

대청댐 방류에 따른 금강 하류부의 홍수추적 A Flood Routing for the Downstream of the Kum River Basin due to the Taechong Dam Discharge

박 봉 진* · 강 권 수** · 정 관 수***
Park, Bong-Jin · Kang, Guen-Su · Jung, Kwan-Sue

Abstract

In this study, the Storage Function Method and Loopnet Model (Unsteady flow analysis model) were used to construct the flood prediction system which can predict the effects of the water release in the downstream region of Taechong Dam. The regional frequency analysis (L-moment) was applied to compute frequency-based precipitation, and the flood prediction system was also used for flood routing of the downstream region of Taechong Dam in the Kum River Basin to calculate frequency-based flood. The magnitude of flood, water level, discharge, and travel time to the major points of the downstream region of Taechong Dam, which can be used as an index of flood control management of Taechong Dam, were calculated.

요 지

본 연구에서는 저류함수법과 Loopnet(부정류해석모형) 모형으로 홍수예측 시스템을 구성하여 대청댐의 방류에 따른 하류지역의 홍수영향을 예측하여 보았다. 대청댐 하류부에 지역빈도 분석 방법(L-모멘트)으로 강우량을 산정하고, 홍수예측시스템으로 금강 하류부의 홍수추적을 실시하여 빈도별 홍수량을 산정하였다. 또한 대청댐의 방류에 따른 금강 하류 주요지점의 홍수량, 홍수위 및 방류량 도달시간을 산정하여 홍수발생시 대청댐 운영의 지표로 활용할 수 있도록 하였다.

keywords : flood routing, storage function method, regional frequency analysis, L-moment

- * 한국수자원공사 특수지역사업본부 굴포천건설사무소 과장
- ** 한국수자원공사 수자원연구소 품질관리실
- *** 한국수자원공사 특수지역사업본부 건설1차 선임연구원

1. 서 론

우리나라는 여름철이면 해마다 크고 작은 홍수가 발생하고 이로 인하여 많은 인명과 재산 피해를 입고 있다. 특히 근래에는 하천유역내의 인구증가와 산업 시설의 집중으로 인한 토지이용의 고도화에 따라 피해의 종류가 다양화되고 피해규모도 대형화되어 가는 실정이다. 이러한 홍수피해를 경감하기 위한 가장 효과적인 비구조적방법은 다목적댐에 의한 홍수조절이다. 홍수시 댐상류의 유입량과 댐의 방류에 따른 하류의 유황을 사전에 정확히 예측할 수 있다면 댐의 홍수조절 용량을 최대한 활용하여 하류유역의 홍수피해가 최소화 되도록 운영할 수 있다.

하천의 홍수추적에 관한 수리학적 연구로는 Amein과 Fang(1970), Price(1974) 등이 음해법(implicit scheme)의 안정성, 수렴성 및 계산시간의 우수성을 입증하였으며, 미국 기상청(U.S. National Weather Service)에서 Dynamic Wave 모형인 DWOPER(Fread, 1987)와 댐 파괴에 따른 하천류 홍수추적 모형인 DAMBRK(Fread, 1988)를 개발하여 하도의 홍수추적이 가능하도록 하였다. 국내의 연구에는 선우중호(1983), 김현영과 박승우(1989), 이원환과 박상덕(1989), 윤용남과 박무종(1992), 김규문과 박봉진(1996) 등이 있었다.

본 연구에서는 이상의 연구성과를 바탕으로 금강수계의 대청댐 하류부에 홍수예측 시스템을 구성하였으며, 빈도별 강우량으로 각 소유역의 유출량을 산정하고, 댐의 방류량에 따른 하류부의 홍수량과 홍수위를 부정류해석법으로 산정하여 홍수시 대청댐 운영의 지표로 활용할 수 있도록 하였다.

이번의 연구 결과는 금강유역의 홍수발생시 대청댐의 방류에 따른 하류지역의 홍수영향을 사전에 예측하여 홍수피해를 절감하고 수자원의 효율적인 개발과 관리를 가능케 하는데 크게 기여할 것으로 기대된다.

2. 금강의 유역특성 및 주요 수리구조물

2.1 유역특성

금강은 한반도의 중서부에 위치하고 있으며, 동쪽의 낙동강유역, 북쪽의 한강유역, 북서쪽의 안성천과 삼교천유역, 남쪽의 만경강과 섬진강유역, 서쪽의 황해로 둘러싸여 있으며, 유역면적이 9,886 km², 유로연장은 393.2 km이다. 금강은 전북 장수군 장수읍 용연리 신무산에서 발원하여 전북을 통과하는 동안 북류하면서 주자천과 합류한 후 전북 진안군 용담면의 용담댐을 지나, 남대천과 합류한 후 북서쪽으로 유수의 방향이 바뀌면서 초강천, 보청천 등과 차례로 합류하여 대청댐에 유입한다. 대청댐 하류의 금강 본류는 서쪽으로 흐르며 갑천과 합류한 후 월산부근에서 유역의 최대 지류인 미호천과 합류하여 흐르면서 정안천, 유구천, 지천, 금천, 석성천 등과 차례로 합류하고 강경부근에서 논산천과 합류하여 금강하에 유입된다(건설부, 1988).

2.2 주요 수리구조물

금강에는 홍수조절, 발전 및 용수공급을 위하여 대청댐과 금강하구둑이 건설되어 운영되고 있으며, 용담댐이 건설중에 있다. 대청댐은 하구로부터 약 150 km 상류인 금강 본류의 중하류부에 위치하며, 유역면적은 금강유역의 약 42%인 4,134 km²이며, 총저수용량이 14억9천만 m³으로 유역내에 급증하는 대도시의 생·공용수와 관계용수 등 연간 총 16억5천만 m³을 공급하고 있다. 2억5천만 m³의 홍수조절용량을 확보하여 100년 빈도 홍수량 9,500 m³/sec을 5,500 m³/sec로 조절하여 금강하류부의 홍수피해를 절감시키고, 90,000 kW의 발전시설용량으로 매년 1억9천6백만~2억4천만 kWh의 전력을 생산하고 있다.

