NIDP-98-09
研究報告書

小河川 施設基準
參考資料集

1999. 6

行 政 自 治 部
國立防災硏究所

NIDP-98-09
연구보고서

소하천 시설기준 참고자료집

1999. 6

행 정 자 치 부
국립방재연구소

차 례

제 1 장 서 론 1

1.1 **참고자료집의 발간목적** 1

1.2 **참고자료집의 구성** 1

1.3 **소하천 시설기준의 목차** 2

제 2 장 설계강우량 산정 7

2.1 **강우자료의 구축** 7

2.1.1 **수문자료의 분류** 7

2.1.2 **강우자료의 구축** 7

2.2 **예비적 해석** 9

2.2.1 **자료의 도시** 9

2.2.2 **무작위성 검정**(Test of Randomness) 9

2.3 **지점 해석** 9

2.3.1 **적용 확률분포형** 9

2.3.2 **매개변수 추정방법** 14

2.3.3 **매개변수 적합성 검정** 16

2.3.4 **적합도 검정** 17

2.3.5 **확률강우량 산정** 21

2.4 **지역적 해석** 22

2.4.1 **확률강우량도를 이용한 확률강우량 산정** 22

2.4.2 **지역 빈도해석** 23

2.4.3 **임의 지속시간에 대한 확률강우량의 산정** 24

2.5 **설계강우의 지속기간** 27

2.6 **설계강우량의 시간적 분포** 28

2.7 **유효우량 산정** 29

2.7.1 일정비 법 30
2.7.2 일정 손실률 법 30
2.7.3 초기 손실-일정 손실률 법 30
2.7.4 침투곡선법 30
2.7.5 표준형 강우-유출관계곡선법 30

제 3 장 설계홍수량 산정 43

3.1 설계홍수량의 정의 및 설계빈도 43
3.1.1 정의 43
3.1.2 설계빈도 43
3.2 유역의 반응시간 47
3.2.1 정의 47
3.2.2 도달시간 51
3.2.3 지체시간 54
3.3 유효우량 산정방법의 선택 56
3.4 설계홍수량의 추정 57
3.4.1 실적자료가 있는 경우 58
3.4.2 실적자료가 없는 경우, 자연유역 60
3.3.3 실적자료가 없는 경우, 도시유역 77
3.4 적정 설계홍수량의 선정 84
3.4.1 대표단위도와 강우-유출모형에 의한 유출분석 85
3.4.2 강우-유출모형의 적용성 검정 88

제 4 장 홍수위 산정 91

4.1 개요 91
4.2 홍수위 계산방법 및 계산시점의 설정 91
4.3 조도계수의 산정방법 92
4.3.1 등류계산의 역산법 92
4.3.2 부등류계산의 역산법 92

4.3.3 등가조도계수 94
4.4 홍수위 계산 95
4.4.1 수면형의 분류 95
4.4.2 등류계산 97
4.4.3 부등류 계산 97
4.4.4 교량의 영향을 고려한 홍수위 계산 98
4.4.5 식생을 고려한 홍수위계산 102

제 5 장 유사량 산정 113
5.1 개요 113
5.2 소류사량 공식 113
5.2.1 Schoklitch 공식 114
5.2.2 Meyer-Peter and Müller 공식 115
5.2.3 Rottner 공식 116
5.2.4 Yang 공식 116
5.3 유사량 산정예제 118
5.3.1 Colby의 도해법 119
5.3.2 Engelund and Hansen 공식 121
5.3.3 Ackers and White 공식 122
5.3.4 Yang의 공식 125

참고문헌 127
부록 A 133
부록 B 155

그림차례

<그림 2.1> 서울, 대구, 광주 지점의 IDF 곡선 26
<그림 2.2> 유효우량 산정방법의 분류 31
<그림 2.3> T시 체육공원 조성지구의 개략 토양구분도(예) 42
<그림 3.1> 수공구조물별 수문설계빈도와 최대설계빈도 범위 45
<그림 3.2> 첨두발생시간과 지체시간의 개념도 48
<그림 3.3> 홍수도달시간의 개념도 49
<그림 3.4> 유역의 개념적 형상 49
<그림 3.5> 홍수도달시간과 첨두유량과의 관계 50
<그림 3.6> Snyder 합성단위도 65
<그림 3.7> SCS 무차원 단위도 67
<그림 3.8> Nakayasu 합성단위도 68
<그림 3.9> 유역 출구지점에서 저류되도록 전이하는 모형 과정 71
<그림 3.10> 시간 - 면적곡선의 작성 72
<그림 3.11> K와 C의 정의 72
<그림 3.12> K값의 결정 74
<그림 3.13> Nash 모형 77
<그림 3.14> 도시화 전 · 후의 유출수문곡선의 특성 변화 78
<그림 3.15> 표준침투율곡선 84
<그림 3.16> 위천(동곡)유역의 유출수문곡선 86
<그림 3.17> 보청천(산성)유역의 유출수문곡선 87
<그림 3.18> 평창강(이목정)유역의 유출수문곡선 87
<그림 3.19> 첨두유출량비와 첨두도달시간비간의 관계(위천 유역) 89
<그림 3.20> 첨두유출량비와 첨두도달시간비간의 관계(보청천 유역) 89
<그림 3.21> 첨두유출량비와 첨두도달시간비간의 관계(평창강 유역) 90
<그림 4.1> 수면형 96

<그림 4.2> 교각을 통과하는 흐름의 수면형(상대적으로 수축구간이 짧을 경우) 99
<그림 4.3> 질식흐름상태의 수면형 101
<그림 4.4> 장애물을 통과하는 유량의 계산 102
<그림 4.5> 식생에 의한 수위상승 계산예제 103
<그림 5.1> 입경가적곡선 118
<그림 5.2> 평균유속과 유사량과의 관계 120
<그림 5.3> 수온, 미립유사농도와 유사입경에 대한 보정계수 121
<그림 5.4> 유사입자의 침강속도 126

표 차 례

<표 2.1> 각 확률분포형의 확률밀도함수 또는 누가분포함수 10
<표 2.2> 각 확률분포형의 확률변수 범위 및 매개변수 적합성 조건 17
<표 2.3> 확률분포형의 역함수 22
<표 2.4> 수문학적 토양군의 분류 32
<표 2.5> 최소침투율 33
<표 2.6> 표토층 성질의 정의 33
<표 2.7> AMC의 분류별 선행강수량의 크기 34
<표 2.8> 토양, 피복형에 따른 유출곡선지수 35
<표 2.9> 도시지역에서의 유출곡선계수(AMC II) 36
<표 2.10> 경작농지에서의 유출곡선계수(AMC II) 37
<표 2.11> 기타 농업지역의 유출곡선계수(AMC II) 38
<표 2.12> 건조와 준건조 rangeland를 위한 유출곡선계수(AMC II) 39
<표 2.13> 선행함수조건(AMC)에 따른 유출곡선지수의 조정 40
<표 3.1> 소규모 시설물 설계지침 44
<표 3.2> 일본의 실용하천계획 44
<표 3.3> 소하천 수공구조물의 설계빈도 46
<표 3.4> 자연하천 유역에 대한 도달시간 공식 52
<표 3.5> 도시하천 유역에 대한 도달시간 공식 53
<표 3.6> 자연 및 도시하천 유역에 대한 지체시간 공식 55
<표 3.7> 토지 이용도에 따른 합리식의 유출계수 범위 62
<표 3.8> 합리식 유출계수의 지형과 지질에 따른 보정 62
<표 3.9> SCS 무차원 단위도의 비율에 따른 시간별 종거 67
<표 3.10> 실제유역의 확률강우강도식 86
<표 3.11> 실제유역의 유출수문곡선 결과비교 86

<표 4.1> **교량손실계수** 99
<표 4.2> **교각형상함수** K**값** 100
<표 4.3> K_N**과** K_A**의 값** 102
<표 4.4> **식생 및 단면의 제원** 103
<표 5.1> **하천의 수리특성** 118

제 1 장 서 론

1.1 참고자료집의 발간목적

소하천 시설기준은 총 12개의 장으로 구성되어 있으며, 소하천 정비를 위한 각종 조사 및 측량, 설계수문량의 산정방법, 시설물의 설계, 시공, 유지관리에 관한 전반적인 내용을 포함하고 있다.

시설기준의 내용 중 "제4장 설계수문량 산정"편에는 설계강우량, 설계홍수량, 홍수위, 유사량 산정과 관련된 내용을 포함하고 있으나, 소하천의 수리·수문학적인 특성을 고려하여 주요한 내용과 산정기법만을 간략하게 기술하고 있어 실무자들이 "소하천 시설기준"만으로는 직접 설계수문량을 산정하기에는 어려움이 있다고 판단된다. 또한 소하천유역에서 실측되거나 보유하고 있는 자료가 거의 전무한 실정이므로 하나의 기법만으로 설계수문량을 산정하기에는 다소 무리가 있으며, 해당 소하천의 특수성에 알맞는 적절한 기법을 선정하여 각종 설계에 사용되는 수문량이 산정되어야 한다. 따라서, 본 참고자료집은 각종 문헌과 최근까지의 연구결과를 토대로 설계수문량의 산정방법을 비교적 자세하게 소개하고 간단한 예제제시가 가능한 항목에 대해서는 예제와 풀이를 통하여 산정방법에 대한 이해도를 높이고 실무에서 사소한 계산상의 오류를 범하지 않도록 하였다.

1.2 참고자료집의 구성

소하천 시설기준 참고자료집은 "소하천 시설기준"의 "제4장 설계수문량 산정"에 대한 내용을 중심으로 구성하였으며 기타 "제2장 제5절 수질조사", "제7장 제3절 경제성분석", "제8장 하도시설" 중 "사석의 중량 및 크기 결정공식"에 대한 내용을 부록에 수록하였다.

국내에는 자연형 하천공법의 적용사례가 극히 미미하여 다양한 사례는 제시할 수 없으나, 한국건설기술연구원에서 수행하고 있는 양재천 과천 시험구간을 통해 적용된 사례를 부록에 수록하여 실무자들이 소하천 정비계획 수립시 다양한 공법의 도입에 참고가 되도록 하였다.

1.3 소하천 시설기준의 목차

참고로 소하천 시설기준의 목차는 다음과 같다.

