.91	10.59	10.86	1.53	1.33	0.31	45.58
2006	0.27	0.23	0.33	0.26	2.07	3.41	<mark>23</mark> .36	13.47	2.77	3.5 <mark>4</mark>	1.07	0.34	51.12
2007	0.28	0.25	0.27	0.28	0.29	1.48	7.47	2.04	21.59	3.90	2.81	0.72	41.38
2008	0.35	0.34	2.90	2.36	3.74	3.92	1.40	0.38	0.40	0.30	0.33	0.32	16.74
2009	0.28	0.25	0.28	0.27	0.24	0.34	7.44	3.99	0.68	0.36	0.34	0.37	14.84
Avg.	1.80	1.56	2.19	4.44	6.48	6.67	11.56	12.12	9.94	6.46	2.35	2.04	67.61
			/		NO	1	H	0					

Table A.4 Measured power generation of Imha Dam (GWh)

#### B.1 안동댐의 저수지운영 프로그램 코드

```
PARAMETER(N=3700)
     REAL EL_INI, EL_LOW, EL_FLOOD, EL_FULL
     INTEGER IYEAR
     REAL INFLOW(N), DEM_DI(36), DEM_AGR(36), DEM_INS(36)
     REAL STORAGE(N), STAGE(N), SUPPLY(N), SPILL(N), DEFICIT(N)
     REAL GENHR(N), PWR(N), ENG(N)
     INTEGER ZONE(N)
С
     REAL YS_UP(12), YS_MID(12), YS_LOW(12)
     REAL EL_MAX(36), EL_MIN(36), CURVE_UP(36), CURVE_MID(36),
    +
          CURVE LOW(36)
С
     REAL SUPPLY_M(40,12), DEFICIT_M(40,12), ENG_M(40,12)
     REAL SUPPLY_TOT(40), DEFICIT_TOT(40), ENG_TOT(40)
С
     CHARACTER*20 DATAFILE, OUTFILE
     CHARACTER*100 OPT PARA
С
     COMMON /IN_DATA1/ EL_INI,EL_LOW,EL_FLOOD,EL_FULL
     COMMON /IN_DATA2/ IYEAR, INFLOW, DEM_DI, DEM_AGR, DEM_INS,
    +
                      PDISCHARGE
     COMMON /IN_DATA3/ EL_MAX,EL_MIN,CURVE_UP,CURVE_MID,CURVE_LOW
                      / YS_UP,YS_MID,YS_LOW
     COMMON /PARA
     COMMON /SIMOUT / STORAGE, STAGE, SUPPLY, SPILL, DEFICIT, ZONE
     COMMON /SIMOUT2 / GENHR, PWR, ENG
С
С
      DATA YS_UP /152.71,148.81,147.96,149.71,148.31,147.21,
С
     +150.88,152.17,157.90,154.17,152.73,152.56/
С
      DATA YS_MID/147.26,145.48,143.59,143.87,144.83,142.75,
С
     +150.22,148.00,150.94,149.28,147.90,147.47/
С
      DATA YS_LOW/139.60,134.64,134.20,136.50,132.89,134.56,
С
     +135.29,139.02,135.72,144.32,136.75,144.39/
С
     OPT_PARA='D:\Work2010\Doctor\Task1\Andong\Opt_zone6\DDS2\DDS_test1
    +₩status.out'
     OPEN(5,FILE=OPT_PARA)
     READ(5, *)
     READ(5, *)
     READ(5,90) (YS_UP(I),I=1,12),(YS_MID(J),J=1,12),(YS_LOW(K),K=1,12)
  90 FORMAT(36(2X,E12.6))
     CLOSE(5)
С
С
С
С
     IN, OUT FILE
С
     WRITE(*,*) 'enter input file name'
     READ(*.*) DATAFILE
     WRITE(*,*) 'enter output file name'
     READ(*,*) OUTFILE
```

```
С
     IDAT=10
     IOUT=20
     OPEN(IDAT, FILE=DATAFILE)
     OPEN(IOUT, FILE=OUTFILE)
С
С
      READ(IDAT,*) NDATA
С
     READ(IDAT, *)
     READ(IDAT,100) EL_INI
     READ(IDAT,100) EL_LOW,EL_FLOOD,EL_FULL