하구둑의 건설목적은 해수의 유입을 방지하므로써, 해수침입 방지용수를 사용하여 유역전체의 용수공급난을 해소하는데 있다. 하구둑은 금강(I)지구 대단위 농업개발사업의 일환으로 추진되었으며, 연간 3억6천5백만 m³의 용수공급이 가능하며 7,000 ha의 농경지가 염해로부터 방지되고 일산-장항간이 도로로 연결되었다.

용담댐은 유역면적이 930 km², 총저수용량은 8억1천5백만 m³이며, 홍수조절용량이 1억3천7백만 m³인 비교적 수자원이 풍부한 금강상류에서 유역변경

식으로 전주권을 포함한 군산, 이리 등 서해안지역의 안정적인 용수공급과 수자원의 효율적인 개발을 위하여 1992년 착공하여 현재 건설중에 있다(한국수자원공사, 1995).

3. 홍수예측 시스템의 구성

3.1 T/M 수문관측소

금강유역의 T/M 수문관측소는 우량관측소와 수위관측소로 구분할 수 있다. 대청댐을 중심으로 댐상류유역에 우량관측소 15개소와 수위관측소 5개소, 댐하류유역에 우량관측소 26개소와 수위관측소 17개소로 구성되어 있다(한국수자원공사, 1993).

3.2 홍수추적모형

금강유역의 홍수예측 모형은 대청댐 상류유역에는 기존의 저류함수법으로 구성되어 있으며(한국수자원공사, 1993). 이번 연구에는 대청댐 하류유역에 저류함수법과 Loopnet의 부정류해석 모형을 새로 적용하여 유역과 하도의 홍수추적이 가능하도록 하였다.

3.2.1 유역유출모형

유역의 유출모형은 저류함수법(Kimura, 1961)을 적용하였다. 저류함수법은 유역 또는 하도의 유출을 저류함수식으로 산정하는 방법으로, 유역 또는 하도의 저류량 S를 유출량 Q의 지수함수로 표시한다.

$$S_1 = KQ_1^p \quad (1)$$

이 식은 홍수파의 운동방정식으로써 S_1 은 유역의 저류량, Q_1 은 유역의 유출량, K, p는 유역 및 하도의 저류상수이다.

유역과 하도에 대한 연속방정식은 다음과 같다.

$$\frac{1}{3.6} f r_{ave} A - Q_1 = \frac{dS_1}{dt} \quad (2)$$

$$\sum_{i=1}^n f_i I_i - Q_1 = \frac{dS_1}{dt} \quad (3)$$

여기서 f는 유입계수, r_{ave} 는 유역 평균 강우량, A는 유역면적과 f_i 는 하도의 유입계수, I_i 는 하도의 유입량, Q_1 은 출구의 유출량, S_1 은 하도의 저류량이다.

3.2.2 하도추적 모형

금강은 유역면적이 넓고 대청댐과 하구둑 등의 구조물과 저류하천의 합류점과 같은 많은 내부경계조건을 가지고 있어 수문학적 홍수추적모형인 저류함수법만으로는 한계가 있다. 따라서 본 연구에서는 부정류해석 모형을 적용하여 홍수시 대청댐의 방류영향 검토 등, 하도홍수추적이 가능하도록 하였다. 하도추적은 Loopnet 모형(이환기, 1987; 박봉진 등, 1996)을 사용하였는데, 본 모형은 Saint Venant 방정식을 Preissmann의 음해법으로 유한차분화하여 해석한 부정류해석 프로그램이다.

$$\frac{\partial A_s}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0 \quad (4)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + g \frac{Q |Q|}{ARN} = 0 \quad (5)$$

여기서 t는 시간, x는 거리(m), y는 수위(m), Q는 유량(m^3/S), q는 외부 유입량($m^3/S/m$), A는 단면적(m^2), A_s 는 통수단면적(m^3), β 는 운동량 보정계수, RN은 $R^{4/3}/n^2$ 으로, R은 동수반경(m), n은 Manning의 조도계수이다. Saint Venant 방정식의 편미분항들을 다음과 같이 Preissmann의 음해법을 적용하여 유한차분하였다.

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx (1-\psi) \frac{f_j^{n+1} - f_j^n}{\Delta t} + \psi \frac{f_{j+1}^{n+1} - f_{j+1}^n}{\Delta t} \quad (6)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx (1-\theta) \frac{f_{j+1}^n - f_j^n}{\Delta x} + \theta \frac{f_{j+1}^{n+1} - f_j^{n+1}}{\Delta x} \quad (7)$$

여기서 θ 및 ψ 는 시간 및 공간의 가중치이다.

3.3. 유역추적을 위한 유역 및 하도의 분할

저류함수법을 적용하기 위해서는 전체유역과 하도를 적절한 크기의 소유역과 하도구간으로 분할하여 상류에서 하류측으로 홍수추적이 이루어져야 한다. 대청댐 하류유역을 금강 홍수에경보 프로그램개발 최종보고서(건설부, 1989)에 작성된 자료를 기준으로 16개소의 소유역과 18개소의 하도구간으로 구분하여 작성하였다.

3.4. 하도추적을 위한 하천망 구성

하도추적을 위한 금강수계의 하천망은 금강수계 종합정비계획(건설부, 1988)의 하천종횡단자료를 이용하여, 대청 조정지댐부터 미호천 합류지점까지(대청댐직하류) 10개의 계산지점으로 하도 1과 미호천 합류지점부터 하구둑까지(금강본류) 35개의 계산지점으로 하도 2, 미호천의 석화지점부터 금강본류와의 합류점까지(미호천) 13개의 계산지점으로 하도 3을 각각 구성하였다. 소유역의 유입은 대청 조정지댐부터 하구둑까지 13개의 구간으로 그림 1과 같이 구성하였다.