제 1 장 총 론 제 1 절 소하천 시설기준의 일반사항 1.1 목 적 1.2 시설기준의 내용 1.3 소하천 시설기준과 하천시설기준과의 차이점 1.4 운용방침 1.5 다른 법규와의 관계 1.6 적용범위 제 2 절 소하천의 정의 및 특성 2.1 정 의 2.2 실상과 특성 제 3 절 소하천의 지정 3.1 범위 및 지정기준 3.2 지 정 3.3 관 리 3.4 소하천 대장(小河川 臺帳) 제 4 절 소하천 정비사업 4.1 기본이념 4.2 기본방침 4.3 정비 방향 4.4 단계별 정비 계획 수립 절차 4.5 정비사업 추진상 고려사항 4.6 유지관리	제 2 장 조 사 제 1 절 개요 제 2 절 유역특성조사 제 3 절 수리ㆍ수문량 조사 제 4 절 하도 조사 4.1 하상조사 4.2 조도계수 제 5 절 수질 조사 5.1 개 요 5.2 수질 조사 5.3 오염 발생원 및 부하량 조사 5.4 수질 오염 예측을 위한 조사 제 6 절 생태 환경 조사 6.1 개 요 6.2 수변 조사 6.3 식생 조사 6.4 미소생물 조사 6.5 어류 조사 6.6 조수류 조사 6.7 기타 문화재 및 유적지 조사 제 3 장 측 량 제 1 절 측량 계획 1.1 일반 1.2 하천 측량계획 제 2 절 하천의 기본계획을 위한 측량 2.1 골조측량

2.2 지형현황 측량
2.3 거리표(측점)의 설치
2.4 수준 및 종단측량
2.5 횡단측량
2.6 홍수흔적 측량
제 3 절 하천개수공사 실시를 위한 측량
3.1 공사용 측량
3.2 지형현황 측량
3.3 법선 및 종횡단 측량
3.4 용지측량
제 4 절 하상변동조사를 위한 측량
4.1 지형현황 측량
4.2 거리표(측점) 측량
4.3 종단 및 횡단측량
제 4 장 설계수문량 산정
제 1 절 설계강우량 산정
1.1 개 요
1.2 강우자료의 구축
1.3 확률강우량
1.4 설계강우의 지속기간
1.5 설계강우량의 시간적 분포
1.6 유효우량의 산정
제 2 절 설계홍수량 산정
2.1 개설
2.2 설계홍수량의 정의 및 설계빈도
2.3 유역의 반응시간
2.4 유효우량 산정방법의 선택
2.5 설계홍수량의 추정
제 3 절 홍수위 산정
3.1 개요
3.2 흐름의 정의 및 계산방법의 선정
3.3 홍수위산정을 위한 자료의 선정
3.4 홍수위 계산
제 4 절 유사량 산정
4.1 개요
4.2 유사량 공식의 적용범위
4.3 유사량
제 5 장 이수계획과 하천관리유량
제 1 절 이수계획
1.1 이수계획
제 2 절 하천관리유량
2.1 하천관리유량의 정의 및 개념
2.2 계획기준점
2.3 하천관리유량의
제 6 장 하천환경정비 및 관리
제 1 절 하천환경 일반
1.1 하천환경의 정의
1.2 소하천과 하천환경
1.3 하천환경관리의 정의
1.4 하천환경관리의 기본방침
제 2 절 하천환경정비
2.1 하천환경정비 일반
2.2 수환경 개선 및 보전
2.3 하천공간정비
제 3 절 하천환경관리 기본계획
3.1 개요
3.2 하천환경관리 기본계획의 주요사항
3.3 하천환경관리 기본계획의 수립

제 7 장 소하천 종합정비계획
제 1 절 소하천 정비방향의 설정
1.1 소하천 정비계획의 기본 방침
1.2 소하천 정비계획 과정
1.3 정비방향의 설정
제 2 절 하도계획
2.1 하도계획
2.2 하도의 평면형
2.3 하도의 종단형
2.4 하도의 횡단형
제 3 절 경제성 분석
3.1 개 요
3.2 치수경제조사
3.3 피해규모의 산정방법
제 8 장 하도시설
제 1 절 제 방
1.1 제방의 정의
1.2 제방의 개요
1.3 제방의 설계
1.4 제방의 시공
1.5 제방의 유지관리
제 2 절 호 안
2.1 호안의 정의
2.2 호안의 개요
2.3 호안의 설계
2.4 호안의 시공
2.5 호안의 유지관리
제 3 절 하상유지공
3.1 낙차공
3.2 바닥다짐공
3.3 밑다짐공
제 4 절 옹벽
4.1 일반사항
4.2 옹벽설계
4.3 옹벽시공
제 9 장 취 · 배수시설
제 1 절 보
1.1 보의 정의
1.2 보의 기능
1.3 보의 형태
1.4 보의 종류
1.5 보의 설계
1.6 세부설계
1.7 유지관리
제 2 절 수문
2.1 수문의 정의
2.2 수문의 기능
2.3 수문의 종류
2.4 수문의 설계
2.5 수문의 세부설계
2.6 수문의 시공 및 유지관리
제 3 절 갑문
3.1 갑문의 정의
3.2 갑문의 기능
3.3 갑문의 종류
3.4 갑문의 설계
제 4 절 통관, 잠관
4.1 통관, 잠관의 정의
4.2 통관, 잠관의 설치 위치
4.3 통관, 잠관의 설계
4.4 통관, 잠관의 시공

제 5 절 암거
5.1 암거의 정의
5.2 암거의 종류
5.3 암거의 설계
5.4 암거의 시공
제 10 장 저류지 시설
제 1 절 유수지
1.1 유수지의 정의
1.2 내수처리 방법
1.3 유수지 설계
1.4 유지관리
제 2 절 침사지
2.1 침사지의 정의
2.2 침사지 구분
2.3 침사지 위치
2.4 침사지 설계
2.5 침사지 시공 및 유지관리
제 11 장 수방시설
제 1 절 일반사항
제 2 절 시설물의 안정성검토
2.1 개요
2.2 시설물의 파괴원인
2.3 세굴에 대한 시설물의 안정성 검토
제 3 절 수해복구공법 및 수방관리
3.1 수해복구공법
3.2 제방의 수방관리
3.3 기타 시설물의 수방관리
제 12 장 환경보전시설
제 1 절 수질정화시설
1.1 수질정화
1.2 하도계획에 의한 방법
1.3 언정화
1.4 식생정화법
1.5 접촉산화법
1.6 준설
1.7 주의사항
제 2 절 생태보전시설
2.1 어도
2.2 비오톱(Bio-top)

제 2 장 설계강우량 산정

2.1 강우자료의 구축

강우량에 대하여 빈도해석을 실시할 경우에 대상자료의 성격을 파악하는 것은 매우 중요한 과정이다.

2.1.1 수문자료의 분류

(1) 전 수문자료(Complete Duration Series)

(2) 부분적 수문자료(Partial Duration Series)

가. 매년 연수 최대치(Annual Exceedance Series)

나. 비매년 특정치 이상 최대치(Nonannual Exceedance Series)

(3) 극치 수문자료(매년 최대 · 최소 자료 ; Extreme Value Series)

가. 최대치 자료(Maximum Value Series)

1) 매년 최대치(Annual Maximum Series ; AM)

2) 비매년 최대치(Nonannual Maximum Series)

나. 최소치 자료(Minimum Value Series)

1) 매년 최소치(Annual Minimum Series)

2) 비매년 최소치(Nonannual Minimum Series)

이상의 수문자료 적출법 중에서 가장 폭넓게 사용되고 있는 것은 매년 최대치와 최소치이며, 매년 최대치와 매년 최소치를 매년계열이라고도 부른다.

2.1.2 강우자료의 구축

강우해석을 위하여 다음과 같은 과정을 통해 자료를 구축한다(건설부, 하천시설기준, 1993).

(1) 자료의 수집

통계적 해석을 위한 수문자료는 해석목적, 해석방법, 자료수집, 정리의 난이도 등을 고려하여 선정한다. 자료를 선정하고 수집하기 위해서는 다음의 각 항목을 조사 검토한다.

① 수문자료의 종류
② 수문계열의 분류
③ 자료출처
④ 관측과 기록방법
⑤ 자료의 정확도와 대표성

(2) 자료의 정리

수집한 수문자료의 관측이나 기록상의 착오여부, 자료의 동질성, 일관성 및 독립성 등을 검정하여 필요하면 보정하고 결측치에 대해서는 보완한다.

가. 관측소의 일관성 검사

해당지점 관측소 우량계의 관측위치, 노출상태, 우량계의 종류, 관측방법 및 주위환경에 변화가 일어났는지 관측소 대장에 기재된 관측역사를 조사하여 어떤 변화가 있을 때는 과거 관측된 연강수량을 가지고 이중누가우량 분석을 통해 관측소의 일관성을 검사하고 필요하면 보정한다.

나. 강우사상의 독립성

강우자료 추출을 위한 관측자료의 강우사상은 통계학적으로 독립성이 유지되어야 한다. 매년 발생하는 일최대 강우사상을 충분히 선정하여 자기 우량기록지에서 지속기간별 강우량이 최대가 되도록 강우사상을 분리하여 독립성이 유지되게 하는 것이 일반적이다.

다. 극치자료 계열의 추출 및 선정

강우사상별로 필요한 지속기간별 최대치를 추출한다. 이 때 관측기록기간 동안 매년 최대치 한 개씩만 취한 연최대치 계열과 모든 강우사상의 지속기간별 최대치를 큰 순서로 나열하여 기록년수 만큼 취한 연초과치 계열을 구성한다.

라. 자료 기록기간

빈도해석하고자 하는 자료의 기록기간은 원칙적으로 필요한 설계빈도보다 많은 기

록년수가 필요하다. 그러나 실질적으로 관측된 강우자료는 이 조건을 만족시켜주지 못하기 때문에 통계학적으로 기록년수 30년 이상의 자료를 이용하도록 하고 이보다 짧을 경우는 연초과치 계열을 이용하여 자료수를 늘려 빈도해석 할 수도 있다.

2.2 예비적 해석

빈도해석을 실시하기에 앞서 대상 자료를 도시하여 그 경향을 파악하는 것은 자료의 개략적인 성질을 예측하는데 많은 도움을 줄 수 있다. 또한, 대상 자료가 무작위성(randomness)을 갖고 있는가를 검토하는 것은 매우 중요하다.

2.2.1 자료의 도시

대상 자료에 대하여 경년별 자료를 도시하게 되면, 자료의 입력이 잘못된 경우나 누락되었을 경우 등을 시각적으로 확인할 수 있고 대략적인 자료의 상황을 파악할 수 있다.

