

DAMBRK 모형에 의한 댐 하류지역의 홍수분석*

최현수, 맹승진**, 김병준

본 연구에서는 저수지가 붕괴된 것으로 가정하여 DAMBRK 모형을 사용하여 저수지 하류지역 하도의 홍수량에 따른 수리학적 거동 분석을 실시하였다. 저수지 상류에서 유입되는 PMF와 댐 붕괴홍수량을 추정된 결과, 상류에서 유입되는 홍수량은 강우 지속시간 6시간에서 $1,281 \text{ m}^3/\text{s}$, 댐의 붕괴로 인한 대표홍수량은 붕괴조건 $2H_d-0.4$ 시간에서 $2,846 \text{ m}^3/\text{s}$ 로 추정되었다. 이러한 조건을 바탕으로 저수지 붕괴모의를 실시하여 하류지역의 홍수파 영향분석 결과 저수지로부터 하류 3.2km 지점의 최초 홍수파 도달시간은 약 24분, 6.0km 지점은 약 1시간 정도가 소요되는 것으로 분석되었다. 저수지 붕괴유출수문곡선 산정을 위해 붕괴지속시간은 0.1~0.5시간, 댐높이는 $1H_d \sim 3H_d$ 범위로 하여 총 15개 조건별로 붕괴홍수량을 산정하였다. 저수지의 붕괴방류 조건별 홍수량 중에서 최소의 홍수량이 산정된 $1H_d-0.5$ 시간과 최대 홍수량이 산정된 $3H_d-0.1$ 시간에 따른 저수지 하류의 홍수 분석 결과, 저수지로부터 하류부로 갈수록 홍수량과 홍수위의 증가가 둔화되었다. 이러한 현상은 지형의 경사도 완화, 평야지 전개에 따른 통수단면 확대 및 중류지역에서의 저류효과 등에 기인하는 것으로 판단된다. 본 연구에서 댐의 높이는 최고점과 최저점(최고값)을 기준으로 적용하였다. 그러나 실제 댐의 높이는 지점에 따라 다르며, 실제 붕괴가 발생한다 해도 댐의 어느 지점에서 발생할 지는 정확하게 예측할 수 없다. 그러므로 댐 평균 높이의 관점으로 볼 때 붕괴유출수문곡선은 15개의 붕괴모의 조건 중에서 붕괴단면의 높이가 댐 높이의 3분의 1 값으로 적게 나타나는 붕괴평균폭(B_m)- $1H_d$ 조건은 배제하고, 붕괴단면의 높이가 댐 높이의 3분의 2 이상의 값을 나타내는 붕괴평균폭(B_m)- $2H_d$, $3H_d$ 조건 범위 내에서 적용하는 것이 적절한 것으로 판단되었다.

주제어: 강수량, 빈도분석, PMP, 홍수량, PMF, DAMBRK

1. 서론

저수지는 농업용수, 발전용수, 공업용수 및 생활용수의 공급, 오염 물질의 저장, 휴식공간의 제공 및 홍수조절 등을 목적으로 하천의 유수를 막아 물을 저류하는 수공구조물로서 국가의 중요한 사회기반 시설물이기 때문에 그 기능과 안전이 충분히 확보되어야 한다. 대표적인 저수시설로는 다목적 댐, 시

* 이 논문은 2009년도 충북대학교 학술연구지원사업의 연구비 지원에 의하여 연구되었음.

** 교신저자

설물이기 때문에 그 기능과 안전이 충분히 확보되어야 한다. 대표적인 저수시설로는 다목적 댐, 발전용 저수지, 농업용 저수지 등이 있다.

농업용 저수지의 경우에는 다목적 댐과는 달리 대부분 홍수조절기능이 없기 때문에 이상홍수 발생 시 급격한 수위상승에 따른 댐 월류(Overtopping)의 위험이 상대적으로 높은 편이다. 또한 유입홍수를 그대로 방류함으로써 하류지역의 홍수피해 잠재성이 크며, 대부분의 농업용 저수지는 필댐으로 되어 있어 월류에 의한 위험성은 더욱더 크게 작용하는 실정이다.

최근 우리나라를 포함한 전 세계적으로 엘니뇨(El-Nino) 및 라니냐(La-Nina)와 같은 기상이변으로 인해 수공구조물의 설계빈도를 초월하는 기록적인 집중호우가 자주 발생하고, 이로 인한 대규모 홍수는 많은 인명과 재산피해를 야기하고 있다.

우리나라의 대부분 농업용 저수지는 필댐으로 건설되었다. 필댐은 콘크리트댐과는 달리 월류 시 붕괴되기 쉬운 취약한 특성을 가지고 있기 때문에 차후 발생하는 저수지 붕괴원인도 대부분 월류 또는 관공작용(Piping)이 주요원인으로 작용할 것으로 유추할 수 있다. 관공작용에 의한 누수는 시설물의 노후와 시설관리자의 관리부족에 의한 인위적인 요소가 작용할 수 있으나, 댐의 월류는 최근 자주 발생하는 기상이변과 밀접한 관계가 있는 것으로 판단된다.

1971년부터 2002년까지 한반도 주변을 지나간 태풍에 의한 최대일강우량 자료를 조사한 결과 상위 10개 중 7개가 1990년대 이후에 발생했다. 이 중 2002년 태풍 루사(Rusa) 내습 시 강릉지역에 내린 870.5mm의 강우량이 가장 큰 것으로 조사되었다. 또한 태풍 루사와 동반한 이상호우로 인해 강원도 강릉의 장현·동막저수지에 설계홍수량을 초과하는 홍수의 유입으로 여수로의 붕괴뿐만 아니라 저수지의 제체가 붕괴되는 피해를 입기도 했다. 이밖에도 1961년 전북 남원의 호기리댐, 1996년과 1998년에 연천댐 등이 대표적인 설계홍수량 초과로 인한 붕괴사례로 들 수 있다.

농림부와 한국농촌공사(2008)에 따르면 전국에 산재되어 있는 농업용 저수지는 약 17,649개소에 이르고 있으며, 이 중 저수지 붕괴 시 피해 잠재성이 크게 나타날 것으로 예상되는 총저수량 1,000천^m 이상 저수지는 약 454개소로 조사되었다. 이러한 저수지는 전술한 바와 같이 설계홍수량을 초과하거나 예측할 수 없는 이유로 인해 각 저수지에 발생할 수 있는 비상상황을 시나리오별로 작성하여 대비체계를 구축할 필요성이 있다.