  100 FORMAT(10F10.0)
     READ(IDAT.120) IYEAR.PDISCHARGE
 120 FORMAT(I10,10F10.0)
С
     READ(IDAT,*)
     DO I=1,36
       READ(IDAT,*) DEM_DI(I), DEM_AGR(I), DEM_INS(I)
                                                     SNIVE
     ENDDO
     READ(IDAT, *)
     DO I=0,149-1
       READ(IDAT, 110) (INFLOW(I*8+J), J=1,8)
       J=J+1
     ENDDO
 110 FORMAT(8F10.0)
С
     DO I=1,36
       IF(I.GE.18 .AND. I.LE.26) THEN
         EL_MAX(I)=EL_FLOOD
       ELSE
        EL_MAX(I)=EL_FULL
       ENDIF
       EL_MIN(I)=EL_LOW
     ENDDO
С
     CALL COORDINATE(YS_UP ,CURVE_UP ,EL_MIN,EL_MAX)
     CALL COORDINATE(YS_MID,CURVE_MID,EL_MIN,EL_MAX)
     CALL COORDINATE(YS_LOW,CURVE_LOW,EL_MIN,EL_MAX)
     J=1
     DO I=1,36
       WRITE(IOUT,190) J,I,EL_MAX(I),CURVE_UP(I),CURVE_MID(I),
                     CURVE_LOW(I),EL_MIN(I)
    +
       IF(MOD(I,3).EQ.0) J=J+1
     ENDDO
 190 FORMAT(215,10F10.2)
С
     CALL SIMULATION_AD_ZONE6
     CALL AD_POWER
С
С
     PRINT RESULT
С
     kvear=1977
     J=0
     DO I=1,IYEAR*36
```

```
N10DAY=MOD(1.36)
       IF(N10DAY.EQ.0) N10DAY=36
С
       IF(MOD(I,3).EQ.1) THEN
        J=J+1
        IF(J.GT.12) J=1
       ENDIF
       SUPPLY_M(KYEAR-1977+1,J)=SUPPLY_M(KYEAR-1977+1,J)+SUPPLY(I)
       DEFICIT_M(KYEAR-1977+1,J)=DEFICIT_M(KYEAR-1977+1,J)+DEFICIT(I)
       ENG_M(KYEAR-1977+1,J)=ENG_M(KYEAR-1977+1,J)+ENG(I)
С
       DESIGN_SUPPLY=DEM_DI(N10DAY)+DEM_AGR(N10DAY)+DEM_INS(N10DAY)
       WRITE(IOUT.200) kvear.I.N10DAY.ZONE(I).INFLOW(I).STAGE(I).
    +
         STORAGE(I).DEM DI(N10DAY).DEM AGR(N10DAY).DEM INS(N10DAY).
         DESIGN_SUPPLY, SUPPLY(I), DEFICIT(I), SPILL(I),
    +
         GENHR(I), PWR(I), ENG(I)
    +
       if(n10day.eq.36) kyear=kyear+1
                                                 LONNE
     ENDDO
 200 FORMAT(4I5,F10,3,F10,2,20F10,3)
С
     DO I=1,IYEAR
       DO J=1,12
         SUPPLY_TOT(I)=SUPPLY_TOT(I)+SUPPLY_M(I,J)
        DEFICIT_TOT(I)=DEFICIT_TOT(I)+DEFICIT_M(I,J)
         ENG_TOT(I)=ENG_TOT(I)+ENG_M(I,J)
       ENDDO
     ENDDO
С
     WRITE(IOUT, 220)
     DO I=1,IYEAR
       WRITE(IOUT,210) (SUPPLY_M(I,J),J=1,12),SUPPLY_TOT(I)
     ENDDO
     WRITE(IOUT, 220)
     DO I=1,IYEAR
       WRITE(IOUT,210) (DEFICIT_M(I,J),J=1,12),DEFICIT_TOT(I)
     ENDDO
     WRITE(IOUT, 220)
     DO I=1,IYEAR
       WRITE(IOUT,210) (ENG_M(I,J),J=1,12),ENG_TOT(I)
     ENDDO
 210 FORMAT(12F10.2,F10.3)
 220 FORMAT(//,80('='))
С
     CLOSE(10)
     CLOSE(20)
С
     STOP
     FND
```