2.2.2 무작위성 검정(Test of Randomness)

어떤 일련의 자료가 서로 상관성을 띄고 있지 않는 경우에 0 이 아닌 모든 지체계수(lag)에 대하여 지체계수 k인 모집단자기상관함수 (lag-k population autocorrelation function) ρ_k는 0 과 같다. 그러나, 이러한 비상관성을 갖는 시계열에서 표본을 추출하는 경우에 지체계수가 k인 표본 자기상관함수 (lag-k sample autocorrelation function) r_k에 대한 correlogram은 0 이 아니며 표본자료의 크기 N에 따라 다양한 분포를 가진다. 추출된 표본의 분포는 r_k가 0 과 다르지 않다는 가설을 세우는 경우, 이를 검증하는데 사용되기도 한다. 따라서, 이러한 가설이 기각되지 않을 때에는 계열이 상관성을 가지지 않으며, 기각되었을 경우, 계열은 서로 상관성을 가진다고 할 수 있다.

2.3 지점 해석

2.3.1 적용 확률분포형

수문자료 해석에 일반적으로 사용되는 확률분포형으로서 gamma 분포형, GEV(General Extreme Value)분포형, Gumbel 분포형, log-Gumbel 분포형, lognormal

분포형, log-Pearson type III 분포형, Weibull 분포형, Wakeby 분포형 등을 포함하고 있다. 대상자료가 추출된 모집단의 특성을 나타내기 위하여 기지의 매개변수를 갖는 확률분포형을 가정하여 분석하는 것이 빈도해석에 있어서 주된 내용이다. 모집단의 성질을 간단한 확률분포형으로 완벽하게 나타낼 수 없으며, 추출된 자료 역시 모집단의 성격을 잘 대표하는지 단언하기 어렵다. 또한, 추출된 자료에 대하여 많은 오차가 내포될 수 있는데, 예를 들어 수문관측 자료인 경우에는 관측오차가 내포될 수 있으며, 설문조사인 경우에는 수집방법 및 대상자에 따라 오차가 내포될 수 있다. 이러한 불확실성을 고려하기 위한 시도가 최근까지 이어져 오고 있다. 각 확률분포형의 확률밀도함수(probability density function : PDF) 또는 누가분포함수(cumulative distribution function : CDF)는 <표 2.1>과 같으며, 각 분포형에 대하여 간단히 소개하면 다음과 같다.

<표 2.1> 각 확률분포형의 확률밀도함수 또는 누가분포함수

확률분포형	확률밀도함수 또는 누가분포함수
Gamma	$f(x) = \frac{1}{\lvert\alpha\rvert\Gamma(\beta)} \left[\frac{x-x_0}{\alpha}\right]^{\beta-1} \exp\left[-\frac{x-x_0}{\alpha}\right]$
GEV	$f(x) = \frac{1}{\alpha}\left[1-\frac{x-x_0}{\alpha}\right]^{(1/\beta)-1} \exp\left[-\left(1-\frac{\beta(x-x_0)}{\alpha}\right)^{1/\beta}\right]$ $F(x) = \exp\left[-\left(1-\frac{\beta(x-x_0)}{\alpha}\right)^{(1/\beta)}\right]$
Gumbel	$f(x) = \frac{1}{\alpha}\exp\left[-\frac{(x-x_0)}{\alpha} - \exp\left[-\frac{(x-x_0)}{\alpha}\right]\right]$ $F(x) = \exp\left\{\exp\left[-\frac{(x-x_0)}{\alpha}\right]\right\}$
Log-Gumbel	$F(x) = \exp\left[-\left(\frac{\theta-x_0}{x-x_0}\right)^{\beta}\right]$ $f(x) = \frac{\beta}{(x-x_0)}\left[\frac{\theta-x_0}{x-x_0}\right]^{\beta} \cdot F(x)$
Lognormal	$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}(x-x_0)\sigma_y}\exp\left[-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x-x_0)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2\right]$
Log-Pearson type III	$f(x) = \frac{1}{\lvert\alpha\rvert\Gamma(\beta)x}\left[\frac{\ln(x)-y_0}{\alpha}\right]^{\beta-1}\exp\left[-\frac{\ln(x)-y_0}{\alpha}\right]$
Wakeby	$x = m + a[1-(1-F)^{b}] - c[1-(1-F)^{-d}]$
Weibull	$f(x) = \frac{\beta}{\alpha}\left[\frac{x-x_0}{\alpha}\right]^{\beta-1}\exp\left[-\left[\frac{x-x_0}{\alpha}\right]^{\beta}\right]$ $F(x) = 1-\exp\left\{\left[\frac{x-x_0}{\alpha}\right]^{\beta}\right\}$

주) $\Gamma(\beta) = \int_0^{\infty} z^{\beta-1}e^{-z}dz$: gamma 함수

(1) Gamma 분포

대부분의 수문자료의 확률밀도함수는 왜곡되어 있으므로 연최대치 홍수량, 저유량, 연유출량, 계절별 유출량 등 수문자료의 해석에 gamma 분포는 널리 사용되어 오고 있으며, 3개의 매개변수를 갖는 gamma 확률밀도함수는 다음 식과 같다(Bobee, 1975).

$$f(x) = \frac{1}{|\alpha|\Gamma(\beta)}\left[\frac{x-x_0}{\alpha}\right]^{\beta-1}\exp\left[-\frac{x-x_0}{\alpha}\right] \tag{2.1}$$

여기서, α는 규모 매개변수(scale parameter), β는 형상 매개변수(shape parameter), x_0는 위치 매개변수(location parameter)로서, α가 양수일 때는 $0 \le x < \infty$, 음수일 때의 범위는 $-\infty < x \le x_0$이며, $\beta > 0$ 이다. 만약에 위치매개변수 $x_0=0$ 이면 2변수 gamma 분포가 된다.

(2) GEV(General Extreme Value) 분포

홍수나 가뭄같은 수문사상의 빈도해석에 많이 사용되는 분포함수로서 형상 매개변수 β에 따라 3가지 형태로 구분될 수 있는데, 누가분포함수와 확률밀도함수는 다음의 식과 같이 주어진다(NERC, 1975).

$$F(x) = \exp\left[-\left(1-\frac{\beta(x-x_0)}{\alpha}\right)^{(1/\beta)}\right] \tag{2.2a}$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha}\left[1-\frac{\beta(x-x_0)}{\alpha}\right]^{(1/\beta)-1} \times F(x) \tag{2.2b}$$

여기서, α는 규모 매개변수, β는 형상 매개변수, x_0는 위치 매개변수로 β가 음수이면 하한경계치를 갖는 GEV-2 분포이고(Frechet 분포 또는 log-Gumbel 분포라고도 함), β가 양수이면 상한경계치를 갖는 GEV-3 분포(Weibull 분포라고도 함)이며, β가 0이면 GEV-1(Gumbel 분포) 분포가 된다.

(3) Gumbel 분포

극치 수문현상의 적용에 널리 사용되고 있는 GEV-1 분포 또는 Gumbel 분포의 누

가분포함수와 확률밀도함수는 다음 식과 같이 주어진다(Gumbel, 1958).

$$F(x) = \exp\left\{\exp\left[-\frac{(x-x_0)}{\alpha}\right]\right\} \qquad (2.3a)$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha}\exp\left\{\frac{(x-x_0)}{\alpha} - \exp\left[-\frac{(x-x_0)}{\alpha}\right]\right\}, \quad -\infty < x < \infty \qquad (2.3b)$$

여기서, $\alpha > 0$ 는 규모 매개변수, x_0는 위치 매개변수이다. 또한 Gumbel 분포의 왜곡도계수(coefficient of skewness)는 1.1396으로 고정된 상수값을 갖는다.

(4) Log-Gumbel 분포

Log-Gumbel 분포는 Frechet 분포로도 알려져 있으며, GEV-2 분포가 이에 해당된다(NERC, 1975). 3개의 매개변수를 갖는 log-Gumbel 분포의 누가분포함수 및 확률밀도함수는 다음과 같이 주어진다(Heo와 Salas, 1996).

$$F(x) = \exp\left[-\left(\frac{\theta - x_0}{x - x_0}\right)^{\beta}\right] \qquad (2.4a)$$

$$f(x) = \frac{\beta}{(x-x_0)}\left(\frac{\theta - x_0}{x - x_0}\right)^{\beta} \cdot F(x) \qquad (2.4b)$$

여기서, 식 (2.4)는 기존의 log-Gumbel 분포형을 변형시킨 형태로 간단한 관계식을 이용하면 식 (2.4)로부터 기존의 분포형태로 변환이 가능하다. 또한 매개변수들은 $\theta > x_0$, $\beta > 0$, $x_0 < x < \infty$ 의 조건을 만족해야 하며, $x_0=0$ 이면 2변수 log-Gumbel 분포가 된다.

(5) Lognormal 분포

기존에 수문자료 해석에 널리 사용되고 있는 3개의 매개변수를 갖는 lognormal 분포의 확률밀도함수는 다음과 같이 주어진다.

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}(x-x_0)\sigma_y}\exp\left[-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x-x_0)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2\right] \quad x_0 < x < \infty \qquad (2.5)$$

여기서, $Y = \ln(X - x_0)$ 이고, μ_y와 σ_y는 확률변량 Y의 평균 및 표준편차로 각

각 규모 매개변수 및 형상 매개변수이며, x_0는 위치 매개변수이다(Crow와 Shimizu, 1988). 따라서 Y는 2개의 매개변수를 갖는 정규분포가 된다. 식 (2.5)에서 위치 매개변수 $x_0 = 0$ 이면 2변수 lognormal 분포가 된다.

(6) Log-Pearson Type Ⅲ 분포

최근에 홍수자료 해석에 문제점이 있다고 알려져 있지만 log-Pearson type III 분포는 미국에서 홍수자료 해석에 특히 많이 적용되고 있으며, 미국수자원평의회(U.S. Water Resources Council) 보고서(IACWD, 1982)에서 추천하고 있는 분포로 확률밀도함수는 다음과 같이 주어진다(Bobee, 1975).

$$f(x) = \frac{1}{|\alpha|\Gamma(\beta)\,x}\left[\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha}\right]^{\beta-1}\exp\left[-\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha}\right] \qquad (2.6)$$

여기서, α는 규모 매개변수, β는 형상 매개변수, 그리고 y_0는 위치 매개변수이고 $\Gamma(\cdot)$는 gamma 함수이다. Log-Pearson type III 분포는 규모 매개변수 α가 양수이면 하한경계값 ($e^{y_0} \le x < \infty$)을 갖고 양으로 왜곡된(positively skewed) 분포가 되며, 음수이면 상한경계값 ($0 < x \le e^{y_0}$)을 갖고 형상 매개변수와 규모 매개변수의 값에 따라 양 또는 음으로 왜곡된 분포가 된다. 또한 log-Pearson type III 분포는 3변수 gamma 분포와 lognormal 분포와 상관관계가 있다. 즉, 확률변량 $Y = \ln(X)$라고 하면 Y는 3개의 매개변수 α, β, x_0를 갖는 gamma 분포가 되며, 확률변량 Y의 왜도계수가 0 이면 X는 lognormal 분포이고 Y는 정규분포가 된다.