따라서 본 연구에서는 이상호우로 인한 농업용 저수지 붕괴 시 하류지역의 홍수 분석을 위하여 대상저수지를 선정한다. 선정된 저수지 상류부의 수문학적 조건, 저수지 자체의 시설조건, 저수지 하류부 하도 및 지형조건을 바탕으로 DAMBRK 모형에 의한 저수지 붕괴 시 하류지역에 나타날 수 있는 홍수위, 홍수량 및 도달시간을 분석한다. 이러한 분석 결과는 우리나라의 농업용 저수지에 대한 시나리오별 방재계획 및 대책 수립 마련을 위한 기본 자료로 활용되어질 것이다.

II. 분석 모형의 선정 및 이론 분석

본 분석에서는 저수지 붕괴에 따른 하류부의 홍수 분석을 위해 적용 가능한 수치모형을 선정하고 선정된 수치모형의 이론을 서술하고자 한다.

1. 모형의 선정

댐 붕괴 홍수와 모형의 선택은 댐 저수지와 하류부의 특성, 댐 붕괴 해석의 정도 등 이용목적에 따라 그 분석 방법이 다를 수 있다. 즉 예비적인 단계인 개략적인 평가의 경우에는 단순화된 방법을 활용할 수 있으나 구체적인 상황에 대한 모의가 필요할 경우에는 완벽한 동수역학적 방법을 활용하여야 하기 때문에 필요성에 따른 적용모형이 가지는 제약조건 및 특성을 이해하는 것은 매우 중요하다.

이와 같은 이유는 지금까지 개발된 어떠한 모형도 댐 붕괴와 관련된 모든 구성 요소를 모의하는 데 완벽하지 못한 것이 큰 원인일 수 있으나 댐 붕괴모형의 대부분이 외국에서 개발되어 적용하고자 하는 경우에 모형의 기본적인 특성, 모형이 가지는 한계성, 매개변수의 특성, 입력자료의 도출 등에 대한 운영자의 사전적 지식이 없는 것도 원인이 될 수 있다.

본 연구에서 저수지의 붕괴 모의에 필요한 구성요소는 아래와 같이 5개 그룹으로 대별된다(한건연, 2002).

- ① 홍수수문학 : 강우강도-유출관계, 수로-흐름추적
- ② 저수지 수리 : 유입수문곡선 추적 및 홍수위 계산
- ③ 댐 붕괴 홍수류 해석 : 댐 붕괴유출수문곡선
- ④ 댐 붕괴 구조 및 양상 : 댐 붕괴 형상 및 개도에 따른 수리특성
- ⑤ 홍수추적 : 하도 및 홍수터 홍수추적

따라서 본 연구를 수행하기 위하여 상기의 5가지 조건을 모의할 수 있고 국내외적에서 많은 적용사례가 있어 그 적합성이 인정된 DAMBRK 모형(Fread, 1988)을 기반 모형으로 선정하였다.

2. 모형의 이론 특성

DAMBRK 모형은 붕괴된 댐으로부터 유출수문곡선을 유도하고 하류부를 통한 댐 홍수파를 동력학적(dynamic wave) 방법에 의한 수리학적 방법으로 추적하는데 이용된다. 붕괴유출량의 산정 및 하류부 홍수추적에 관한 기본 이론은 최현수(2009)에 서술되어 있다.

III. 대상지역 및 연구방법

1. 대상지역 선정

본 연구에서는 전국에 산재한 총저수량 3,000천 m^3 이상의 저수지 중에서 대다수를 차지하고 있는 필댐, 재해대비설계기준에서 가능최대강수량(Probable Maximum Precipitation, PMP) 산정의 최소유역면적인 25 km^2 이상, 말단부 경계조건이 바다와 연하여 분석구간이 명확하게 구분될 수 있는 저수지들 중에서 대상지역을 선정하였다.

상기 조건을 만족하는 저수지를 대상지역으로 선정하였으나 분석 결과에 따른 사회적 과장이 우려되어 본 연구에서 부득이 A 저수지로 통칭하고자 한다. A저수지는 필댐이며, 저수지의 유역면적, 총저수량 및 댐높이는 각각 28.26 km^2 , 3,206천 m^3 및 19.1m이다.

A 저수지의 상류유역 형상은 유역폭이 좁고 유로장이 긴 세장형의 형상을 이루고 있다. 유역의 대부분은 산지와 계곡형 농경지로 구성되어 있다. A 저수지 유역의 고도별 면적분포는 전체 유역면적의 25.9%가 E1.300m이상에 분포하고 있으며, 전형적인 우리나라 산지 유역의 형상을 나타내고 있다. 국토지리정보원의 1대 25,000 수치지도와 토지이용도, 농촌진흥청 농업과학기술원의 1대 25,000 정밀토양도를 이용하여 ArcGIS 9.0에 의해 A 저수지 유역 내 토지이용 현황과 수문학적 토양군을 산정하였다.

A 저수지의 하류유역에 대한 하천특성 분석의 정밀도를 높이기 위하여 2005년도에 국토지리정보원에서 제작된 수치지도를 이용하였다. 하류유역 내 토지이용현황은 임야 27.412 km^2 (65.0%), 논 9.347 km^2 (22.1%), 밭 1.908 km^2 (4.5%), 대지 등 기타 3.533 km^2 (8.4%)로 나타났다. 하류유역의 토양특성은 국토지리정보원의 1대 25,000 수치지도 및 농촌진흥청 농업과학기술원의 1대 25,000 정밀토양도를 이용하여 분석하였다.

2. 분석방법

대상 지역으로 선정된 A 저수지의 하류 지역에 대한 홍수 분석을 위해 기상자료, 수문분석 및 가능최대홍수량(Probable Maximum Flood, PMF) 등을 추정하고, 이들의 결과를 사용하여 저수지가 붕괴된다는 가정 하에 A 저수지 하류 지역의 홍수위, 도달시간 및 홍수량 등을 산정한다.