REAL EL\_INI, EL\_LOW, EL\_FLOOD, EL\_FULL REAL INFLOW(N), DEM\_DI(36), DEM\_AGR(36), DEM\_INS(36) REAL STORAGE(N), STAGE(N), SUPPLY(N), SPILL(N), DEFICIT(N) REAL DAY(36),C(36) INTEGER ZONE(N) С REAL YS\_UP(12), YS\_MID(12), YS\_LOW(12) REAL EL\_MAX(36), EL\_MIN(36), CURVE\_UP(36), CURVE\_MID(36), CURVE\_LOW(36) + С COMMON /IN\_DATA1/ EL\_INI,EL\_LOW,EL\_FLOOD,EL\_FULL COMMON /IN\_DATA2/ IYEAR, INFLOW, DEM\_DI, DEM\_AGR, DEM\_INS, + **PDISCHARGE** COMMON /IN\_DATA3/ EL\_MAX,EL\_MIN,CURVE\_UP,CURVE\_MID,CURVE\_LOW COMMON /PARA / YS\_UP,YS\_MID,YS\_LOW COMMON /SIMOUT / STORAGE,STAGE,SUPPLY,SPILL,DEFICIT,ZONE С DATA DAY/10.0,10.0,11.0,10.0,10.0, 8.0,10.0,10.0,11.0, + + + С DATA C/1.60,1.60,1.60,1.63,1.63,1.63,1.41,1.41,1.41, 1.18,1.18,1.18,1.05,1.05,1.05,1.00,1.00,1.00, + 1.10,1.10,1.10,1.00,1.00,1.00,1.32,1.32,1.32, + 1.38,1.38,1.38,1.35,1.35,1.35,1.61,1.61,1.61/ DATA C/1.68,1.68,1.68,1.71,1.71,1.71,1.48,1.48,1.48, С С +1.24,1.24,1.24,1.20,1.20,1.20,1.10,1.10,1.10, С + 1.16, 1.16, 1.16, 1.10, 1.10, 1.10, 1.17, 1.17, 1.17, С +1.45,1.45,1.45,1.41,1.41,1.41,1.69,1.69,1.69/ С С INITILIZE RULE CURVE С CALL COORDINATE(YS\_UP ,CURVE\_UP ,EL\_MIN,EL\_MAX) CALL COORDINATE(YS\_MID,CURVE\_MID,EL\_MIN,EL\_MAX) CALL COORDINATE(YS\_LOW,CURVE\_LOW,EL\_MIN,EL\_MAX) С С MAIN CALCULATION С ALPHA=1.0 BETA=1.02 GAMMA=1.0 GAMMA2=0.0 С DO I=1,IYEAR\*36 N10DAY=MOD(I,36) IF(N10DAY.EQ.0) N10DAY=36 С IF(I.EQ.1) THEN CSTORAGE=AD\_STO(EL\_INI)+INFLOW(I) CSTAGE=AD WL(CSTORAGE) FI SE CSTORAGE=STORAGE(I-1)+INFLOW(I)

```
CSTAGE=AD_WL(CSTORAGE)
       ENDIF
      CALL FIND_ZONE_6(CSTAGE,N10DAY,IZONE,EL_MAX,EL_MIN,
                    CURVE_UP,CURVE_MID,CURVE_LOW)
    +
       ZONE(I)=IZONE
С
      CSPILL=0.0
       ADD_REL=0.0
      IF(IZONE.EQ.1) THEN
        DEM_TOTAL=ALPHA*(DEM_DI(N10DAY)+DEM_AGR(N10DAY)+
                       DEM_INS(N10DAY))*C(N10DAY)
    +
        CSPILL=AD_STO(CSTAGE)-AD_STO(EL_MAX(N10DAY))
        PDIS 10=PDISCHARGE*24.*3600./1000000.*DAY(N10DAY)
        IF(CSPILL.GT.0.0 .AND. CSPILL.LT.DEM TOTAL) THEN
          CSPILL=0.0
        FNDIF
        IF(CSPILL.GT.DEM_TOTAL .AND. CSPILL.LT.PDIS_10) THEN
          ADD_REL=CSPILL-DEM_TOTAL
          CSPILL=0.0
                                                      NIL
        ENDIF
        IF(CSPILL.GT.PDIS_10) THEN
          ADD_REL=PDIS_10-DEM_TOTAL
          CSPILL=CSPILL-PDIS_10
        ENDIF
       ENDIF
С
      IF(IZONE.EQ.2) THEN
        DEM_TOTAL=BETA*(DEM_DI(N10DAY)+DEM_AGR(N10DAY)+
                       DEM_INS(N10DAY))*C(N10DAY)
    +
      ENDIF
С
      IF(IZONE.EQ.3) THEN
        DEM_TOTAL=GAMMA*(DEM_DI(N10DAY)+DEM_AGR(N10DAY)+
                      DEM_INS(N10DAY))*C(N10DAY)
    +
       ENDIF
С
      IF(IZONE.EQ.4) THEN
        DEM_TOTAL=(DEM_DI(N10DAY)+DEM_AGR(N10DAY))*C(N10DAY)
       ENDIF
С
      IF(IZONE.EQ.5) THEN
        DEM_TOTAL=DEM_DI(N10DAY)
       ENDIF
С
      IF(IZONE.EQ.6) THEN
С
          DEM_TOTAL=11.9*86400*DAY(N10DAY)/1000000.
        DEM_TOTAL=0.0
       ENDIE
С
      IF(I.EQ.1) THEN
        PRE_STORAGE=AD_STO(EL_INI)
       ELSE
        PRE_STORAGE=STORAGE(I-1)
      ENDIF
```