(7) Weibull 분포

Weibull 분포는 처음에 재료의 안전성과 수명시험을 모형화하기 위해 제안되었으나 (Weibull, 1939; 1951) 지역홍수빈도해석에도 이용되기도 하였으며(Boes 등, 1989; Heo 등, 1990) 3변수 Weibull 분포는 GEV-3 분포와 밀접한 관계를 갖고 있다(NERC, 1975). 3개의 매개변수를 갖는 Weibull 분포의 누가분포함수와 확률밀도함수는 다음의 식과 같이 주어진다(Johnson과 Kotz, 1970).

$$F(x) = 1 - \exp\left\{\left[\frac{x - x_0}{\alpha}\right]^{\beta}\right\} \qquad (2.7a)$$

$$f(x) = \frac{\beta}{\alpha}\left[\frac{x - x_0}{\alpha}\right]^{\beta-1} \exp\left\{\left[\frac{x - x_0}{\alpha}\right]^{\beta}\right\} \quad x_0 \le x < \infty \qquad (2.7b)$$

여기서, $\alpha > 0$는 규모 매개변수, $\beta > 0$은 형상 매개변수, x_0는 위치 매개변수이며, 3변수 Weibull 분포는 $\beta = 1$이면 지수분포(exponential distribution)가 된다. 또한, $x_0 = 0$인 경우 2변수 Weibull 분포가 된다.

(8) Wakeby 분포

Matalas 등(1975)이 미국의 지역왜도계수 연구과정에서 발생한 분리효과(separation effect)를 극복하기 위하여 Thomas에 의해 제안된 5개의 매개변수를 갖는 Wakeby 분포는 여러 가지 형태로 존재하나 다음 식과 같은 역함수 형태로 일반적으로 정의된다 (Landwehr 등, 1978).

$$x = m + a[1 - (1 - F)^{b}] - c[1 - (1 - F)^{-d}] \qquad (2.8)$$

여기서, F는 누가분포함수(CDF)이고 a, b, c, d, m은 Wakeby 분포의 매개변수이다. 위치 매개변수 m이 0이면 4개의 매개변수를 갖는 Wakeby 분포이고, $m \neq 0$ 이면 5개의 매개변수를 갖는 Wakeby 분포이다. Wakeby 분포에 대한 매개변수 추정방법은 Houghton(1977, 1978)이 제안한 incomplete means방법도 있으나 일반적으로 확률가중모멘트법을 널리 사용하고 있으며, 추정된 값은 매개변수 적합성 조건을 만족해야 한다. 만약 추정된 매개변수가 적합성 조건에 맞지 않는 경우에는, 매개변수 b값을 조정하면서 나머지 매개변수 값을 추정한다. 이 경우에도 각 단계에서 적합성 조건을 만족하는가 확인해야 하며, 이를 만족할 때까지 반복한다(Greenwood 등, 1979; Landwehr 등, 1979b; 1979c).

2.3.2 매개변수 추정방법

확률분포형의 매개변수를 추정하는 방법은 여러 가지가 있으나 일반적으로 빈도해석시 널리 사용되는 모멘트법(method of moments : MOM), 최우도법(method of maximum likelihood : ML), 확률가중 모멘트법(method of probability weighted moments : PWM)을 적용하며, 각 매개변수 추정방법별 간단한 설명과 분포형별 매개변수 추정량은 아래와 같다.

(1) 모멘트법(Method of Moments)

모멘트법은 가장 오래되고 간단하여 많이 사용하는 매개변수 추정방법중의 하나로 모집단의 모멘트(population moments)와 표본자료의 모멘트(sample moments)를 같다고 하여 적용 확률분포형의 매개변수를 추정하는 방법이다. Fisher(1922)는 본래 고유의 정확도와 가능한 가장 효율적인 통계치의 정확도의 비로써 통계적 효율성(efficiency of a statistic)을 정의하였고, gamma-3 분포에 대하여 모멘트법의 통계적 효율성을 유도하였다. Kendall과 Stuart(1960)는 Pearson type IV 분포와 몇가지 이산형 분포형에 대하여 모멘트법의 효율성을 검토한 바 있다. 이 효율성은 일반적으로 왜곡된 분포인 경우 1보다 작으며, 정규분포와 같은 대칭형 분포는 1이거나 거의 1과 가깝게 나타난다. 따라서 대칭형 분포의 경우에는 최우도법과 같은 다른 매개변수 추정방법들이 모멘트법보다 우수한 결과를 얻는 것은 아니다. 그러나 대부분의 수문학적 확률변수는 다소 왜곡되어 있으므로 모멘트법에 의한 매개변수의 추정은 다소 효율성이 떨어진다고 할 수 있다.

(2) 최우도법(Method of Maximum Likelihood)

Fisher(1922)이래로 최우도법은 매우 폭 넓게 사용되었다. 최우도법은 추출된 표본자료가 나올 수 있는 확률이 최대가 되도록 매개변수를 추정하는 방법이다. 일반적으로 우도함수(likelihood function)보다는 유도상의 편리성 때문에 대수 우도함수(log-likelihood function)를 많이 사용하며 다음 식 (2.9)와 같이 대수 우도함수를 매개변수별(θ_i)로 미분한 뒤 0으로 놓고 식 (2.9)의 조건을 만족하는 매개변수를 동시에 추정한다.

$$\frac{\partial \ln L(\theta_i)}{\partial \theta_i} = 0 \quad , \quad i=1,2...,k \qquad (2.9)$$

여기서, $\ln L(\theta_i)$는 대수 우도함수이고, θ_i 는 선정된 확률분포형의 매개변수이며, k는 선정된 확률분포함수의 매개변수 수이다. 일반적으로 최우도법은 가장 효율적인 추정치를 얻을 수 있으며 표본자료의 크기가 충분히 클 때 다른 매개변수 추정방법에 대하여 추정치의 효율성을 비교하는데 기준으로 사용된다(Mood 등, 1974). 그러나 최우도법은 모멘트법이나 확률가중 모멘트법과 달리 비교적 쉽게 매개변수 추정치를 얻을 수 없는 경우가 많다. 왜냐하면 많은 경우에 식 (2.9)가 비선형 방정식으로 표현

되므로, 해를 얻기 위하여 Newton-Raphson 법 같은 수치기법이 필요하기 때문이다.

(3) 확률가중 모멘트법(Method of Probability Weighted Moments)

확률가중모멘트의 일반식은 식 (2.10)과 같이 나타낼 수 있으며(Greenwood 등, 1979; Landwehr 등, 1979a),

$$M_{p,r,s} = E[X^p F^r(x)\{1-F(x)\}^s] \tag{2.10}$$

여기서 p, r, s는 정수이고, 일반적으로 사용하는 모집단의 확률가중모멘트(population PWM)는 식 (2.11)과 식 (2.12)로 나타나며, 각각에 대한 표본자료의 불편 확률가중모멘트(unbiased sample PWM)는 식 (2.13), 식 (2.14)와 같이 표시할 수 있다.

$$M_{1,r,0} = E[X F^r(x)] \equiv B_r \tag{2.11}$$

$$M_{1,0,s} = E[X\{1-F(x)\}^s] \equiv B'_s \tag{2.12}$$

$$\hat{B}_r = \frac{1}{N}\sum_{j=1}^{N} x_j \frac{(j-1)(j-2)\cdots(j-r)}{(N-1)(N-2)\cdots(N-r)}, \quad r \geq 1 \tag{2.13}$$

$$\hat{B}'_s = \frac{1}{N}\sum_{j=1}^{N} x_j \frac{(N-j)!\,(N-s-1)!}{(N-j-s)!\,(N-1)!}, \quad s \geq 0 \tag{2.14}$$

여기서, x_j는 자료를 $x_1 \leq \cdots \leq x_N$와 같이 크기 순으로 재정렬하였을 때 j번째 값이며, $\hat{B}_0 = \hat{B}'_0 = \overline{X}$으로 $\overline{X}$는 표본자료의 평균을 나타낸다. 불편 확률가중모멘트의 사용은 선정된 분포형의 형식에 따라 편리한 것을 사용한다. 즉, 식 (2.11)과 (2.12) 중 모집단의 확률가중모멘트를 구하는데 편리한 식을 사용하면 된다. 최근에 확률분포형의 매개변수 추정은 확률가중 모멘트법이 보다 안정적인 결과를 얻을 수 있는 것으로 알려져 있어 널리 추천되고 있다.

2.3.3 매개변수 적합성 검정

(1) 개론

확률분포형은 이론적으로 다음의 조건을 만족하는 경우에 사용할 수 있다. 첫 번째로 “전구간에서 적분하였을 때 1이 되어야 한다”. 그 다음으로는 “어느 구간에서의

발생확률은 그 구간에서의 적분값과 같다". 마지막으로 "전구간에서 어느 변수에 대한 확률값도 0 과 같거나 커야한다. 즉, 음수가 되어서는 안된다." 등이다. 이러한 기본조건을 만족하면서 확률변수와 매개변수에 대한 조건을 전제로 확률분포형을 유도하게 된다. 따라서, 확률변수의 범위와 확률분포형을 구성하는 매개변수의 조건은 가장 기본적인 선결 요구조건이며, 이를 만족하지 않는 경우에는 선정된 확률분포형을 대상자료에 대해서 적용하지 않는 것이 바람직하다. 그러므로, 이 단계는 매우 중요한 단계로서 빈도해석시 반드시 수행되어야 할 단계이다.

(2) 확률분포형별 적합성 검증

각 확률분포형별로 매개변수 추정방법에 의해 추정된 매개변수는 각 확률분포형에 따른 매개변수 적합성 조건을 만족해야 하며, 다음 <표 2.2>는 각 확률분포형의 확률변수의 범위 및 적합성 조건을 나타내고 있다.