IV. 결과

1. 강수량 분석

1) 강수량 특성

A 저수지 유역 주변에는 기상청 관할의 진주, 마산, 통영, 남해 등 4개의 기상대 또는 기상관측소가 운영되고 있다. A 저수지 유역의 면적강우량을 산정하기 위해 티센망을 작성하여 지배관측소별 티센계수를 산정한 결과 진주기상대의 티센계수가 1.0으로 나타났다. 대상 유역의 강우특성인 월별 평균강수량, 지속기간 및 계절별 강우 극값 등을 산정하기 위해 1969년부터 2007년까지 진주기상대에서 관측된 기상자료를 사용하여 분석한 결과는 <표 1> 및 <표 2>와 같다.

<표 1> Monthly and annual mean rainfall of Jinju Weather Station

(Unit : mm)

Monthly mean rainfall												Annual mean rainfall
Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	
31.1	44.4	70.5	133.1	137.2	210.8	304.4	302.7	166.5	50.9	44.3	21.0	1,517.0

<표 2> Rainfall characteristics of Jinju Weather Station

Series	Duration	Rainfall(mm)	Date
Maximum	1 hour	80.0	1970. 8. 7
	1 day	264.0	1981. 9. 3
	2 days	309.0	1981. 9. 3
	3 days	315.5	1978. 6. 20
	1 month	760.1	2002. 8.
	1 year	2,192.7	1989.
Minimum	1 year	784.9	1994.

2) 확률강수량 산정

<표 3> Point probability rainfall at the Jinju Weather Station

(Unit : mm)

Return Period (yrs)	Duration(hrs)									
	1	2	3	4	6	9	12	15	18	24
20	70.2	105.7	122.8	142.3	173.3	206.2	225.2	237.7	250.8	270.6
30	74.8	112.8	131.2	152.2	185.7	220.9	241.1	254.2	268.3	289.2
50	80.5	121.7	141.6	164.5	201.2	239.3	260.9	274.8	290.2	312.4
80	85.8	129.9	151.1	175.9	215.4	256.1	279.0	293.7	310.2	333.6
100	88.2	133.8	155.6	181.2	222.1	264.1	287.5	302.6	319.7	343.7
200	95.9	145.7	169.7	197.8	242.9	288.8	314.1	330.3	349.1	374.9
500	106.1	161.5	188.2	219.7	270.4	321.4	349.2	366.9	387.8	416.0

대상 유역에 해당하는 빈도별 강수량은 진주기상대 강우자료(1969~2007)와 확률강수량 산정 프로

그랩인 FARD2006을 이용하여 산정하였다.

FARD2006에 의한 확률강우량 산정을 위해 적용한 확률분포는 Gumbel 분포, Generalized extreme value 분포, Generalized pareto 분포 등 총 13개 확률분포이며 이들 분포에 따른 재현기간별 확률강우량을 산정하고 χ^2 및 PPCC 등의 적합도 검정을 실시하였다. 그 결과 최적분포로 Gumbel 분포가 채택되었으며 이에 따른 진주기상대의 확률강우량은 <표 3>과 같다.

3) PMP 산정

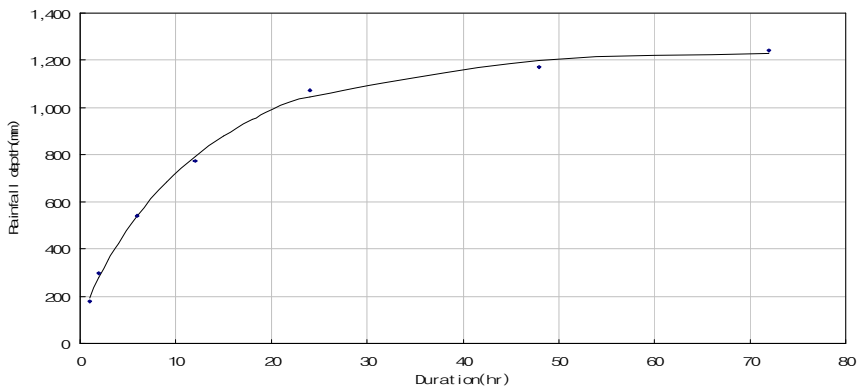
A 저수지의 상류유역에 대한 PMP 추정은 건설교통부(2004) “전국 PMP도 재작성부도”를 이용하여 산정하였다.

A 저수지 유역에 대한 유역중심을 결정하고 가능최대강수량도에서 유역 중심을 기준으로 지속시간별, 유역면적별 PMP를 추출하였다. 강우깊이-지속시간과 강우깊이-유역면적에 대한 포락 및 균일화를 통해 지속시간별, 유역면적별 PMP를 재 산정하였으며 그 결과는 <표 4>와 같다.

<표 4> PMP by watershed area and duration

(Unit : mm)

Area (km ²)	Duration(hrs)						
	1	2	6	12	24	48	72
25	179.6	300.5	542.5	777.1	1,074.8	1,174.9	1,242.2
100	148.1	261.1	488.3	714.3	1,011.5	1,105.7	1,182.8
200	135.7	239.0	464.2	680.3	977.4	1,064.5	1,149.2
1,000	109.2	199.9	392.1	589.2	892.9	981.5	1,084.7
2,000	94.3	178.2	358.4	524.1	840.5	939.1	1,051.2
10,000	52.5	102.3	225.8	352.2	620.9	745.7	828.2
20,000	32.0	66.5	173.5	264.8	519.3	655.0	741.1



<그림 1> Interpolation curve of PMP by duration

<표 5> PMP by duration

(Unit : mm)

Duration(hrs)											
1	2	3	4	6	9	12	15	18	24	48	72
178	299	355	424	540	683	774	879	947	1,072	1,172	1,240