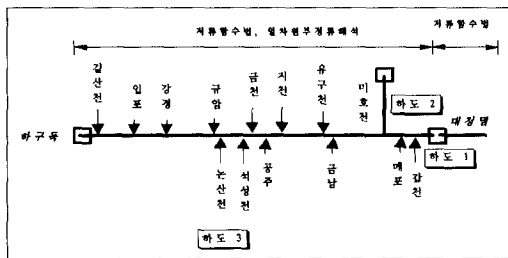


그림 1. 금강수계의 하도추적 하천망 모식도

4. 대청댐 하류부 빈도별 홍수량의 산정

빈도별 홍수량을 추정하는 방법에는 크게 2가지로 구분할 수 있다. 첫째는 연최대치계열 또는 부분계열의 홍수량 자료를 빈도분석 이론에 따라 빈도별 홍수

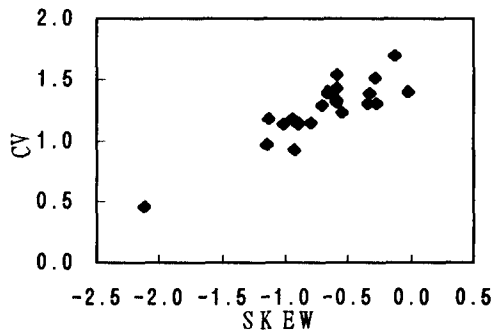
량을 추정하는 방법이고, 둘째는 우선 경우와 유출의 빈도가 같다는 가정하에 강우량을 빈도분석하고 강우-유출모형을 적용하여 홍수량을 추정하는 방법이다. 이번 연구에서는 각 소유역의 빈도별 홍수량을 산정하고 댐 방류에 따른 하류 하천의 영향을 검토하기 위하여 강우량 자료를 빈도분석하는 방법으로 홍수량을 산정하였다.

4.1 댐하류 소유역별 강우량 빈도분석

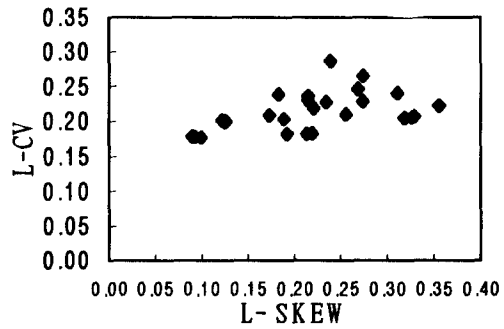
강우량 자료는 한국수문조사년보에서 대청댐 하류 유역의 26개 우량관측소를 대상으로 1일, 2일, 3일 연속 최대강우량 자료를 수집·정리하여 사용하였다. L-모멘트방법(Hosking과 Wallis, 1993)으로 자료의 이상치 검정, 동질지역의 구분, 분포형의 선택, 매개변수 산정의 4단계로 지역빈도분석하여 빈도별 강우량을 산정하였다.

첫째, 자료군의 이상치 검정을 위하여 소유역내 각 관측점 자료의 불일치 척도 (D_i : discordancy measure)를 계산하였다. 잠정적으로 이상치인가 아닌가를 결정하는 기준으로서 불일치 척도를 $D_i \geq 3$ 으로 보는데, 계산 결과 26개의 관측소 중 복용관측소만이 $D_i = 3.46$ 으로 이상치 값을 갖는 지점으로 계산되었으며, 공주관측소는 $D_i = 0.10$ 으로 가장 안정된 지점으로 분석되었다.

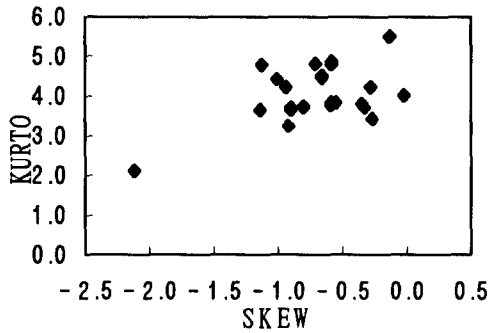
둘째, 분할된 소유역의 수문학적 동질성 여부를 판정하고자 이질성척도 (H : heterogeneity measure)를 계산하였다. $H < 1$ 이면 동질지역으로 수용이 가능(acceptably homogeneous) 하며, $1 \leq H < 2$ 이면 이질지역의 가능성(possibly heterogeneous)이 있고, $H \geq 2$ 인 경우 “확실한 이질지역(definitely heterogeneous)”으로 간주하게 된다(Hosking과 Wallis, 1993). 계산 결과는 $H = -0.99$ 로 균일한 동질지역으로 수용이 가능한 것으로 분석되었다. L-왜곡도(L-skewness)와 L-변동계수(L-coefficient of variance)의 상관그래프, L-왜곡도와 L-첨도(L-kurtosis)의 상관그래프를 이용하여 분석한 결과, L-왜곡도와 L-CV의 상관그래프에서는 이상치를 발견할 수 없었으며, L-왜곡도와 L-첨도의 그래프에서는 양측과 신대관측소가 이상치인 것으로 분석되었다.



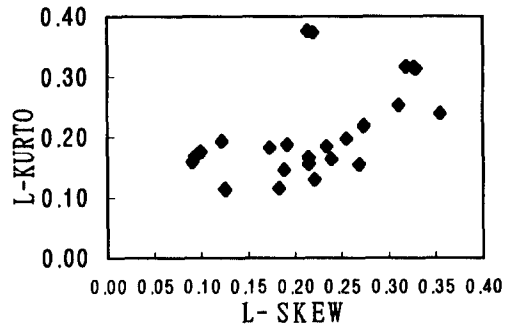
(a) 왜곡도와 변동계수 분석결과



(b) L-왜곡도와 L-변동계수 분석결과



(c) 왜곡도와 첨도 분석결과



(d) L-왜곡도와 L-첨도 분석결과

그림 2. 왜곡도(skewness)와 첨도(kurtosis) 분석결과

셋째, 불일치 척도에 의하여 이상 자료군을 제거하고, 이질척도에 의하여 소유역의 수문학적 동질성이 확인되면 후보 확률분포형을 선정하여 적합성척도(Z: goodness-of-fit measure)를 계산하게 된다. 5개의 후보분포인 generalized logistic, generalized extreme value, generalized log normal, Pearson type III, generalized pareto 중 가장 적합한 분포형을 선정하기 위하여 Z값을 비교해 본 결과 generalized logistic 분포형이 Z=0.02로 가장 우수한 분포형으로 판정되었으며, 지역분포에 적합한 분포형은 generalized logistic과 Wakeby 분포형으로 분석되었다.