<표 2.2> 각 확률분포형의 확률변수 범위 및 매개변수 적합성 조건

확률분포형	확률변수의 범위 및 매개변수 적합성 조건
Gamma	$\alpha > 0$ 일 때 $x_0 \le x < \infty$ $\alpha < 0$ 일 때 $-\infty < x \le x_0$ $\beta > 0$
GEV	$\beta = 0$ 일 때 GEV-1 : $-\infty < x < \infty$ $\beta < 0$ 일 때 GEV-2 : $x_0 + \alpha/\beta \le x < \infty$ $\beta > 0$ 일 때 GEV-3 : $-\infty < x \le x_0 + \alpha/\beta$
Gumbel	$-\infty < x < \infty$
Log-Gumbel	$x_0 < x < \infty$, $\theta > x_0$, $\beta > 0$
Lognormal	$x_0 < x < \infty$
Log-Pearson type III	$\alpha > 0$ 일 때 $\exp(y_0) \le x < \infty$ $\alpha < 0$ 일 때 $0 < x \le \exp(y_0)$
Weibull	$x_0 \le x < \infty$, $\alpha > 0$, $\beta > 0$
Wakeby	$b + d > 0$ 또는 $b = cd = d = 0$ $ab = 0$ 이면 $b = 0$, $cd = 0$ 이면 $d = 0$, $cd \ge 0$, $ab + cd \ge 0$, $b > -1$ 이고 $d < 1$

2.3.4 적합도 검정

임의의 확률분포에 대한 적합도의 검정은 그 확률분포의 상대도수함수(relative frequency function)와 누가도수함수(cumulative frequency function)의 이론값과 표본

값을 비교하여 그 정도를 판별하게 된다. 이에 대한 검정 방법으로는 χ^2 - 검정, Kolmogorov-Smirnov 검정, Cramer Von Mises 검정, Probability plot correlation coefficient(PPCC) 검정 등이 있다.

특히, 전구간에 대한 적합도를 나타내는 χ^2-검정과 각각의 소구간별 적합도 분석을 위한 Kolmogorov-Smirnov 검정, Cramer Von Mises 검정 및 최근에 제안된 PPCC 검정을 함께 적용하는 것이 적정 확률분포형을 선정하는데 있어서 신뢰도를 높일 수 있겠다.

(1) χ^2 - 검정

χ^2 - 검정은 자료치를 크기에 의해 m개의 계급구간으로 나누고 이론값과 자료값의 절대도수를 비교하는 방법으로 χ^2-검정의 통계량 q 의 식은 식 (2.15)와 같다.

$$q = \sum_{j=1}^{m} \frac{(n_j - e_j)^2}{e_j} \tag{2.15}$$

여기서, n_j는 관측자료의 j번째 구간의 표본 관측도수, $e_j = np_j$는 확률분포의 j번째 구간의 이론도수이며, m은 계급구간의 수이다. p_j는 구간내 특정 기각치를 만족하는 모의변수확률로 유의수준 α에 대해 귀무가설이 $q \geq K$로 기각된다고 하면 $p(q \geq K; q \sim \chi^2(k-1)) = \alpha$로 정의되며, 여기서 $K = \chi^2(k-1)$이며, 각 계급구간을 나눈 후 결정된다. 일반적으로 계급구간은 등간격으로 하는데 관측예상수는 5 이상이어야 하며, Sturges(1926)식에 의하여 계급수를 결정한다. 계산된 통계량 χ^2가 식 (2.16)의 관계를 가지면 가정된 분포는 유의수준 α로 적합성이 인정되며, 그렇지 못하면 기각된다.

$$\chi^2 < \chi^2_{1-\alpha,\nu} \tag{2.16}$$

여기서, $\chi^2_{1-\alpha,\nu}$는 자유도가 $\nu\ (= m - 1)$일 때 유의수준 α로 가정한 분포의 적합성을 인정하는 χ^2의 한계치이다.

(2) Kolmogorov-Smirnov 검정

Kolmogorov-Smirnov 검정은 표본자료의 누가분포함수와 가정된 이론확률분포의 누가분포함수를 비교하여 양자의 최대편차로 정의되며, 그 표본의 크기와 유의수준에 따라 결정되는 한계편차보다 적어야 적합성이 인정된다.

$$q = \mathrm{Max}\,|\hat{F}_r(x) - F_0(x)| \qquad (2.17)$$

여기서, $\hat{F}_r(x)$는 $F(x)$의 경험적 이론확률분포의 누가분포함수이며, $F_0(x)$는 표본자료의 누가분포함수로 다음과 같이 정의된다.

$$F_0(x) = \frac{m}{n} \qquad (2.18)$$

여기서, q는 $\hat{F}_r(x)$ 와 $F_0(x)$ 차의 최대값으로 정의되며 n의 크기에 따라 좌우되는 확률변수로서 주어진 유의수준 α로서 적합성을 검정하고자 할 때 q를 식 (2.19)로 정의되는 한계치 q^{α}와 비교하게 된다.

$$P(q \leq q^{\alpha}) = 1 - \alpha \qquad (2.19)$$

여기서, 유의수준 $\alpha = P(q > c|H_0) \quad 1 - e^{-2nc^2}$으로 정의되는데 최대편차 q가 한계치 q^{α}보다 작으면 가정된 분포는 유의수준 α로서 그 적합성이 인정된다. 여기서 $H_0 : F(x) \equiv F_0(x)$, $H_1 : F(x) \neq F_0(x)$ 로 H_0가 참이면 q는 0에 근접하게 되고 H_1이 참이면 $F(x) - F_0(x)$에 근접하게 된다. 특히, 가설 H_0가 인정되려면 $q > \sqrt{-\frac{1}{2n}\ln\frac{\alpha}{2}}$ 이어야 한다.

(3) Cramer Von Mises 검정

Cramer Von Mises 검정은 표본자료 $X_1, X_2, \cdots, X_N$가 누가분포함수 $F_X(x;\hat{\theta})$으로 정의된 확률분포형을 모집단으로 갖는다는 가정을 검정하는데 사용된다. 여기서 $\hat{\theta}$는 표본자료의 크기가 N인 자료에서 추정된 매개변수 집합이다. 검정통계량

W는 다음과 같이 계산된다.

$$W = \frac{1}{12N} + \sum_{i=1}^{N} \left[F_X(x_i;\hat{\theta}) - \frac{2i-1}{2N} \right]^2 \qquad (2.20)$$

여기서, $F_X(x_i;\hat{\theta})$는 크기순으로 배열된 $X_i = x_i$ 위치에서 계산된 누가분포함수이다. 다음 조건식을 만족한다면, 적용한 분포형을 유의수준 α에서 기각할 수 없다.

$$W \le W_{1-\alpha}(N) \qquad (2.21)$$

여기서, $W_{1-\alpha}(N)$는 N과 α의 함수이다. 하지만 표본자료가 충분히 커서, $N \ge 20/\sqrt{\alpha}$ 인 경우 통계량 $W_{1-\alpha}(N)$은 α의 함수가 된다.

(4) Probability Plot Correlation Coefficient(PPCC) 검정

PPCC 검정은 Filliben(1975)에 의해 처음으로 제안되었다. 간단하고 편리하면서도 대상 표본자료가 정규분포인가를 판단하는데 좋은 것으로 알려져 있다. 정규분포 외에도 일반적으로 2개의 매개변수를 갖는 분포형에도 적용이 가능하다.

PPCC 검정은 Filliben(1975), Looney 와 Gulledge(1985) 등에 의해서 정규분포에 대한 검사로서 알려졌으며, Vogel(1986)은 Filliben, Looney 와 Gulledge 등의 검정통계량이 표본자료의 크기가 100개 이하에 대하여 제시되었으므로 10,000개 이하의 자료에 대하여 확장하여 검정통계량을 제시하였다. 또한 Gumbel 분포형에 대하여도 PPCC 검정을 확대하였다. 이 때까지만 해도 매개변수가 3개 이상인 경우에는 PPCC 검정을 적용한 바 없으며, 매개변수가 3개인 경우에 적용하면 예상보다 기각되는 경우가 매우 적으며, 이는 매개변수 2개인 분포형에 대하여 PPCC 검정이 개발되었기 때문이라고 주장하였다(Vogel, 1986). 그러나, 그후 Vogel 등(1989)은 저유량 자료에 대하여 normal, lognormal-2, lognormal-3, Gumbel, log-Pearson type III, Weibull-2, Weibull-3 분포형에 확대 적용시켰다. 또한, Vogel 과 McMartin(1991)은 gamma-3, log-Pearson type III 분포형에 대하여 PPCC 검정을 적용하였다. Chowdhury(1991)는 GEV 분포형에 대하여도 PPCC 검정을 적용하여, 검정통계량을 제시한 바 있다.

$$\rho_c = \frac{\sum_{i=1}^{N}(X_i - \overline{X})(M_i - \overline{M})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{N}(X_i - \overline{X})^2 \sum_{i=1}^{N}(M_i - \overline{M})^2}} \qquad (2.22)$$

여기서, $M_i = \Phi^{-1}(m_i)$이고, $\Phi^{-1}(\cdot)$는 각 확률분포형의 누가분포함수의 역함수이다. 또한, m_i는 누가분포함수의 중간값(median)이며, Filliben은 다음 식 (2.23)으로 제안하였다.

$$m_i = 1 - (0.5)^{1/N}, \quad i=1$$

$$m_i = \frac{(i - 0.3175)}{(N + 0.365)} \quad i = 2, \cdots, N - 1, \tag{2.23}$$

$$m_i = (0.5)^{1/N}, \quad i = N$$

표본자료가 가정한 확률분포형이라는 가설은 다음 조건일 경우에 만족한다.

$$\rho_c > r_\alpha(N) \tag{2.24}$$

향후 대상자료의 적정분포형을 선정할 때 PPCC 검정을 고려해야 할 것으로 판단되며, 이를 위해서는 각 확률분포형에 대하여 검정통계량을 유도해야 한다. 유의수준(significance level 또는 critical values), 자료의 크기에 따른 검정통계량을 유도하는 과정은 다음과 같다(Vogel 과 McMartin, 1991).

첫째, 결정된 분포형에 따른 매개변수에 대하여 표본크기 10, 15, 20, ... , 500 등의 자료를 100,000개 모의발생시킨다.

둘째, 첫째과정에서 얻어진 각 자료에 대하여 M_i를 계산한다. 이때 도시위치공식(plotting position formula)은 분포형에 따라 선정한다.

셋째, PPCC test 검정통계량 r값을 계산한다. 100,000개의 r값이 계산되며, 경험적인 표본과정(empirical sampling procedure)을 통하여 q번째 값을 구한다.

$$r_q = r_{(100,000q)} \tag{2.25}$$

여기서, r_q는 r분포의 q번째 quantile이며, $r_{(100,000q)}$는 100,000개 모의발생된 자료의 값 중에서 100,000q번째로 큰 값을 나타낸다. 결과적으로 q는 유의수준을 나타낸다.

넷째, 위의 방법에 따라 r_q를 자료의 크기에 따라 계산할 수 있으며, 이를 통하여 유의수준별로 회귀분석을 이용하여 식으로 나타낼 수도 있고, 표로 나타낼 수도 있다.