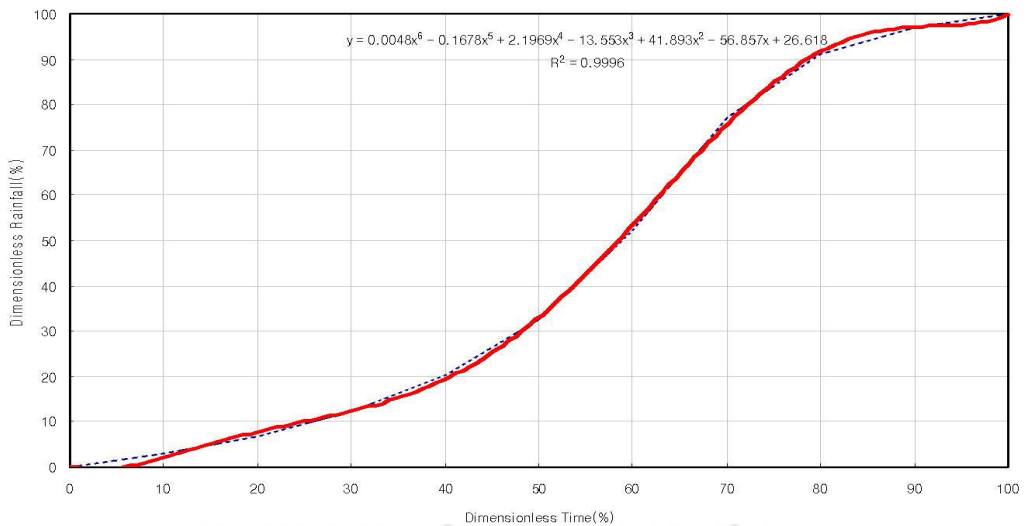
4) 강수의 시간적 분포

본 분석에서는 건설교통부(2000a)에서 추천하고 있는 강우의 시간분포 방법인 Huff 분포를 채택하였다.

앞서 선정된 지배관측소인 진주기상대에 대한 실측호우사상별 구간분할 결과, 진주기상대의 지속기간별 호우 양상은 전체자료를 대상으로 하였을 때 일반적으로 12시간 이하일 때는 제1구간 호우, 그 이상의 지속시간에 대해서는 제2구간 및 제3구간 호우가 지배적이다.

그러나 홍수량 산정을 위한 강우모형을 구성할 경우에는 전체자료에 대한 결과보다는 평균 강우강도보다 큰 강우강도를 이용한 결과가 중요하므로 각 관측소별 무차원누가곡선의 결정은 평균 강우강도보다 큰 중호우로 결정하였다.

이와 같은 구간선정 기준에 의하면 진주기상대는 제3구간 호우가 지배적인 것으로 나타났다. 제3구간의 누가확률곡선 중 설계우량추상도는 50%값에 해당하는 무차원누가곡선값을 사용하여 강우의 시간적 분포를 작성하였다. <그림 2>는 진주관측소 3분위 호우의 확률누가우량곡선도이다.



<그림 2> Dimensionless cumulative curve of third-quartile storm

2. 홍수량 산정

1) 소유역 분할

A 저수지 지점과 저수지 하류부 하천에서의 홍수량 산정을 위하여 유역 및 하천답사를 실시하고, 유역특성을 고려하여 저수지 상류는 소유역 1개소(R-U), 하류지역은 본류에서 지류가 합류되는 소하천을 중심으로 2개 소유역(R-1, 2)으로 구분하였다.

2) 홍수도달시간과 유효 강우량 산정

홍수량 산정 대상유역의 홍수도달시간 분석에서는 유역특성을 검토한 후 산간지역의 소유역에 적합한 California Culverts Practice 공식을 채택하였다(농업기반공사, 2000). 이를 위하여 1대 25,000 지형도상에서 구한 구간별 유로연장 및 표고차를 이용하여 평균경사와 평균고저차를 구하여 산정하였으며 이들에 대한 결과는 <표 6>과 같다.

<표 6> Geometrical characteristics and concentration time according to sub-basins

Sub-basin	Geometrical characteristics				Concentration time(hr)
	Area (km ²)	Length (km)	Height difference(m)	Slope (m/km)	
R-U	28.26	10.63	176.94	16.65	1.98
R-1	4.11	4.02	225.45	56.14	0.59
R-2	9.83	5.10	52.76	10.34	1.35

정확한 유출량 산정을 위해서 가장 바람직한 방법은 실측에 의한 것이나, 이는 장기간 실측자료에 의한 유출성분의 분석결과로부터 얻을 수 있기 때문에 본 연구에서는 유역의 토지이용상태를 이용한 SCS법을 적용하였다.

SCS법에서 사용되는 유출수문곡선지수를 산정하기 위해서는 토양도와 토지이용도를 중첩하고 이를 소유역별로 구분하여야 한다. 이를 위해서는 유역의 경계 및 소유역에 대한 수치화된 경계파일이 필요하며 경계파일은 유역의 특성 분석 및 하천네트워크 작성시 사용한 1대 25,000 수치지도(2005)를 바탕으로 추출한 경계파일을 사용하였다. <표 7>은 ArcGIS 9.0을 이용하여 산출한 소유역별 유출곡선지수이다.

<표 7> Curve number of sub-basins

Sub-basin	Curve number	
	AMC-II	AMC-III
R-U	81.0	90
R-1	76.1	88
R-2	79.5	90

3) 저수지 상류유역의 PMF 및 하류부 재현기간별 홍수량 산정

본 연구의 홍수량 산정 목적은 저수지 붕괴 등의 비상상황별 홍수와 해석에 필요한 저수지 하류하천의 계획 기준년에 대한 홍수유입량을 산정하기 위함이다.

따라서 저수지 상류부는 PMP에 의한 PMF를, 저수지 하류부는 하류하천 계획 기준에 따라 빈도별 홍수량으로 나누어 산정하여 하류부 침수위 산정을 위한 기초자료로 활용하고자 하였다.

본 연구에서는 강우의 시간분포는 Huff 분포를 적용하고 SCS 무차원단위도법을 이용하여 홍수량을 산정하였다.

이상의 방법에 의해 저수지 하류부 소유역별 빈도별 홍수량을 산정하였으며 그 결과는 <표 8>과 같다.

<표 8> Design floods for sub-basins at downstream of reservoir

(Unit : m^3/s)

Sub-basin	Return period(yrs)					
	20	30	50	80	100	200
GR-1	89	96	106	115	119	131
GR-2	157	169	185	199	206	227

저수지 붕괴모의를 위한 저수지 상류부에서 유입되는 PMF의 추정결과는 <표 9>에 나타난 바와 같이 강우지속시간 6시간에서 $1,281m^3/s$ 로 나타났다.