С

STORAGE(I)=INFLOW(I)+PRE\_STORAGE-DEM\_TOTAL-CSPILL-ADD\_REL SPILL(I)=CSPILL SUPPLY(I)=DEM\_TOTAL+ADD\_REL DESIGN\_SUPPLY=DEM\_DI(N10DAY)+DEM\_AGR(N10DAY)+DEM\_INS(N10DAY) DEFICIT(I)=DESIGN\_SUPPLY-SUPPLY(I) IF(DEFICIT(I).LT.0.0) DEFICIT(I)=0.0 STAGE(I)=AD\_WL(STORAGE(I)) CSTAGE=STAGE(I) ENDDO

С

RETURN END SUBROUTINE

```
CC
      SUBROUTINE FIND_ZONE_6(CSTAGE,N10DAY,IZONE,EL_MAX,EL_MIN,
                    CURVE_UP,CURVE_MID,CURVE_LOW)
    REAL CURVE_UP(36), CURVE_MID(36), CURVE_LOW(36)
    REAL EL_MAX(36), EL_MIN(36)
С
    IF(CSTAGE.GT.EL_MAX(N10DAY)) THEN
     IZONE=1
    ELSE IF(CSTAGE.GT.CURVE_UP(N10DAY)) THEN
     IZONE=2
    ELSE IF(CSTAGE.GT.CURVE_MID(N10DAY)) THEN
     IZONE=3
    ELSE IF(CSTAGE.GT.CURVE_LOW(N10DAY)) THEN
     IZONE=4
    ELSE IF(CSTAGE.GT.EL_MIN(N10DAY)) THEN
     IZONE=5
    ELSE
     IZONE=6
    ENDIF
С
    RETURN
    END SUBROUTINE
```