다음은 매개변수의 추정으로 각 소유역별로 분포형의 매개변수를 구한 다음 이들 각 소유역의 자료년

수로 가중 평균하여 전유역을 대표하는 식 (8)의 Wakeby 분포형 매개변수(Greenwood 등, 1979)를 산정하였다.

$$x = m + a[1 - (1 - F(x))^b] - c[1 - (1 - F(x))^{-d}] \quad (8)$$

여기서, F는 누적분포함수로써 $F = P[X \leq x]$ 로 표시되며, a, b, c, d, m은 Wakeby분포의 매개변수이다. generalized logistic과 Wakeby분포에 대한 빈도별 분위수를 표시하여 도해적인 비교를 실시하여 본 결과, Wakeby분포가 generalized logistic보다 적합한 것으로 분석되었다(표 1, 그림 3 참조).

이와 같은 분석과정을 거쳐 소유역별로 채택한 최적분포형과 매개변수를 사용하여 빈도별 강우량을

산정하였다(표 2 참조).

인 $a^\circ, b^\circ, h^\circ$ 를 다음식에 의하여 구할 수 있다.

4.2 강우량의 시간분포

홍수량을 산정하기 위하여 강우량의 시간분포가 필요하다. 강우량의 시간분포는 지역의 유출특성과 홍수량의 결정에 큰 영향을 미치므로, 본 연구에서는 Yen과 Chow(1980)의 강우량 시간분포방법으로 구한 “무차원 삼각형 우량주상도”를 사용하였다. 무차원 삼각형 우량주상도는 총강우량 D 와 지속기간 t_a 의 특성변수로 강우기점에 관한 무차원 1차모멘트 t° 로 정의할 수 있다.

$$t^\circ = \frac{\Delta t}{t_a D} \sum_{j=1}^n (j-0.5)d_j \quad (9)$$

여기서 t° 는 무차원 1차모멘트, Δt 는 단위시간, t_a 는 지속시간, D 는 총강우량, d_j 는 j 번째 시간구간의 강우량이며, n 은 분할된 시간의 구분수이다. 과거의 호우사상에 대한 무차원 1차모멘트 t° 에 의하여, 무차원 삼각형 우량주상도의 기하학적 무차원 특성변수

표 1. 재현기간별로 구한 분위수

재현기간(년)	1.01	2	10	20	100	1000
분포형						
generalized logistic	0.345	0.923	1.489	1.752	2.514	4.172
Wakeby	0.402	0.925	1.503	1.779	2.501	3.765

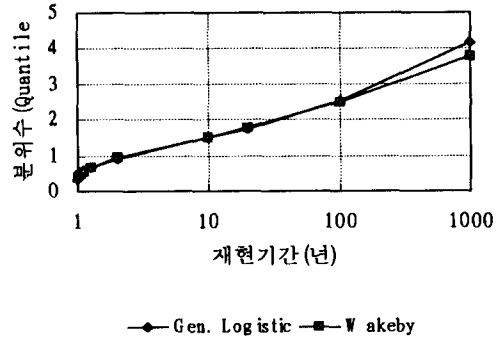


그림 3. 분포형별 분위수 산정결과

표 2. 강우량 빈도분석 결과 및 빈도별 강우량

관측소	L-변동계수	L-왜곡도	L-첨도	Di	m	a	b	c	d	빈도별 강우량(년)				
										5	10	20	50	100
하구둑	0.2387	0.1825	0.1158	0.66	164.59	39,2853	0.1825	0.1158	0.0268	205	247	293	358	412
한 산	0.1788	0.0899	0.1591	1.05	149.48	26,7245	0.0899	0.1591	0.0561	186	225	266	325	374
함 열	0.1777	0.0929	0.1687	1.03	148.65	26,4719	0.0929	0.1687	0.0621	186	224	265	324	373
미륵산	0.1772	0.0993	0.1766	0.97	148.52	26,3197	0.0993	0.1766	0.0621	185	223	264	323	371
양 촌	0.1828	0.2193	0.3732	2.44	163.66	29,9112	0.2193	0.3732	0.1617	204	246	291	356	409
홍 산	0.2656	0.2733	0.2202	1.66	178.67	47,4499	0.2733	0.2202	0.1391	223	269	318	389	447
규 암	0.2405	0.3107	0.2539	0.60	187.80	45,1730	0.3107	0.2539	0.1349	234	283	334	408	470
연 산	0.2363	0.2143	0.1560	0.31	171.55	40,5437	0.2143	0.1560	0.0985	214	258	305	373	429
신 대	0.1819	0.2135	0.3764	2.66	164.09	29,8511	0.2135	0.3764	0.1652	205	247	292	357	410
청 양	0.2025	0.1219	0.1942	0.88	163.23	33,0470	0.1219	0.1942	0.0908	203	245	290	355	408
정 산	0.2285	0.2733	0.2191	0.20	163.00	37,2481	0.2733	0.2191	0.1119	203	245	290	355	408
복 룡	0.2872	0.2385	0.1644	3.46	161.90	46,5061	0.2385	0.1644	0.0563	202	243	288	352	405
공 주	0.2276	0.2338	0.1854	0.10	184.36	41,6558	0.2338	0.1854	0.0590	230	277	328	401	461
반 포	0.2227	0.3551	0.2399	0.86	187.06	41,6558	0.3551	0.2399	0.1669	233	281	333	407	468
회 덕	0.2106	0.2548	0.1983	0.43	170.58	35,9263	0.2548	0.1983	0.0945	213	256	303	371	427
원 도	0.2059	0.3184	0.3164	1.00	160.99	33,1436	0.3148	0.3164	0.2644	201	242	286	350	403
유 구	0.2002	0.1258	0.1128	0.73	168.24	33,6834	0.1258	0.1128	0.0323	210	253	299	366	421
청 안	0.1996	0.1249	0.1150	0.72	168.40	33,6187	0.1249	0.1150	0.0317	210	253	300	366	421
조치원	0.2072	0.3285	0.3135	1.11	160.24	33,2201	0.3285	0.3135	0.2569	200	241	285	349	401
부 강	0.2067	0.3264	0.3155	1.10	160.43	33,1620	0.3264	0.3155	0.2584	200	241	285	349	401
청 주	0.2036	0.1883	0.1464	0.48	171.30	34,8793	0.1883	0.1464	0.0470	214	258	305	373	428
가 덕	0.2190	0.2205	0.1294	0.74	148.83	32,5881	0.2205	0.1294	0.1034	186	224	265	324	372
병 천	0.1827	0.1918	0.1884	0.83	160.71	29,3605	0.1918	0.1884	0.0757	200	242	286	350	402
진 천	0.2306	0.2141	0.1672	0.18	191.17	44,0875	0.2141	0.1672	0.0496	238	287	340	416	478
중 평	0.2090	0.1729	0.1834	0.12	153.19	32,0183	0.1729	0.1834	0.0810	191	230	273	333	383
오 류	0.2467	0.2679	0.1551	0.67	150.60	37,1510	0.2679	0.1551	0.0157	188	226	268	328	377