<표 9> Estimation of PMF

Item	Duration(hrs)									
	1	2	3	4	6	9	12	15	18	24
PMP(mm)	178	299	355	424	540	683	774	879	947	1,072
PMF(m^3/s)	668	1,107	1,190	1,266	1,281	1,201	1,067	993	903	778

3. 저수지 붕괴 모의

1) 제약조건

DAMBRK모형에서 요구하는 지형자료는 하도의 표고에 따른 단면 누가폭이다. 본 연구에서는 저수지 붕괴 시 하류 지역의 홍수분석을 위하여 하천정비기본계획 자료를 수집하고 하천 종단 및 횡단 측량을 실시하여 하도단면에 대한 기본자료를 구축하였으며, 수위, 유량 및 조도계수 등은 하천정비기본계획서의 자료를 사용하였다.

또한 국토지리정보원의 1대 5,000 수치지형도를 이용하여 저수지 붕괴에 따른 제내지 홍수범람 예상 구역에 대한 지형 및 표고를 추출하여 각 구간별 단면 자료를 구축하고, DAMBRK 모형이 요구하는 각 단면에 대해 주요지점별 해당 표고에 따른 단면 누가폭을 구축하였다.

저수지의 하류부 홍수분석을 위한 저수지 하류하천 홍수유입량은 전술한 재현기간별 홍수량 중에서 하천정비기본계획에 설정된 계획 빈도 년인 50년 빈도에 해당하는 홍수량을 반영하였다.

댐의 붕괴 유출수문곡선에 영향을 미치는 인자는 댐 제체의 높이, 물넘이 및 수문 등에 의한 댐의 방류조건, 댐의 초기수위조건, 댐의 수위-수면적-저수용량 및 댐의 붕괴부의 형상, 폭, 붕괴지속시간 등이다.

댐 붕괴 모의에서 댐의 초기 조건은 붕괴의 진행에 큰 영향을 미친다. 극한 호우에 의해 월류가 발생하는 것은 물넘이의 방류능력보다 월등히 큰 유량이 저수지 내로 유입하여 물넘이를 통해 방류가 정상적으로 이루어지더라도 댐의 수위가 계속 증가하게 되는 경우이다.

본 분석에서는 월류에 의한 댐의 붕괴 모의를 수행하기 위해 상시만수위 조건에서 PMF가 유입되는 상황을 채택하였다.

2) 유출수문곡선 결정

붕괴단면의 형상은 가장 일반화된 형태로 표현할 수 있는 사다리꼴 단면으로 가정하였다. 댐 붕괴 모의에서 침투유량은 붕괴시간과 붕괴 폭에 가장 민감하게 반응하므로 붕괴부 평균폭과 붕괴시간을 달리하면서 총 15가지의 조건에 대해 모의를 수행하였다.

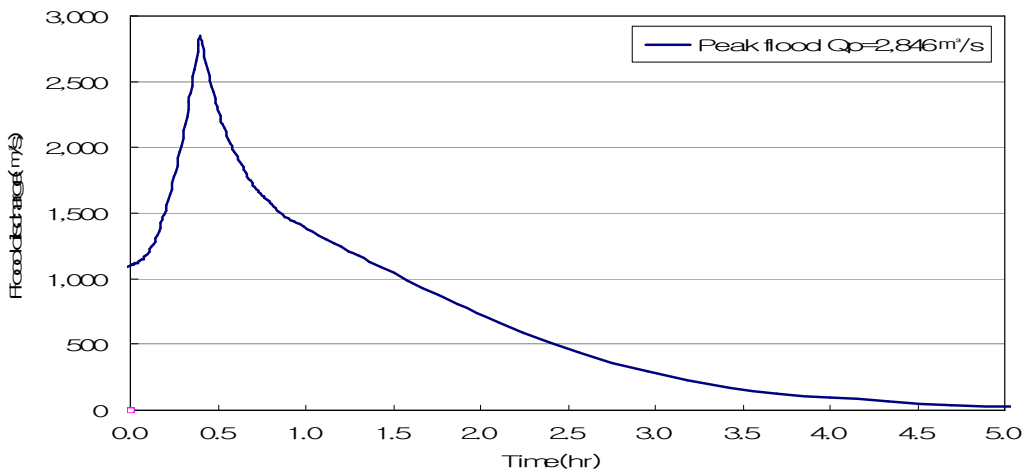
즉, 붕괴부 형성시간은 본 연구의 대상저수지가 필댐인 점을 감안하여 Fread(1977)의 연구결과를 토대로 0.1시간부터 0.5시간까지로 구성하고, 붕괴부 평균폭(B_m)은 댐 높이(H_d)를 기준으로 $1H_d$, $2H_d$, $3H_d$ 로 가정하여 각각의 경우에 대한 붕괴모의를 실시하였다. 붕괴부 단면형상 사다리꼴 단면의 사면경사는 1대 1로 가정하여 DAMBRK 모형에 적용하였다. 저수지의 붕괴폭과 붕괴시간별로 모의된 침투홍수량은 <표 10>과 같다.

<표 10> Simulation of reservoir failure

Breach average width (Bm)	Breach duration(hr)	Peak flood (m ³ /s)
1× H _d (B _b =12.7m)	0.1	1,508
	0.2	1,517
	0.3	1,520
	0.4	1,516
	0.5	1,463
2× H _d (B _b =25.5m)	0.1	3,374
	0.2	3,172
	0.3	3,001
	0.4	2,846
	0.5	2,669
3× H _d (B _b =38.2m)	0.1	7,329
	0.2	6,395
	0.3	5,849
	0.4	5,345
	0.5	4,942

※ H_d : Dam height, B_b: Bottom width of section on dam failure

댐높이(H_d)에 따른 댐붕괴 최대홍수량, Victor 등(1988)은 기존의 댐높이와 붕괴침두유출량과의 관계도, 저수량과 침두유출량 및 댐높이×저수량과 침두유출량 관계도를 이용하여 비교 검토 후 2H_d-0.4hr 조건을 총 15가지 붕괴홍수량 중 대표값으로 선정하였다. PMF 월류 붕괴에 따른 2H_d-0.4hr 조건에 대한 유출수문곡선을 작성한 것은 <그림 3>과 같다.