- REAL YS(12)
- REAL CURVE1(36), EL\_MIN(36), EL\_MAX(36)
- С
- C DO I=1,12
- C J=I\*3
- C CURVE1(J )=YS(I)
- C CURVE1(J-1)=YS(I)
- C CURVE1(J-2)=YS(I)
- C ENDDO CURVE1(3)=YS(1)

```
CURVE1(2)=YS(1)-1./3.*(YS(1)-YS(12))
CURVE1(1)=YS(1)-2./3.*(YS(1)-YS(12))
```

```
DO I=2,12
  J=I*3
  FINC=YS(I)-YS(I-1)
  CURVE1(J )=YS(I)
  CURVE1(J-1)=YS(I)-1./3.*FINC
  CURVE1(J-2)=YS(I)-2./3.*FINC
ENDDO
DO I=1,36
  IF(CURVE1(I).LT.EL_MIN(I)) CURVE1(I)=EL_MIN(I)
  IF(CURVE1(I).GT.EL_MAX(I)) CURVE1(I)=EL_MAX(I)
ENDDO
RETURN
END SUBROUTINE
FUNCTION AD_STO(WL)
IF (WL .LE. 134.2) THEN
  AD_STO=0.0008258622*WL**3+0.02586269*WL**2-31.924*WL+2136.05
ELSE
  IF (WL .LE. 143.7) THEN
    AD_STO=0.001718*WL**3-0.1633963*WL**2-29.34797*WL+3043.206
  ELSE
    IF (WL .LE. 154.3) THEN
    AD_STO=0.001519727*WL**3-0.05171788*WL**2-47.95492*WL+3999.218
    ELSE
    AD_STO=0.0008918457*WL**3+0.1787029*WL**2-74.41829*WL+4903.154
    END IF
  END IF
END IF
END FUNCTION
FUNCTION AD_WL(V)
IF(V .LE. 309.735)
+ AD_WL=107.629323+0.1451459384*V-0.0002828378003*V**2.+
        2.880293121E-007*V**3.
+
IF(V.GT.309.735 .AND. V.LE.559.168)
+ AD_WL=112.1418041+0.09509162909*V-9.290644139E-005*V**2.+
        4.425388601E-008*V**3.
+
IF(V.GT.559.168 .AND. V.LE.982.778)
+ AD_WL=119.7197644+0.05825596478*V-3.150341393E-005*V**2.+
        8.908666525E-009*V**3.
+
IF(V.GT.982.778)
+ AD_WL=125.7142621+0.03941629226*V-1.168989455E-005*V**2.+
+
        1.937984011E-009*V**3.
END FUNCTION
```