2.3.5 확률강우량 산정

앞에서 기술한 대로 적정 확률분포형을 구하게 되면, 설계빈도에 따라 또는 여러 가지 목적에 따라 재현기간별 확률강우량을 구하게 된다.

확률강우량을 구하는 방법에는 빈도계수법과 각 확률분포형의 누가분포함수의 역함수(inverse)를 이용하여 구하는 방법이 있다. 빈도계수를 이용하여 구하는 방법은 일반적으로 널리 사용되고 있으므로 여기서는 자세한 내용을 생략하고, 재현기간 T에 대한 확률강우량을 누가분포함수의 역함수를 사용하여 구하는 식을 다음 <표 2.3>과 같이 정리하였다.

GEV 분포형을 예로 들어 설명하면 다음과 같다. 앞에서 설명한 매개변수 추정방법을 통하여 구한 매개변수 $\hat{x}_0$, $\hat{\alpha}$, $\hat{\beta}$를 GEV 분포의 역함수에 대입하고 구하고자 하는 재현기간(T)별로 확률강우량 x_T를 구하면 된다.

<표 2.3>에서 보는 바와 같이 gamma 분포와 log-Pearson type III 분포의 경우에는 양해적으로 구할 수 없기 때문에 수치 계산을 통하여 구해야 한다.

<표 2.3> 확률분포형의 역함수

확률분포형	확률분포형의 역함수 (inverse)
Gamma	수치 계산에 의해 구함
GEV	$x_T = x_0 + \frac{\alpha}{\beta}\left[1 - \left\{-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right\}^{\beta}\right]$
Gumbel	$x_T = x_0 - \alpha \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right]$
Log-Gumbel	$x_T = x_0 + (\theta - x_0)\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right]^{-1/\beta}$
Lognormal	$x_T = x_0 + \exp(\mu_y + u\,\sigma_y)$
Log-Pearson type III	수치 계산에 의해 구함
Wakeby	$x_T = m + a\left[1 - \left\{1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)\right\}^{b}\right] - c\left[1 - \left\{1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)\right\}^{-d}\right]$
Weibull	$x_T = x_0 + \alpha\left[-\ln\left\{1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)\right\}\right]^{1/\beta}$

2.4 지역적 해석

2.4.1 확률강우량도 (건설부, 1988)를 이용한 확률강우량 산정

첫째, 어떤 유역이나 전국적으로 산정된 지점별 확률강우량값을 기초로 지도상에 동일한 강우량값을 연속적으로 연결한 선, 즉 등우선을 나타낸 것으로서 수공구조물

설계에 많이 이용되는 재현기간과 지속기간별로 표시되어 있다.

둘째, 미계측 지역의 설계강우량을 쉽게 뽑아낼 수 있을 뿐만 아니라, 전국적으로 일관성있게 수공구조물을 설계할 수 있고 실용적인 면에서 편리를 도모할 수 있다.

셋째, 도서지방을 포함하여 전국적으로 관측된 건설부 188개와 기상청 66개의 우량관측소 자료를 이용하여 지속기간 30분, 1, 2, 3, 6, 12, 24시간과 재현기간 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200년의 총 49매의 확률강우량도 (축척 1:1,000,000, 시군 행정단위 표시)를 작성하여 실무에서 직접 이용할 수 있도록 제시되어 있다.

넷째, 확률강우량 작성시 사용된 자료의 기록년수가 1987년까지로서 그 후 10여 년이 지난 지금은 강우자료의 축적이 보다 많이 이루어져 극치자료로만의 분석이 가능해진 지점이 많아졌으므로 그러한 지점에서는 가급적 새로이 확률강우량을 추정하여 사용할 것을 추천한다.

2.4.2 지역 빈도해석

(1) 지점별 자료의 검증

지역빈도해석에서는 다른 통계분석과 마찬가지로 전반적인 검토를 통하여 오류나 비일관성에 대한 검증을 실시하여야 하며, 지점자료의 L-모멘트의 형태로 불일치척도(discordancy)를 나타내는 D_i가 사용된다. D_i는 소유역내 어떤 지점의 L-모멘트 값과 다른 지점의 L-모멘트 값을 비교하여 차이를 확인함으로써 자료의 오류를 판단하는데 이용된다. 불일치척도 D_i는 각 지점에서의 L-변동계수, L-왜(곡)도, L-첨(예)도를 이용한다.

(2) 지역별 동질성 구분

지역빈도해석을 하기 위해 대상유역을 여러 개의 소유역으로 나누는데 있어서, 기본 가정은 각 소유역별로 소유역내의 자료분포가 같다는 것이다. 따라서, 소유역별로 자료계열이 수문학적인 동질성을 가지는 지를 평가하기 위하여 기준이 마련되어야 하며, 이러한 목적으로 이질성 척도를 산정한다. 동질지역에서 예견할 수 있는 이산도를 추정하기 위한 이질성척도 H는 관측된 이산도와 모의 발생시킨 후 그 평균과의 차를 계산하고 값에 대한 모의발생 시킨 표준편차의 비로 정의한다.

(3) 적정분포형의 선정

동질성 지역내 각 지점별 자료계열의 L-모멘트의 평균은 지역의 특성을 충분히 대표하므로 검정하고자 하는 확률분포형의 모멘트가 이들 평균값들과 일치하는가를 검사함으로써 적정 확률분포형을 산정한다.

(4) 지수홍수법 (index flood method)

자료수 n_i를 가지는 N개의 지점 i가 존재하며, 관측된 자료를 $Q_{ij}(j = 1, 2, , \ldots, n_i)$ 라고 정의하고, $Q_i(F)$ $(0 < F < 1)$를 지점 i에서의 분포함수의 역함수 즉, quantile 함수로 정의한다. 지수홍수법에서 가장 근간이 되는 가정은 각 지점들이 동질성을 가지는 하나의 지역내에 존재한다는 것이다. 지수홍수법에서는 몇 가지 가정사항을 가지며 다음과 같다.

가. 각 관측지점에서의 해당 관측치는 동일한 분포를 가지며 서로 독립이다 (identically independent distributed).

나. 서로 다른 지점에서의 관측치는 서로 독립이다.

다. 서로 다른 지점에서의 빈도함수는 크기변수를 제외하고는 동일하다.

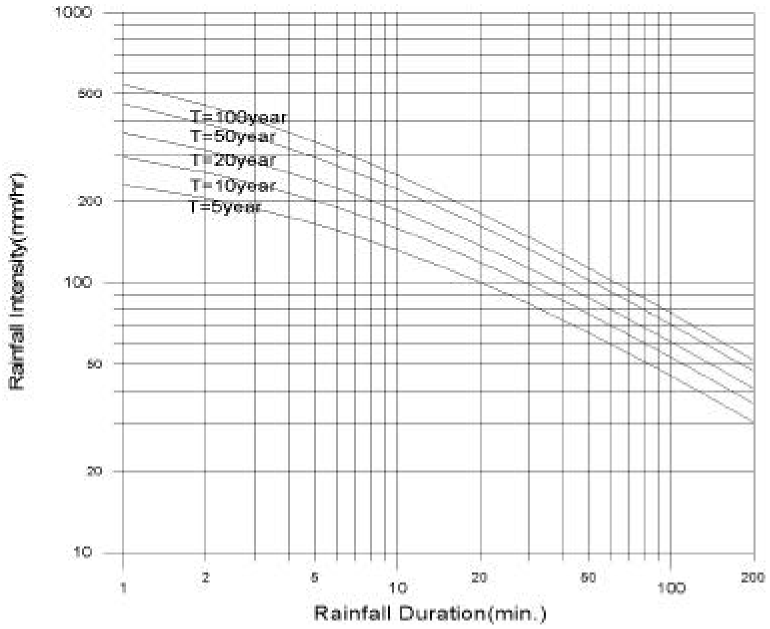
라. 지역 성장곡선의 수학적인 형태 규명이 가능하다.

2.4.3 임의 지속시간에 대한 확률강우량의 산정

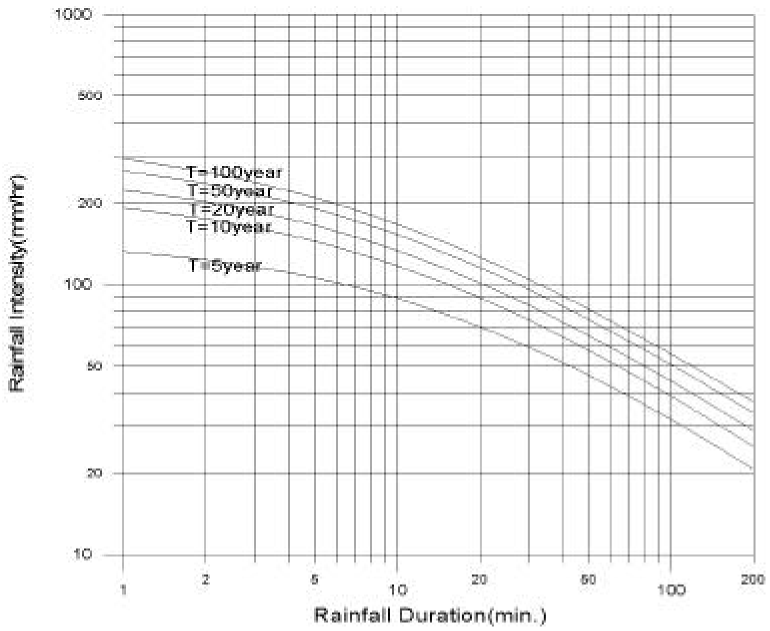
(1) 강우강도-지속기간-재현기간 곡선 (I-D-F Curve)

첫째, 산정된 지속기간 및 재현기간별 확률강우량을 전대수지 (全對數紙)상에 지속기간별로 도시하여 연결한 곡선을 말하며 해당지점에 대한 최량의 확률강우량을 얻을 수 있다 (<그림 2.1> 참조).