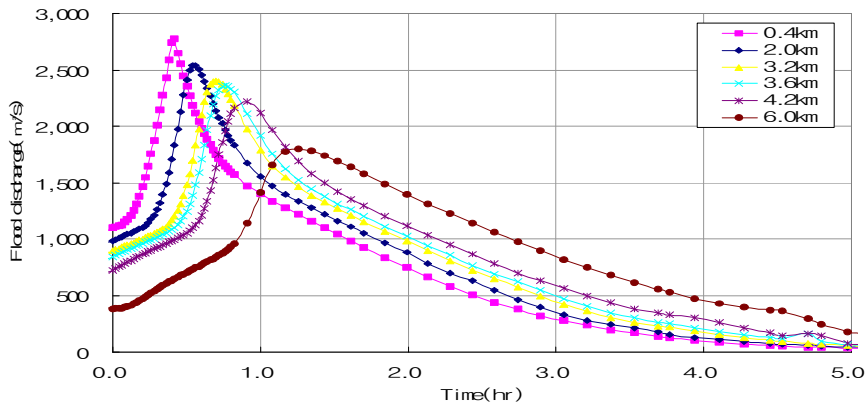
<그림 3> Hydrograph after dam failure(2H_d-0.4hr)

3) 저수지 하류부 홍수분석

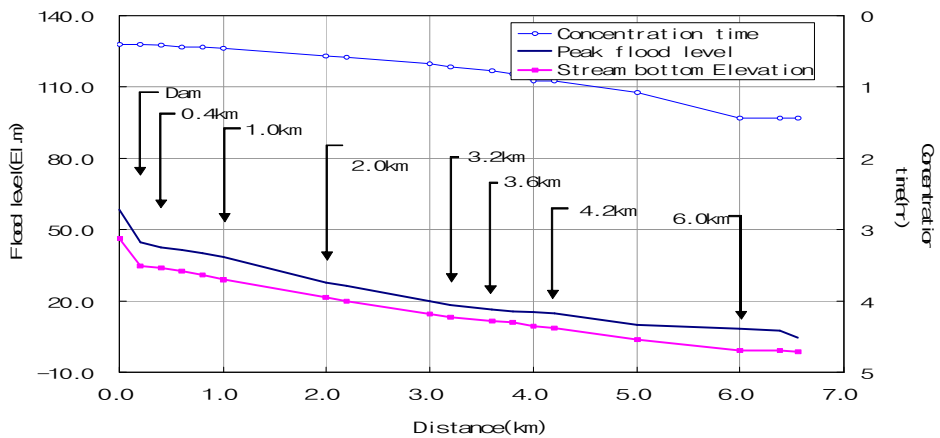
DAMBRK 모형에 의한 댐 붕괴 모의는 2Hd-0.4hr 조건을 중심으로 하였을 때 하류지역에 미치는 영향을 대상으로 분석하였으며, 이에 대한 결과는 <표 11>, <그림 4> 및 <그림 5>와 같다.

<표 11> Simulation according to PMF(2Hd-0.4hr) using the DAMBRK

Condition	Distance from Dam (km)	Peak Discharge (m ³ /s)	Bottom Level (El.m)	Peak Flood Level (El. m)	Beginning Flood Wave Occurrence Time	Peak Flood Level Occurrence Time
2Hd-0.4hr	0.40	2,773.0	34.05	42.80	1min	25min
	2.00	2,535.0	21.45	27.67	6min	34min
	3.20	2,406.0	13.25	18.33	24min	43min
	3.60	2,361.0	11.75	16.50	30min	47min
	4.20	2,215.0	8.85	14.67	36min	54min
	6.00	1,797.0	-0.80	8.07	60min	86min



<그림 4> Hydrograph of control point by the failure condition



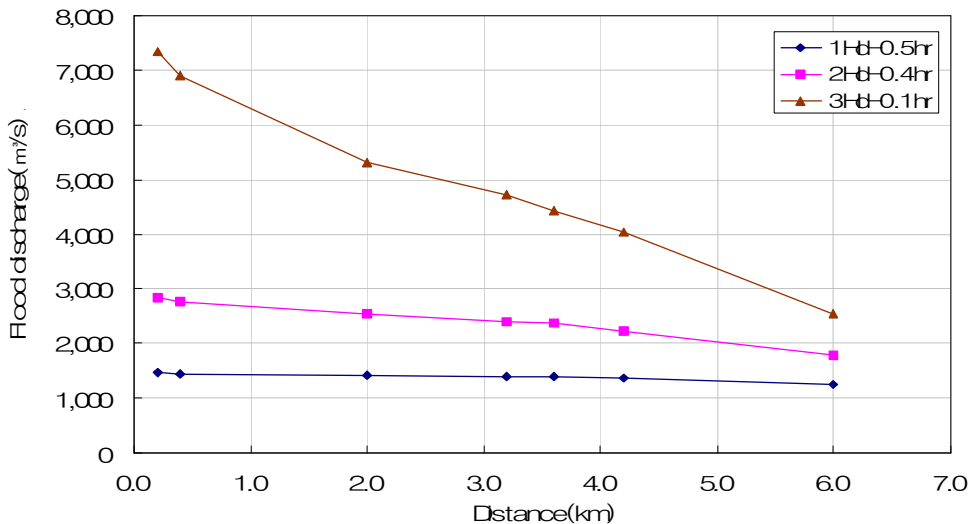
<그림 5> Longitudinal section of control point by the failure condition

붕괴조건 2Hd-0.4시간의 모의 결과를 살펴보면 PMF에서 댐 붕괴홍수량은 2,846m³/s이고, 저수지로부터 하류로 주요지점별 홍수량은 0.4km, 2.0km, 3.6km 및 6km 지점에서 각각 2,846m³/s보다 2.6%, 10.9%, 17.0% 및 36.9%의 감소하였다. 최고홍수위는 0.4km, 2.0km, 3.6km 및 6km 지점에서 각각 El. 42.80m, El. 27.67m, El. 16.50m 및 El. 8.07m로 나타났다. 최고홍수위 도달시간은 0.4km, 2.0km, 3.6km 및 6km 지점까지 각각 25분, 34분, 47분 및 86분으로 나타났다.