표 3. 무차원 삼각형 강우주상도의 특성변수 (전호우사상)

t°	a°	b°	h°	h	D	t_a
0.493	0.485	0.515	2.000	27.267	148.055	13.632

$$a^\circ = a/t_a = 3t^\circ - 1 \quad (10)$$

$$b^\circ = b/t_a = 2 - 3t^\circ \quad (11)$$

$$h^\circ = h/(D/t_a) = 2 \quad (12)$$

여기서 a, b, h는 삼각형 우량주상도의 기하학적 변수이다.

금번에 적용한 무차원 우량주상도의 기하학적 무차원 특성변수는 186개의 강우사상을 분석하여 제시한 금강 홍수예경보 프로그램개발 최종보고서(건설부, 1989)의 분석 결과를 활용하였다(표 3 참조).

4.3 금강 하류부의 빈도별 홍수량 산정

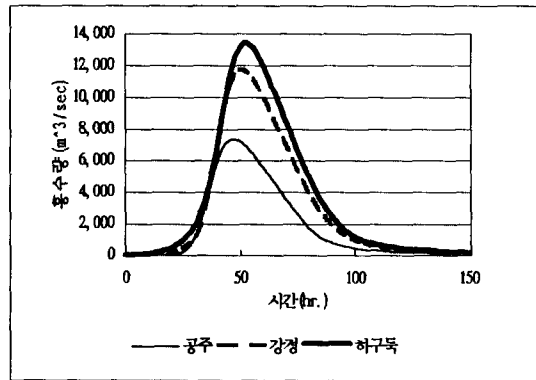
금강의 대형댐 유역면적을 제외한 댐 하류유역에 저류함수법을 적용하여 각 소유역의 유입량을 우선 산정하고, Loopnet 모형을 적용하여 부정류해석법으로 하도추적을 실시하여 빈도별 홍수량을 산정하였다. 저류함수법에 의한 홍수유출계산에 사용되는 모형의 매개변수는 유역유출과 하도유출의 두가지 형태로 구분할 수 있다. 유역의 유출을 결정하기 위한 저류함수의 상수에 해당하는 저류상수 K, P 및 지체시간(T_1)과 유출상태가 포화점에 이르기까지의 1차 유출율(f_1), 포화점까지의 누가우량인 포화우량(R_s)과, 하도구간의 유출현상을 해석하기 위한 하도구간의 저류상수 K, P 및 지체시간(T_1)을 결정하여야 한다. 이번 연구에서는 금강 홍수예경보 프로그램개발 최종보고서(건설부, 1989)에 제시된 금강유역의 소유역별, 하도구간별 저류상수를 사용하였으며, 초기유출을 및 포화우량은 AMC-III조건으로 하였다. 하도홍수추적을 위하여 상류측 경계조건은 대형 조정지댐 하류 소유역의 유입량, 하류측 경계조건은 금강하구둑의 홍수기동안 조절수위인 1.0 m(농업진흥공사, 1990)를 일정하게 유지하는 것으로 가정하였다. 하도의 조도계수는 하도구간을 4개구간으로 나

누어 0.025~0.030 값을 사용하였다(건설부, 1988). 위의 조건으로 산정한 빈도별 홍수량은 표 4 및 그림 4와 같다.

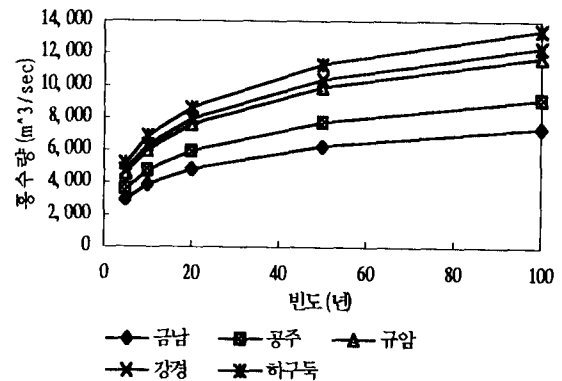
표 4. 주요지점의 빈도별 홍수량

(3일연속강우, 단위: m^3/sec)

빈도(년)	석화	금남	공주	규암	강경	하구둑
5	2,540	2,940	3,590	4,540	4,760	5,160
10	3,340	3,860	4,740	6,020	6,310	6,840
20	4,160	4,820	5,940	7,580	7,950	8,620
50	5,380	6,230	7,710	9,870	10,370	11,270
100	6,380	7,400	9,160	11,750	12,360	13,430