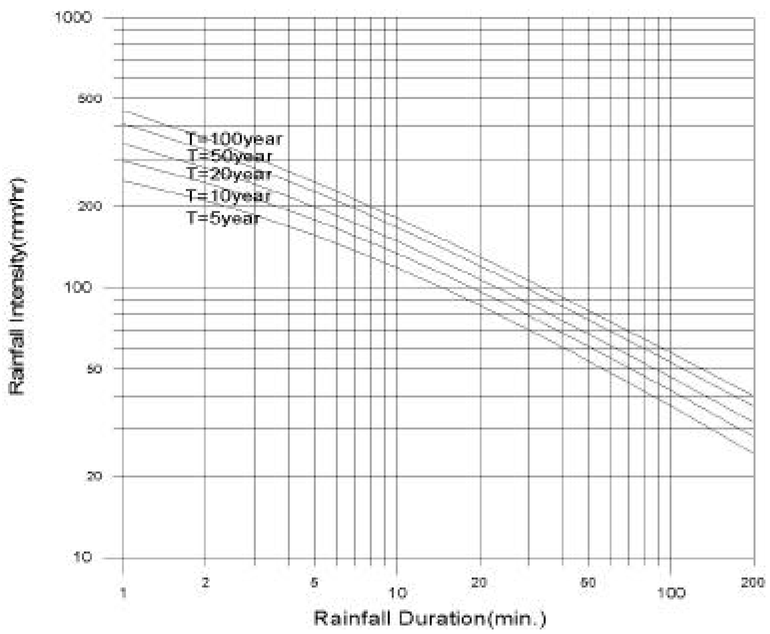
둘째, 건설부 (1988)는「한국확률강우량도의 작성」이라는 보고서에서 전국적으로 주요도시에 위치한 기상청 산하 24개 측후소에 대해 지속기간은 10분에서 24시간, 재현기간은 2년에서 100년까지 확률강우량을 전대수지에 도시하여 이 곡선을 제시한 바 있다.



(a) **서울지역의** IDF**곡선**



(b) **대구지역의** IDF**곡선**



(c) **광주지역의** IDF**곡선**

<그림 2.1> 서울, 대구, 광주 지점의 IDF 곡선

(2) 확률강우강도식의 유도

가. **특정 지속기간에 대하여 강우자료를 구축하기 때문에 임의 지속기간에 대한 확률강우량 또는 강우강도를 구하기 위해서는 회귀분석** (regression analysis)**을 해야 한다**.

나. **일반적인 방법으로는 각 재현기간에 대하여 지속기간별로 얻어진 확률강우량에 대한 회귀분석을 통해 확률강우강도식을 유도하는 것이다**.

1) **일반적으로 사용하고 있는 강우강도식은 아래와 같다**

$$I = \frac{a}{t + b} \quad (2.26)$$

$$I = \frac{c}{t^n} \quad (2.27)$$

$$I = \frac{d}{\sqrt{t} + e} \quad (2.28)$$

2) 여기서, I 는 평균강우강도(mm/hr), t는 강우지속기간(min)이며, a, b, c, d, e, n 은 대상지역에 따라 정해지는 상수값으로 식 (2.26) (2.28)은 각각 Talbot형, Sherman형, Japanese형으로 알려져 있다.

3) 한국 대표확률강우강도식이 유도되었으며, 이는 주요지점의 1991년까지의 지속기간별 최대 강우량자료를 해석하여 얻어진 강우강도식이다 (이원환 등, 1993).

$$I(T,t) = \frac{a + b\log_{10}T}{t^n + c} \tag{2.29}$$

여기서, T는 재현기간 (year), t는 강우지속기간 (min), a, b, c, n은 상수로 각 지점에 대하여 a와 b는 고정된 상수이며, c와 n은 재현기간별로 정해지는 상수이다.

4) 다음은 수정된 확률강우강도식(허준행 등, 1999)으로 이원환 등(1993)에 의해 연구된 22개 지점의 1991년까지의 강우자료에 대해 강우빈도해석을 실시하여 강우최적분포형으로 GEV분포를 선정하고 이로부터 얻어진 확률강우량을 선형화기법을 이용하여 새로이 유도한 확률강우강도식이다.

$$I(T,t) = \frac{a + b\ln\frac{T}{t^{0.2}}}{c + d\ln\frac{\sqrt{T}}{t} + \sqrt{t}} \tag{2.30}$$

여기서 T는 재현기간(년), t는 강우지속기간(분)이고 a, b, c, d는 지점별로 정해지는 상수값으로 소하천 시설기준의 제4장의 <표 4.1.4>와 같다.

2.5 설계강우의 지속기간

설계강우의 지속기간은 대상유역 크기, 강우 지속기간 특성, 홍수유출 형태, 그리고 계획대상 시설의 종류 등을 명확히 고려하여 결정하는 것이 원칙이다. 그러나 설계하고자 하는 수공구조물의 주된 기능이 첨두홍수량에 대한 홍수방어(조절)인지 아니면 유량 용적을 저류하여 방류하는 유량저류인지에 따라 구분하여 설계강우 지속기간을 책정할 필요가 있다.

설계강우(Design Rainfall)는 특정 목적의 수공구조물 설계를 위하여 수문계에 입력으로서 제공되는 인위적인 강우사상(Artificial Raifall Event)으로 정의된다. 즉, 강우는 유역응답을 유도하는 기본적인 변수이기 때문에 강우의 특성은 강우-유출과정에 있어서 매우 중요하며, 설계강우는 보통 ① 재현기간, ② 지속기간, ③ 강우량 또는 강우강도의 시간적 분포 등의 성분으로 기술된다.

첨두유량과 유수지 용량 산정에 영향을 미치는 주요한 인자로는 강우 지속기간을 들 수 있으며, 강우 지속기간은 최대 첨두유량과 최대 저류비(유수지에 저류되는 용적량/ 총유출용적량)를 발생하는 지속시간을 임계지속기간이라 하여 이에 관한 연구사례(이종태 등, 1993 ; 이재준 등, 1993)를 확인할 수 있다.

유출의 관점에서 볼 때, 도달시간이 작은 유역의 경우 첨두유량은 강우용적보다는 강우의 첨두 강우강도에 의해 결정되고, 도달시간이 큰 유역의 경우는 첨두 강우강도와는 무관하고 강우용적에 의해 결정된다고 보고된 바 있다.

I-D-F Curve에서 설계강우를 얻고자 할 때 지속기간의 결정은 중요한 사항이 되며, I-D-F Curve에 관련되어 사용하는 설계강우의 적절한 지속기간을 임계 지속기간(Critical Duration)이라 정의한다면, 설계강우로부터 예측되는 유역의 첨두유량 및 유출수문곡선은 강우의 지속기간에 따라 변할 것이므로, 임계 지속기간은 배수시스템에 있어서 가장 큰 부하를 야기시키는 지속기간이 될 것이다.

2.6 설계강우량의 시간적 분포

설계강우의 시간적 분포 양상은 설계지역의 과거 강우자료로부터 강우 지속기간 동안에 총강우량이 시간이 경과함에 따라 어떻게 분포되었는지를 통계학적으로 분석하여 그 지역에 적합한 시간분포 모형을 만들면 수공구조물의 설계조건에 따라 결정할 수 있다. 설계강우의 시간분포를 결정할 수 있는 방법은 여러 가지가 있으나 단순히 일반적인 시간분포 해석만을 연구하여 제시한 것을 분류하면 크게 다음과 같은 네가지가 있다.

첫째는 강우의 시간분포를 임의로 배열하는 것으로 일최대우량을 가지고 모노노베 강우량 공식에 대입하여 총강우량을 최대강우강도가 발생하는 위치에 따라 전방위형, 중앙집중형, 그리고 후방위형으로 나누고 시간별로 분포시키는 방법이다. 이 방법은 과거 강우시간분포에 대한 연구 결과가 전혀 없을 때 단순히 일최대우량만을 임의로 시간구간별로 나누는 것으로서 강우의 지속특성을 전혀 반영하지 못하는 바 앞으로는 실무에서 사용을 지양하여야 할 것이다.

둘째는 강우의 시간분포를 강우강도-지속기간-재현기간 관계를 이용하여 수학적으로 모형화하는 방법이다. 이 방법에는 Keifer와 Chu(1957)가 제시한 것이 대표적이라 할 수 있다.

셋째는 실측 강우량을 시간대별 누가곡선을 작성하여 이용하는 방법으로서 여러 강우사상에 대한 누가곡선을 평균하거나 실측 강우의 지속기간 또는 강우량의 크기를

제한하여 그 크기별로 누가곡선을 평균하여 설계우량주상도를 만들게 된다. 이 방법을 이용한 대표적인 예는 미국 토양보존국(U.S. SCS, 1964, 1986)이 제시한 6시간 무차원 설계우량주상도와 Huff(1967)의 4 분위법이 있다.

마지막으로 Pilgrim과 Cordery(1975)가 호주 시드니 지방에 대한 강우의 시간분포를 평균이동법을 이용하여 분석하여 제시한 것으로 현재 호주 수문설계기준으로 채택되어 널리 이용되고 있는 방법이 있다. 이 밖에 Yen과 Chow(1980)는 미국 북동부 지역에 대해 설계우량주상도를 삼각형으로 가정하고 그 기준치를 제시하였다.

그 동안 국내에서는 우리 나라 강우특성이 반영된 강우 시간분포가 특정 지점을 제외하고 전국적으로 적절히 제시되지 못한 상태에서 단순히 모노노베 공식을 이용하여 시간구간별로 배분하거나 어떤 강우사상을 가지고 무차원화하여 실무에서 이용되어 왔으나 한국건설기술연구원(1989)은「지역별 설계강우의 시간적 분포」라는 보고서에서 기상청 산하 69개 관측소의 자기우량기록지에서 읽은 10분 단위 우량자료를 가지고 앞에서 설명한 Yen과 Chow, Huff, Keifer와 Chu, 그리고 Pilgrim과 Cordery 방법을 이용하여 해석하고 그 이용 방법과 각 방법에 따른 기준치를 제시한 바 있어 현재 실무에서 다양하게 활용되고 있다.

2.7 유효우량 산정

대부분의 강우-유출관계 모형은 총강우 중의 유효우량과 이로 인한 유역출구에서의 직접 유출량간의 관계를 계산하는 모형이며 총 유출량은 모형으로 계산된 직접 유출량에 적절히 추산된 기저유량을 합하여 계산한다. 따라서, 홍수유출계산을 위해서는 모형에 입력되는 유효우량의 시간적 분포를 표시하는 유효 우량주상도를 총우량주상도로부터 작성하여야 한다. 총우량주상도의 작성은 설계강우(design storm)의 경우 계획대상구조물의 중요도에 따라 설계빈도(또는 재현기간)를 선정하고 유역의 유출지체시간을 고려하여 강우지속기간을 선정하고 이에 상당하는 설계강우량을 결정한 후, 이를 유역의 강우의 시간분포특성에 맞추어 분포시킴으로써 설계 강우주상도를 작성하게 된다.

본 절에서는 총우량주상도가 결정되었을 경우에 이로부터 시간구간별 손실우량을 제외시켜 유효 우량주상도를 작성하는 절차에 국한하여 언급하기로 한다. 총우량주상도로부터 시간구간별 손실우량을 제외시켜 유효 강우주상도를 작성하는 방법에는 일정비법, 일정손실률법, 초기손실-일정 손실률법, 침투곡선법, 그리고 표준형 강우-유출관계 곡선법 등이 있다(<그림 2.2> 참조).