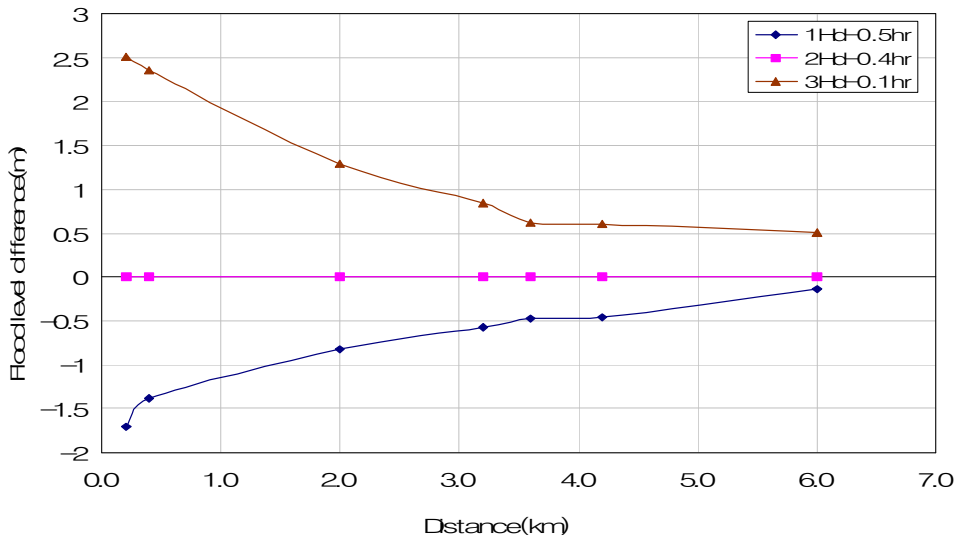
또한 댐 붕괴 양상과 붕괴부 형성시간에 따라 하류지역에 미치는 영향 차이를 분석하기 위하여 붕괴조건으로 붕괴홍수량 최소값을 나타내는 1Hd-0.5시간과 붕괴홍수량 최대값을 나타내는 3Hd-0.1시간을 선정하여 하류지역에 나타날 수 있는 최대홍수량과 최고홍수위 변화를 비교하고 검토하였으며 이에 대한 결과는 <표 12>, <그림 6> 및 <그림 7>과 같다.

<표 12> Simulation based on PMF using the DAMBRK

Distance from Dam (km)	1Hd-0.5hr		2Hd-0.4hr		3Hd-0.1hr	
	Peak Discharge (m ³ /s)	Peak Level (El. m)	Peak Discharge (m ³ /s)	Peak Level (El. m)	Peak Discharge (m ³ /s)	Peak Level (El. m)
0.40	1,453.0	41.41	2,773.0	42.80	6,899.0	45.15
2.00	1,413.0	26.84	2,535.0	27.67	5,310.0	28.96
3.20	1,397.0	17.76	2,406.0	18.33	4,713.0	19.17
3.60	1,391.0	16.02	2,361.0	16.50	4,434.0	17.12
4.20	1,368.0	14.21	2,215.0	14.67	4,029.0	15.27
6.00	1,251.0	7.93	1,797.0	8.07	2,554.0	8.58



<그림 6> Distance-Flood discharge by the failure condition



<그림 7> Difference of peak flood level by the failure condition

저수지의 붕괴방류 조건별 홍수량 중에서 최소의 홍수량이 산정된 1Hd-0.5시간과 최대의 홍수량이 산정된 3Hd-0.1시간에 따른 저수지 하류의 홍수 분석 결과, 하류 0.4km 지점에서는 1Hd-0.5시간의 홍수량과 홍수위가 2Hd-0.4시간의 홍수량과 홍수위 보다 각각 1,320m³ 및 1.39m 감소하였다. 3Hd-0.1시간의 홍수량과 홍수위는 2Hd-0.4시간의 홍수량과 홍수위 보다 각각 4,126m³ 및 2.35m 증가하였다.

하류 6.0km지점에서는 1Hd-0.5시간의 홍수량과 홍수위가 2Hd-0.4시간의 홍수량과 홍수위 보다 각각 546m³ 및 0.14m 감소하였고, 3Hd-0.1시간의 홍수량과 홍수위는 2Hd-0.4시간의 홍수량과 홍수위 보다 각각 757m³ 및 0.51m 증가하였다.

저수지로부터 하류부로 갈수록 홍수량과 홍수위의 증가가 둔화되었다. 이러한 현상은 지형의 경사도 완화, 평야지 전개에 따른 통수단면 확대 및 중류지역에서의 저류효과 등에 기인하는 것으로 판단된다.

V. 결론

최근 기상이변으로 수공구조물의 설계빈도를 초과하는 기록적인 집중호우가 자주 발생하고, 이로 인해 하천의 범람과 월류 등에 따른 수리시설물의 파괴로 많은 인명 및 재산 손실이 발생하고 있다. 최근의 자연재해는 설계기준을 초과하고, 예측을 불허하는 경우가 많아 이에 대비하고 대처할 수 있는 시간적인 충분한 여유를 제공하지 않기 때문에 인명과 재산상의 대규모 피해를 겪을 수밖에 없는 것이 현실이다.

따라서 본 연구에서는 저수지가 붕괴된 것으로 가정하여 DAMBRK 모형을 사용하여 저수지 하류 지역의 홍수 범람 해석을 실시한 결과를 정리하면 다음과 같다.

저수지 상류에서 유입되는 PMF와 댐 붕괴홍수량을 추정된 결과, 상류에서 유입되는 홍수량은 강우 지속시간 6시간에서 $1,281\text{m}^3/\text{s}$, 댐의 붕괴로 인한 대표홍수량은 붕괴조건 2Hd-0.4시간에서 $2,846\text{m}^3/\text{s}$ 로 추정되었다. 이러한 조건을 바탕으로 저수지 붕괴모의를 실시하여 하류지역의 홍수와 영향분석 결과 저수지로부터 하류 3.2km 지점의 최초 홍수와 도달시간은 약 24분, 6.0km 지점은 약 1시간 정도가 소요되는 것으로 분석되었다.

저수지 붕괴유출수문곡선 산정을 위해 붕괴지속시간은 0.1~0.5시간, 댐높이는 1Hd~3Hd 범위로 하여 총 15개 조건별로 붕괴홍수량을 산정하였다. 저수지의 붕괴방류 조건별 홍수량 중에서 최소의 홍수량이 산정된 1Hd-0.5시간과 최대 홍수량이 산정된 3Hd-0.1시간에 따른 저수지 하류의 홍수 분석 결과, 저수지로부터 하류부로 갈수록 홍수량과 홍수위의 증가가 둔화되었다. 이러한 현상은 지형의 경사도 완화, 평야지 전개에 따른 통수단면 확대 및 중류지역에서의 저류효과 등에 기인하는 것으로 판단된다.