(a) 100년 빈도 홍수량수문곡선



(b) 주요지점의 빈도별 홍수량

그림 4. 빈도별 홍수량 산정결과(3일간 연속 강우시)

5. 대청댐 방류에 따른 금강 하류부 홍수추적

5.1 홍수량 및 홍수위의 산정

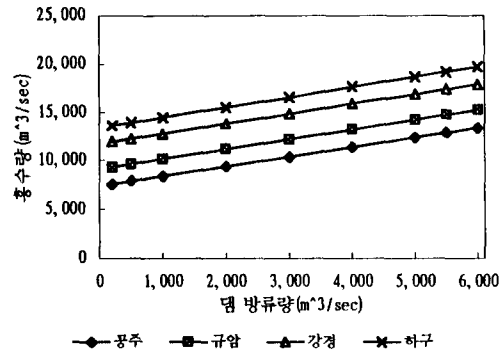
홍수시 대청댐 방류에 따른 금강 하류부의 홍수를 사전에 예측하여 댐의 방류량, 방류시간 및 기간 등을 합리적으로 결정할 수 있도록 하기 위하여, 대청댐 하류부 소유역의 유출량을 지류하천의 유입조건으로 하여, 댐의 방류량에 따른 하류부의 홍수량과 홍수위를 부정류해석법으로 산정하였다. 홍수량과 홍수위는 댐의 방류량, 방류시기 및 기간 등의 방류조건에 따라 다르게 산정되므로 본 연구에서는 최대홍수량과 최고홍수위가 되도록 하는 방류조건으로 산정하였으며, 결과는 표 5, 6 및 그림 5과 같다.

표 5. 100년빈도 강우시 주요 지점의 홍수량
(3일연속강우, 단위: m³/sec)

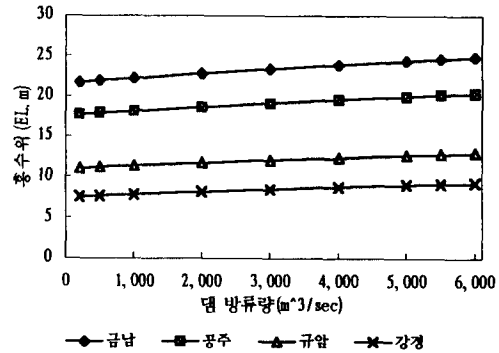
대청댐 방류량 (m ³ /sec)	금남	공주	규암	강경	입포	하구둑
200	6,640	7,560	9,320	11,930	12,530	13,610
500	6,850	7,880	9,640	12,250	12,860	13,940
1,000	7,330	8,360	10,140	12,750	13,360	14,460
2,000	8,340	9,370	11,170	13,810	14,430	15,530
3,000	9,320	10,360	12,170	14,820	15,440	16,540
4,000	10,350	11,390	13,210	15,890	16,510	17,630
5,000	11,320	12,360	14,190	16,870	17,500	18,620
5,500	11,840	12,880	14,720	17,400	18,040	19,160
6,000	12,320	13,360	15,200	17,890	18,530	19,650

표 6. 100년빈도 강우시 주요 지점의 홍수위
(3일연속강우, 단위: EL. m)

대청댐 방류량 (m ³ /sec)	금남	공주	규암	강경	입포
200	21.68	17.68	11.01	7.54	5.21
500	21.88	17.84	11.13	7.65	5.30
1,000	22.19	18.10	11.31	7.81	5.43
2,000	22.80	18.61	11.67	8.13	5.70
3,000	23.35	19.08	11.67	8.13	5.70
4,000	23.90	19.54	12.34	8.73	6.20
5,000	24.40	19.96	12.64	9.00	6.42
5,500	24.65	20.18	12.80	9.14	6.54
6,000	24.88	20.37	12.94	9.26	6.65



(a) 주요지점의 홍수량 산정결과



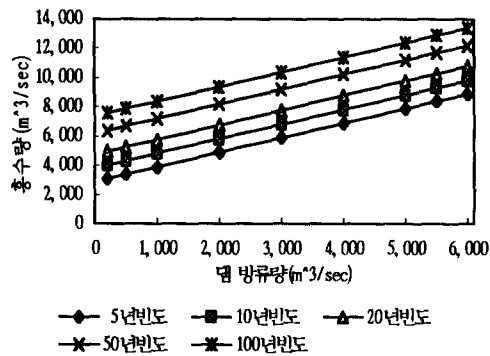
(b) 주요지점의 홍수위 산정결과

그림 5. 100년빈도 강우시 대청댐 방류에 따른 홍수위 및 홍수량 산정결과

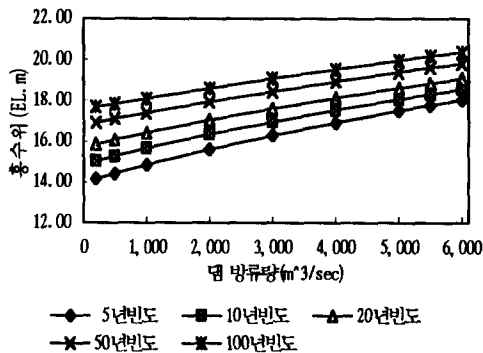
대청댐에서의 무피해방류량은 1,000 m³/sec로 규정(한국수자원공사, 1996)하고 있으나, 댐 하류유역의 홍수유입에 관한 구체적인 제시가 없었다. 따라서 댐하류유역에서 어느 빈도의 홍수량이 유입할때 1,000 m³/sec의 방류량이 하류에 홍수피해를 주지 않는 무피해 방류량이 될 수 있는지 분석하였다. 금강유역의 주요 홍수조절지점인 공주를 주안점으로 분석하여 본 결과, 대청댐에서 1,000 m³/sec을 방류하면, 댐 하류부에 50년빈도의 홍수량 유입시까지는 공주지점의 홍수위가 위험수위인 EL. 17.662 m(한국수자원공사, 1995)를 넘지 않는 것으로 분석되었다(표 7 참조). 5년빈도의 홍수유입시에는 5,000 m³/sec, 10년빈도에는 4,000 m³/sec, 20년빈도에는 3,