С

С

```
SUBROUTINE AD_POWER
PARAMETER(N=3700)
REAL STORAGE(N),STAGE(N),SUPPLY(N),SPILL(N),DEFICIT(N)
INTEGER ZONE(N)
```
```
REAL DAY(36)
    REAL CF3(3,3),CFP(9,9),RPW(9,9)
    REAL GENHR(N), PWR(N), ENG(N)
С
     COMMON /SIMOUT / STORAGE.STAGE.SUPPLY.SPILL.DEFICIT.ZONE
    COMMON /SIMOUT2 / GENHR, PWR, ENG
С
    DATA DAY/10.0,10.0,11.0,10.0,10.0, 8.0,10.0,10.0,11.0,
            +
    +
            +
   * DISCHARGE - TWL CURVE (3 QUADRATIC EQUATIONS PER A RESERVOIR)
С
    DATA CF3/ 0.0, 0.0, 0.0,
    +
              0.0. 0.0. 0.0.
            95.61, 95.61, 95.61/
С
   * HEAD-DISCHARGE-EFFICIENCY TABLE
    DATA CFP/0.0 ,20.0 ,30.0 ,40.0 ,50.0 ,60.0 ,70.0 ,80.0 ,90.0,
    +30.0 ,0.650 ,0.730 ,0.800 ,0.830 ,0.840 ,0.810 ,0.650 ,0.500,
    +35.0 ,0.700 ,0.780 ,0.833 ,0.865 ,0.877 ,0.868 ,0.815 ,0.730,
    +40.0 ,0.730 ,0.810 ,0.860 ,0.884 ,0.894 ,0.893 ,0.872 ,0.855,
    +45.0 ,0.740 ,0.820 ,0.875 ,0.897 ,0.905 ,0.910 ,0.898 ,0.882,
    +50.0 ,0.750 ,0.840 ,0.886 ,0.904 ,0.913 ,0.920 ,0.912 ,0.900,
    +55.0 ,0.760 ,0.848 ,0.891 ,0.908 ,0.918 ,0.925 ,0.920 ,0.911,
    +60.0 ,0.770 ,0.850 ,0.893 ,0.912 ,0.922 ,0.928 ,0.926 ,0.920,
    +65.0 ,0.780 ,0.852 ,0.893 ,0.913 ,0.924 ,0.930 ,0.930 ,0.924/
С
    IYEAR=100
    CNVRT=277.77778
    PKHR=5.0
     QPL=80.0 !CMS
     QPM=160.0 !CMS
С
    DO J=2,IYEAR*36
      N10DAY=MOD(J,36)
      IF(N10DAY.EQ.0) N10DAY=36
С
С
     CALCULATION OF GROSS HEAD & POWER GENERATION HOURS
С
      WPWR=SUPPLY(J)+SPILL(J)
      FMAX_TURBINE=QPM*24.*3600.*DAY(N10DAY)/1000000.
      IF(WPWR.GT.FMAX_TURBINE) WPWR=FMAX_TURBINE
      QP=QPM
      IF(WPWR.LT.0.001) QP = 0.0
      GNHR = 1000.0 * WPWR/(DAY(N10DAY) * QPM * 3.6)
С
      QU = WPWR*CNVRT/(DAY(N10DAY)*24.0)
        QT = QU
        IF(QP.GE.QU) QT = QP
        |T = 1|
        IF(QT,GT,10,00) IT = 2
        IF(QT,GT,100,0) IT = 3
      TWL = CF3(IT,1) * QT * *2 + CF3(IT,2) * QT + CF3(IT,3)
```

```
IF(TWL.LT.95.61) TWL = 95.61
С
                 IF(TWL(2).LT.103.1) TWL(2) = 103.65
     IMHA
С
         SV = 0.5 * (STORAGE(J-1) + STORAGE(J))
       EL0 = AD WL(SV)
       HD
             = EL0 - TWL
С
С
С
     EFFICIENCY CALCULATION FROM TABULATED MATRIX
С
       QP = 0.5 * QP
      MD1 = 9
       MD2 = 9
       DO 190 MJ = 2, MD2
        DO 190 MI = 2, MD1
          RPW(MI,MJ) = CFP(MI,MJ)
 190
       CONTINUE
                                                LONIVE
С
       DO 200 MI = 2, MD1
        IF(QP.GT.CFP(MI,1)) GO TO 200
          KI = MI
          GO TO 210
 200
      CONTINUE
       KI = MD1
 210
       CONTINUE
С
       DO 220 MJ = 2, MD2
        IF(HD.GT.CFP(1,MJ)) GO TO 220
        KJ = MJ
        GO TO 230
      CONTINUE
 220
       KJ = MD2
       CONTINUE
 230
С
       KM = KI - 1
       JM = KJ - 1
С
       EFF1 = RPW(KM,JM) + (RPW(KM,KJ) - RPW(KM,JM)) *
             (HD - CFP(1, JM))/(CFP(1, KJ) - CFP(1, JM))
    +
       EFF2 = RPW(KI,JM) + (RPW(KI,KJ) - RPW(KI,JM)) *
             (HD -CFP(1,JM))/(CFP(1,KJ) -CFP(1,JM))
    +
       EF0= EFF1 + (EFF2 -EFF1)*(QP -CFP(KM,1))/
             (CFP(KI,1) - CFP(KM,1))
    +
С
С
С
     POWER AND HYDRO-ENERGY CALCULATION
С
      GENHR(J) = GNHR
       PWR(J) = 0.001*2.0*9.806*QP*HD*EF0
С
        ACTP = CAPA(I) * SLOAD(I)
С
        IF(PWR(I,J).GE.ACTP) PWR(I,J) = ACTP
       ENG(J) = 0.001 * PWR(J) * GENHR(J) * DAY(N10DAY)
С
     ENDDO
```

RETURN END

С





## 감사의 글

석사 학위를 마치고 첫 직장에 발을 디딘지 벌써 11년이 되었습니다. 학위 논문을 완성하기까지 참으로 많은 분들께서 도움을 주셨습니다. 오 늘에 이르기까지 저에게 많은 관심과 도움을 주신 모든 분들께 진심으로 감사의 마음을 전하고자 합니다.