댐 붕괴에 따른 붕괴홍수량의 규모에 따라 하류지역에 나타나는 침수심과 침수지역의 차이는 상당히 크게 나타날 수 있다. 붕괴홍수량은 댐 붕괴단면의 형상과 크기에 따라 결정되며, 댐의 높이가 주요인자로 작용한다. 본 연구에서 댐의 높이는 최고점과 최저점(최고값)을 기준으로 적용하였다. 그러나 실제 댐의 높이는 지점에 따라 다르며, 실제 붕괴가 발생한다 해도 댐의 어느 지점에서 발생할 지는 정확하게 예측할 수 없다. 그러므로 댐 평균 높이의 관점으로 볼 때 붕괴유출수문곡선은 15개의 붕괴모의 조건 중에서 붕괴단면의 높이가 댐 높이의 3분의 1 값으로 적게 나타나는 붕괴평균폭 (Bm)-1Hd 조건은 배제하고, 붕괴단면의 높이가 댐 높이의 3분의 2 이상의 값을 나타내는 붕괴평균폭 (Bm)-2Hd, 3Hd조건 범위 내에서 적용하는 것이 적정한 것으로 판단되었다.

참고문헌

- 건설교통부. 2000a. 지역적 설계강우의 시간적 분포.
- 건설교통부. 2000b. 한국가능최대강수량도.
- 건설교통부. 2004. 전국 PMP도 재작성 부도.
- 농림부·한국농촌공사. 2008. 농업생산기반정비사업통계연보.
- 농업기반공사. 2000. 조사설계실무요령.
- 최현수. 2009. DAMBRK 모형에 의한 저수지 붕괴 시 하류지역의 홍수 분석. 충북대학교 대학원 석사 학위논문.
- 한건연. 2002. 댐 붕괴 홍수해석 모형의 검토. 한국수자원학회지. 35(1): 64-72.

- Fread, D. L. 1977. *The development and testing of a dam-break flood forecasting model. in Proceedings of Dam-break Flood Modeling Workshop. U.S. Water Resources Council. Washington. D. C. 164-197.*
- Fread, D. L. 1988. *The NWS DAMBRK MODEL : Theoretical background/user documentation, Hydrologic Research Lab. Office of Hydrology. National Weather Service. NOAA, Silver Spring, MD.*
- Victor R. Baker, R. Craig Kochel and Peter C. Patton. 1988. *Flood geomorphology. Wiley-Interscience.*

崔賢洙: 충북대학교에서 “DAMBRK 모형에 의한 저수지 붕괴 시 하류하천의 홍수 분석”로 공학석사 학위를 취득하였으며(2009. 8), 현재는 한국농어촌공사 기술본부 기술지원팀 차장으로 재직 중이다. 주요 연구 분야는 EAP 분야이며, 현재 한국농공학회 회원 등으로 활동 중이다(hskrc@hanmail.net).

孟昇辰: 충북대학교에서 “LH-모멘트의 적정 차수 결정에 의한 설계홍수량 추정”으로 농학박사 학위를 취득하였으며(2002. 2), 현재는 충북대학교 지역건설공학과 부교수로 재직 중이다. 주요 연구 분야는 수문통계, 강우-유출 모형 개발, 수문자료 측정 분야이며, 현재 한국농공학회 이사, 한국수자원학회 평의원 등으로 활동 중이다(maeng@cbnu.ac.kr).

金炳俊: 충북대학교에서 “3변수 분포에 의한 극치강우의 빈도분석”으로 공학석사 학위를 취득하였으며(2004. 2), 현재는 주식회사 동흥산업개발 토목사업부 토목공무팀장으로 재직 중이다. 주요 연구 분야는 수문통계 분야이며, 현재 한국농공학회 회원으로 활동 중이다(lobbyist0@hanmail.net).

투 고 일: 2011년 1월 6일
수 정 일: 2011년 2월 18일
게재확정일: 2011년 2월 20일

Flood Analysis of Downstream Area from Dam Using DAMBRK Model

Hyun Soo Choi, Seung Jin Maeng, Byeoung Jun Kim

In this study, the inundation in the downstream area of the reservoir based on the assumption of the destruction of a reservoir as a representative hydraulic structure was analyzed using the DAMBRK model. With the assumption that PMF and the flood discharge resulting from a dam breach flow in from the reservoir upstream, the flood discharge flowing in from upstream was estimated to reach $1,281\text{m}^3/\text{s}$ for the 6 hours duration of rainfall and the maximum flood discharge resulting from the dam breach was $2,846\text{m}^3/\text{s}$ under breach conditions, which was $2H_d-0.4$ hr. Based on these conditions, a simulation of reservoir failure was conducted in this study. In the analysis of the degree of influence of the flood on the downstream area, the time that took the first flood to reach the downstream area located 3.2 km from the reservoir was 24 min, and approximately 1 hour for that located 6.0 km from the reservoir. For the estimation of the reservoir failure outflow hydrograph, the breach flood discharge was estimated under 15 conditions, with 0.1–0.5 hr breach duration variation and within dam height scope of $1\sim 3H_d$. As a result of this estimation, the maximum flood discharge was within the $3H_d-0.1$ hr range and the minimum was within the $1H_d-0.5$ hr range. The analysis of the flood in the downstream area of a reservoir revealed that from the reservoir to the downstream area, the increase in the flood discharge and level was reduced. It can thus be concluded that this result is due to the ease of geographic gratitude, the water-containing section expansion in accordance with the development of the plain and the pooling effect in midstream regions. In this research, the height of the dam, ranging from maximum to minimum, was applied. The height of the dam, however, differs at various points, and where a breach will occur in the whole dam cannot be precisely determined. Therefore, from the viewpoint of the mean height of a dam, under the aforementioned 15 conditions, it is reasonable to exclude the conditions of the mean width of the breach $(B_m)-1H_d$ which the height of the dam breach section appears to be below one-third, and to apply the conditions of mean width of the breach $(B_m)-2H_d, 3H_d$ which the height of the dam breach section appears to be above two-thirds.

key words: weather change, frequency analysis, pmp, flood discharge, pmf, dambrk