표 7. 대청댐방류에 따른공주지점 빈도별 홍수위
(3일연속강우,단위: EL. m)

강우빈도 댐방류량	5년	10년	20년	50년	100년
200	14.17	15.06	15.87	16.92	17.68
500	14.44	15.30	16.08	17.10	17.84
1,000	14.87	15.67	16.41	17.39	18.10
2,000	15.63	16.35	17.03	17.94	18.61
3,000	16.31	16.97	17.60	18.44	19.08
4,000	16.94	17.55	18.14	18.94	19.54
5,000	17.51	18.07	18.63	19.38	19.96
5,500	17.78	18.33	18.86	19.61	20.18
6,000	18.04	18.57	19.09	19.82	20.37



(a) 홍수량 산정결과



(b) 홍수위 산정결과

그림 6. 대청댐 방류에 따른 공주지점 빈도별 홍수량 및
홍수위 (3일연속강우)

000 m³/sec, 50년빈도에는 1,000 m³/sec 이내로 방

류하면 공주지점의 위험수위를 넘지않을 수 있으나, 100년빈도 홍수유입시에는 200 m³/sec이내로 방류 할지라도 공주지점의 위험수위를 초과하게 되어 금강하류유역이 홍수에 상당히 취약한 것으로 분석되었다.

5.2 첨두홍수량 도달시간의 산정

댐에서 홍수를 방류할때 하류의 주요지점까지 홍수가 도달하는데 소요되는 시간은 하천의 운영과 관리를 위하여 주요한 지표가 된다. 일반적으로 하천에서의 홍수도달시간은 수리학적 특성과 홍수량의 크기에 의해 좌우되며, 하도의 어떤 구간을 홍수파가 통과하는데 소요되는 시간으로 정의된다. 상류댐으로부터 방류에 의한 댐하류 구간의 홍수도달시간은 자연하천에서 홍수파의 전파와는 달리 댐 방류를 시작하기 이전의 하도내 초기홍수조건과 최대방류량의 크기, 방류지속시간, 하류 댐 여수로의 수문개도, 하도구간으로 유입하는 지류유입량 등의 여러가지 영향을 받는다(윤용남과 박무중, 1992). 지류유입량은 홍수시 지류유역의 강우 및 유출특성에 따라 영향을 미치게 되므로 확실적인 성분으로 분석하기에는 많은 어려움이 있다. 특히, 금강유역은 지류유입량이 댐 방류량과 비교하여 상당히 크고 첨두홍수 도달시간이 달라서, 댐의 방류에 따른 첨두홍수 도달시간을 정확히 산정할 수 없었다. 대청댐의 첨두홍수 도달시간을 산정하기 위하여, 댐의 방류량은 시간당 1,000 m³씩 증가 방류하고, 지류유입량을 고려하지 않을 경우와 10년빈도의 지류유입량을 고려할 경우로 구분하여 산정하였다. 10년빈도의 지류유입량을 고려한 경우에는 지류에서 첨두홍수량이 일정하게 유입하는 것으로 가정하고, 첨두홍수 도달시간을 산정하였다. 분석 결과 지류유입량을 고려하지 않을 때에는 댐에서의 방류량이 3,000 m³/sec일 경우 공주까지는 5.9시간, 하구둑까지는 16.6시간이 소요되고, 10년 빈도의 지류유입량을 고려할 때에는 댐에서의 방류량이 3,000 m³/sec일 경우 공주까지는 4.2시간, 하구둑까지는 16시간이 소요되는 것으로 산정되었다(그림 7 참조).

이번 연구에서는 강우에 확실적인 개념을 도입하여 산정한 유입량 자료를 활용하여 홍수량 및 홍수위

를 산정하였으며, 댐의 방류조건도 하류측 홍수위가 최고가 되도록 모의운영하여 결정하였다. 또한 이번 산정결과는 홍수량 및 홍수위 변화에 따른 하도구간의 조도계수의 변화를 고려하지 않았으므로 실제강우에 의한 유입량과는 근본적으로 차이가 있을 수 있으나, 댐운영을 위한 하나의 지표로 활용할 수 있으며, 강우량, 유입량 등의 산정결과를 실측자료와 비교·보정해 나가면 홍수시 댐운영실무에 적용도 가능하리라 생각된다.

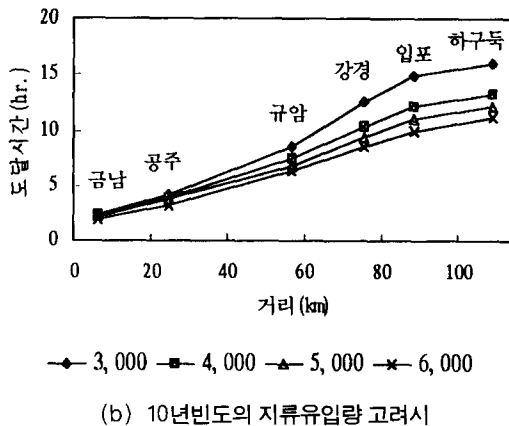
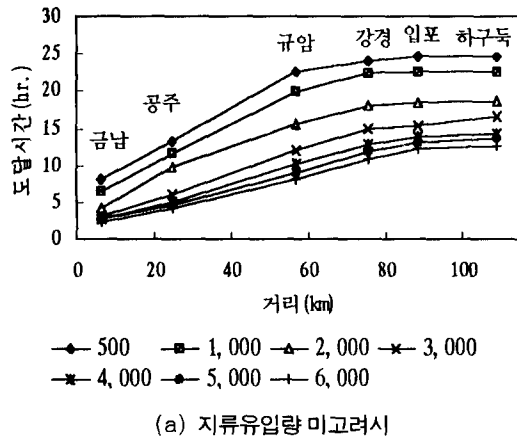