지면으로 표현하기는 부족하지만, 16년 동안 한결같은 마음으로 돌봐 주신 이상호 교수님께 머리 숙여 감사드립니다. 어려운 시절 사비를 털 어 학업을 계속할 수 있게 해주셨고, 학문에 임하는 자세를 가르쳐 주셨 습니다. 교수님의 은혜를 평생 갚아도 부족할 것 같습니다.

부족한 글을 학위논문으로 발전시켜 주시는 데 고견을 주신 이영대 교 수님, 이종섭 교수님, 전북대 김재희 교수님, 김수한 교수님의 정성어린 지도에 깊은 감사를 드리오며, 마지막 심사에서 해주신 말씀들 오래 간 직하며 실천하겠습니다. 학부 때부터 많은 도움과 격려를 해주시던 정두 회 교수님, 국승규 교수님 감사합니다.

논문이 완성되기까지 많은 배려와 격려를 아끼지 않으셨던 양해진 원 장님, 고덕구 소장님, 이광만 팀장님, 김정곤 팀장님께 진심으로 감사의 말씀을 드립니다. 항상 시스템의 전체를 보는 안목과 방향에 대한 조언 을 아끼지 않으셨던 황만하 박사님, K-water연구원에 온 이후로 이끌어 주시고 많은 가르침을 주신 고익환 단장님, 논문의 형식과 내용을 검토 해주신 이을래 박사님, 임광섭 박사님, 조성호 박사님께도 감사의 말씀 을 드립니다. 매번 많은 격려를 해주신 박재영 처장님, 차기욱 부장님, 이한구 부장님, 김수명 부장님, 차형선 부장님, 신영호 부장님, 박명기 차장님 감사합니다. 여러 가지 업무로 동고동락한 조영식 차장님, 임동 진 차장님, 권문혁 과장님, 최영돈 대리님 감사합니다. 또한 늘 따뜻한 시선으로 저를 지켜봐 주시던 K-water연구원 직원 분들께도 감사드립 니다.

항상 많은 격려와 조언을 주시고 인간경영을 몸소 실천하시는 한국건 설기술연구원의 이동률 박사님, 노총각을 면하게 해주신 윤석영 박사님, 모든 분야에 대해 늘 인자하게 조언해 주신 강재원 박사님께 진심으로 감사의 말씀을 드립니다. 박희성 연구원님, 김철겸 박사, 문장원 박사께 도 감사드립니다. 특히 건기연 입사동기이자 좋은 파트너인 최시중 연구 원께도 감사드립니다. 건기연, 수공을 함께하고, 안 보이는 곳에서 같이 논문을 기획하고 고민해준 유승엽 연구원께도 감사드립니다. 언제나 저 를 격려해주시고 도와주신 경남대 정우창 교수님, 충주대 장창래 교수님 께도 감사드립니다. 연구실의 후배이자 박사과정 선배 이정민 박사, 오 늘도 연구실에서 열심히 공부하는 후배 강태욱, 김태훈, 공영산님 고맙 습니다.

시골에 계시지만 항상 저를 응원하시고 아들 잘 되기만 기원해 주시는 부모님, 쌍둥이와 더불어 사위 학업에 헌신하시는 장인어른, 장모님 감 사합니다. 보다 나은 자식, 사위가 되겠습니다. 무엇보다도 우리 쌍둥이 기르고, 양가 부모님 잘 모시고, 제 학업을 잘 보필해 준 아내 송경미에 게 감사드립니다. 마지막으로 건강하게 자라고 있는 아들 민준, 현준 고 맙다.

> 2010년 12월 21일 강 신 욱