그림 7. 댐방류에 따른 하류주요지점 홍수도달시간

6. 결 론

금강 하류부 홍수피해를 경감하고 “홍수의 자원화”로 효율적인 수자원관리를 위하여, 금강 하류부의

홍수예측 시스템을 구성하였으며, 빈도별 강우량으로 각 소유역의 유출량을 산정하고, 댐의 방류량에 따른 하류부의 홍수량 및 홍수위를 일차원 부정류해석법으로 산정하였다. 금번 연구결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 대청댐 상류유역을 제외한 하류부의 빈도별 홍수량의 산정결과 3일연속 강우시 100년빈도 홍수량은 공주지점에서 $9,160 \text{ m}^3/\text{sec}$, 규암지점에서 $11,750 \text{ m}^3/\text{sec}$, 강경지점에서는 $12,360 \text{ m}^3/\text{sec}$ 로 산정되었다.
- (2) 댐 하류부의 소유역에서 빈도별 홍수량이 유입할때 대청댐 방류에 따른 하류부의 홍수량과 홍수위 변화를 산정한 결과 대청댐의 무피해 방류량인 $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 이내로 방류하면, 댐 하류부에 50년빈도의 홍수유입시까지는 공주지점의 홍수위가 위험수위인 EL. 17.662 m를 넘지 않는 것으로 분석되었다.
- (3) 지류의 유입량이 없는 것으로 가정하였을때 댐에서의 방류량이 $3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 일 경우 공주까지는 5.9시간, 하구둑까지는 16.6시간이 소요되었다. 10년 빈도의 지류유입량을 고려할 때에는 댐에서의 방류량이 $3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 일 경우 공주까지는 4.2시간, 하구둑까지는 16시간이 소요되는 것으로 산정되었다.

이번 연구에서 산정한 홍수량 및 홍수위, 댐 방류에 따른 홍수도달시간 등은 홍수시 댐운영자가 대청댐의 운영을 위한 하나의 지표로 활용하여, 댐 하류부의 홍수량을 사전에 예측하고, 홍수위가 저하될 수 있도록 댐의 방류량, 방류시기 및 기간 등을 합리적으로 결정하면 댐 하류측의 홍수피해를 최소한으로 줄일 수 있을 것으로 기대된다.

참 고 문 헌

- 건설부 (1988). 금강수계 종합정비계획.
 건설부 (1989). 금강 홍수예경보 프로그램개발 최종보고서.
 권오현외 4명 (1995). “금강유역홍수조사.” '95년 한국수자원학회 학술발표회 논문집, 한국수자원학회, pp. 277-282.
 김규문, 박봉진 (1996). “대청댐 방류에 따른 금강 하류

- 부의 홍수추적(II).” 1996년 한국수자원학회 학술 발표회 논문집, 한국수자원학회, pp. 473-478.
- 김현영, 박승우 (1989). “금강하류 홍수의 부정류 해석.” 한국수문학회지, 한국수문학회, 제22권, 제1호, pp. 99-107.
- 농업진흥공사 (1990). 금강하구둑관리요령.
- 박봉진, 박정기, 정관수 (1995). “대청댐 방류에 따른 금강 하류부의 홍수추적.” 1995년 한국수자원학회 학술발표회 논문집, 한국수자원학회, pp. 247-253.
- 박봉진, 이환기, 정관수 (1996). “폐합형수계 모형에 의한 부정류 해석.” 한국수자원학회지, 한국수자원학회, 제29권, 제5호, pp. 129-138.
- 선우중호 (1983). “부정류 해석에 의한 금강하류부 홍수위 결정.” 한국수문학회지, 한국수문학회, 제16권, 제2호, pp. 123-129.
- 윤용남, 박무종 (1992). “댐 방류시 하류수위 및 주요하도구간별 홍수도달시간의 예측.” 제34회 수공학연구 발표회논문집, 한국수문학회, pp. 200-309
- 이원환, 박상덕 (1989). “한강 하류부의 홍수추적 수치모형개발.” 대한토목학논문집, 대한토목학회, 제9권, 제1호, pp. 63-70.
- 이환기 (1987). “수치모형에 의한 개수로 Network의 부정류 해석.” 제8회 한국대담학회 학술발표회 발표집, 한국대담학회, pp. 1-27.
- 한국수자원공사 (1993). 다목적댐 홍수유출해석 및 홍수기 저수지 운영프로그램 설명서.
- 한국수자원공사 (1995). 금강유역조사보고서.
- 한국수자원공사 (1996). 다목적댐 운영실무 편람.
- Amein, M., and Fang, C.S. (1970). “Implicit flood routing in natural channels.” *Journal of Hydraulics Div.*, ASCE, Vol. 95, No. HY7, pp. 123-131.
- Fread, D.L. (1988). “DAMBRK: The NWS dam-break flood forecasting model.” Office of Hydrology, National Weather Services, NOAA, Silver Spring, Maryland.
- Fread, D.L. (1987). “National weather service operational dynamic wave model Version 07/18/84.” National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland.
- Greenwood, J.A., Landwehr, J.M., Matalas, N.C., and Walls, J.R. (1979). “Probability weighted moments: definition and relation to parameters of several distributions expressible in inverse form.” *Water Resources Research*, Vol. 15, No. 5, pp. 1049-1054.
- Hosking, J.R.M., and Wallis, J.R. (1993). “Some statistics useful in regional frequency analysis.” *Water Resources Research*, Vol. 29, No. 2, pp. 271-281.
- Kimura, T. (1961). “Flood runoff routing by storage function method.” Reference Material for River Engineering Course, Japan International Cooperation Agency, Ministry of Construction.
- Price, R.K. (1974). “Comparison of four numerical methods for flood routing.” *Journal of Hydraulics Div.*, ASCE, Vol. 100, No. HY7, pp. 971-980.
- Yen, B.C., and Chow, V.T. (1980), “Design hyetographs of a small drainage structures.” *Journal of hydraulics division*, ASCE. Vol. 106 No. HY6, pp. 1055-1076.

(접수: 1996년 11월 28일)