2.7.1 일정비 법(Constant fraction method, 유출계수)

<그림 2.2>에서 보는 바와 같이 시간구간별 강우량의 일정비가 손실되고 나머지가 유효우량이 된다고 가정하는 것으로 유출계수(runoff coefficient)와 같은 개념으로 유효우량을 계산하는 방법이다. 이 방법은 과다한 선행강우로 인해 유역의 지표면이 거의 포화되어 있을 경우에는 비교적 정확한 결과를 주는 것으로 알려져 있다.

2.7.2 일정 손실률 법(Constant loss rate method, Φ-지수법 등)

<그림 2.2>와 같이 강우기간 동안의 손실률 또는 침투능이 일정하다고 가정하는 방법으로 Φ-지수법과 동일한 개념을 가진다. 이 방법은 유역의 선행 토양함수량이 많고 큰 호우를 대상으로 하는 설계 입장에 적절한 방법이다.

2.7.3 초기 손실-일정 손실률 법(Initial loss-constant loss rate method)

<그림 2.2(c)>와 같이 유역의 토양수분 미흡량이 초기침투량으로 충족될 때 까지는 유출이 발생하지 않으며 초기손실이 발생한 이후에는 일정율로 손실된다고 가정하는 방법으로 유역이 비교적 건조한 상태에 있을 경우 적절한 방법이다.

2.7.4 침투곡선법(Infiltration curve method, Horton의 침투능곡선 등)

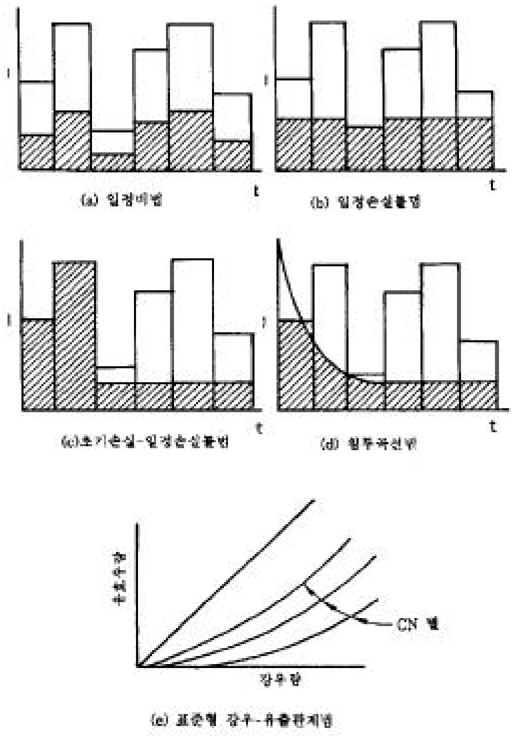
이 방법은 <그림 2.2(d)>에서와 같이 강우가 계속됨에 따라 토양의 침투율이 감소하는 특성을 표시하는 Horton, Holtan, Phillips 등의 침투능 곡선으로 시간구간별 손실량을 계산하는 방법으로 이론적으로는 가장 합리적인 방법이나 유역의 상태에 맞는 침투능 곡선의 계산이 어렵다.

2.7.5 표준형 강우-유출관계곡선법(Standard rainfall-runoff relation curve method, SCS 유효우량 산정법 등)

<그림 2.2(e)>와 같이 광범위한 수문관측자료의 분석으로 유역의 유출특성 조건에 따른 강우량과 유출량의 관계를 설정해 둠으로써, 특정 강우량이 발생했을 경우의 유출량을 산정하는 방법이다.

이 방법에 속하는 가장 대표적인 방법은 미국 토양보존국(SCS)의 유효우량 산정법으로 유역의 토양형, 식생 피복형 및 처리상태 등의 유출특성과 선행 토양함수 조건 등을 고려하는 객관성이 높은 것으로 알려져 있으며 미국내 유역에서는 광범위한 검

정이 이루어졌으나 다른 지역 하천유역에서의 신뢰도는 추가적인 검정이 필요하다.



<그림 2.2> 유효우량 산정방법의 분류

(1) 총우량-유효우량 관계식

SCS의 방법에서는 총우량과 실제 유출에 기여하는 유효강우량과의 관계를 식 (2.31)과 같은 식으로 나타내었다. 식 (2.31)은 강우시점으로부터 어떤 시간까지 내린 누가우량 P로 인한 직접 유출량(또는 유효우량), Q는 P와 S의 함수이며 P가 증가함에 따라 커지고, S가 증가함에 따라 감소하는 것을 알 수 있다. 어떤 유역의 최대 잠재보유수량(potential maximum retention) S는 유역이 최대로 보유할 수 있는 수분량을 표시하는 것으로서 침투 및 저류능력을 대표하며 유역의 직접 유출능력을 지배한다.

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \qquad (2.31)$$

여기서, P : 호우별 총강우량(mm), I_a : 강우의 초기손실(mm), S : 유역의 최대 잠재 보유수량과 초기손실의 합(mm), Q : 유효우량(mm)이다. $I_a = 0.2S$로 가정하는 경우 식 (2.31)은 식 (2.32)와 같이 변형된다.

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \qquad (2.32)$$

SCS에 의하면 직접 유출능력을 표시하는 유출곡선지수(runoff curve number) CN은 S와 다음과 같은 관계를 가진다.

$$CN = \frac{25400}{S + 254} \qquad (2.33)$$

따라서, 유역의 직접 유출능력을 표시하는 유역평균 CN값이 결정되면 식 (2.33)에 의해 S가 계산되고 이 값을 식 (2.32)에 P와 함께 대입함으로써 누가유효우량 Q를 계산할 수 있다.

(2) 유출곡선지수

SCS방법에 의한 유효우량의 산정에 필요한 유출곡선지수는 수문학적 토양형과 식생피복 및 처리상태, 그리고 선행 토양함수조건 등을 고려하여 결정한다. 유출곡선지수 CN은 일반적으로 수문학적 토양형과 식생피복 및 처리상태하에서는 선행 토양함수조건에 따라 일정한 값을 가지며 SCS는 이를 도표화하여 사용하고 있다.

가. 수문학적 토양형의 분류

SCS의 방법은 우선 수문학적인 토양군을 4가지로 분류하고 있는 데, 각 토양군별 토양의 특성은 <표 2.4>와 같다. <표 2.4>에서 알 수 있는 바와 같이 Type A에서 Type D로 갈수록 유출률이 커지는 것을 알 수 있다. 또한 이러한 토양군을 최소침투율의 단위로 나타낸 것이 <표 2.5>이다.

<표 2.4> 수문학적 토양군의 분류

토 양 군	토양의 성질
Type A	침투율이 매우 크며, 자갈이 있는 토양
Type B	침투율이 대체로 크고, 자갈이 섞인 사질토
Type C	침투율이 대체로 작고, 細砂質 토양층
Type D	침투율이 대단히 작고, 점토질 토양층

<표 2.5> 최소침투율

SCS 토양분류	침투율 (in/hr)
Type A	0.30　0.45
Type B	0.15　0.30
Type C	0.05　0.15
Type D	0.00　0.10

이상과 같이 SCS는 미국 전역에 분포된 토양종류와 그 특성을 조사하여 토양의 유출률의 크기 역순으로 A, B, C, D형의 4가지 유형으로 분류하였으며, 미국 내 분포되어 있는 수많은 명칭의 토양종류를 이들 4개형중 하나로 분류하여 유출률의 정도를 표시하도록 하였다. 우리 나라의 경우도 전국에 걸쳐 토양도(1:25,000 및 1:50,000도)가 작성되어 있고 토양 명칭별로 총유출의 정도에 따라 A, B, C, D형으로 분류할 수 있도록 토양도에 그 특성이 서술되어 있으므로 이를 이용하면 된다.

나. 식생피복 및 처리상태

유역의 토양이용형태에 따른 식생피복과 그의 처리상태는 유출률에 영향을 미치므로 대상유역이 도시화된 유역인지 또는 경작지를 포함하는 자연하천 유역인지를 토지이용도 등을 사용하여 파악하여야 한다. SCS에서는 유역의 토지이용상태, 처리상태 및 토양의 수문학적 조건을 크게 3가지로 나누었는 데, 각 구분별 토양의 특성을 나타낸 것이 <표 2.6>이다.

<표 2.6> 표토층 성질의 정의

분류	내　　용
POOR	목초지 또는 화전(火田)지역들. 땅의 표면 50% 이하가 식물이거나, 숲, 나무들에 의해 보호되는 지역
FAIR	토양표면이 50%　75% 정도로 잘 보호되는 지역
GOOD	토양표면의 75% 이상이 식물로 밀집되어 보호되는 지역

다. 유역의 선행 토양함수조건

총강우량과 유효강우량간의 관계는 한 유역의 선행 토양함수조건이라는 지표에 의해 변화된다. 즉, 동일한 강우가 내린 경우에도 선행강수량이 많으면 유역 토양의 습

윤도가 높으므로 유출률은 높아지며, 선행강수량이 적을 경우 침투손실이 커지므로 유효우량은 적어져서 유출률이 저하된다.

SCS에서 기준으로 설정한 선행 함수조건(antecedent moisture condition : AMC)은 1년을 성수기와 비성수기로 나누어 각 경우에 대하여 다음과 같은 조건으로 구분하였다.

AMC-Ⅰ : 유역의 토양은 대체로 건조한 상태에 있어서 유출률이 낮은 상태 (lowest runoff potential)

AMC-Ⅱ : 유출률이 보통인 상태 (average runoff potential)

AMC-Ⅲ : 유역의 토양이 수분으로 거의 포화되어 있어 유출률이 높은 상태 (highest runoff potential)

이러한 3개의 토양함수조건은 5일 선행강수량의 크기에 의하여 유역의 습윤정도를 분류하는 기준이 되며, 각 분류기준이 되는 5일 선행강우량은 다음과 같다.

<표 2.7>에서 우리나라의 경우 비성수기는 대략 10월 5월, 성수기는 6월 9월로 간주할수 있으며 AMC-Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ의 순으로 토양의 수분함유량이 크므로 유역의 유출률이 증가하는 것을 알 수 있다.

<표 2.7> AMC의 분류별 선행강수량의 크기

AMC Group	5일 선행강우량, P5 (mm)	
	비성수기 (dormant season)	성수기 (growing season)
Ⅰ	P5 < 12.70	P5 < 35.56
Ⅱ	12.70 < P5 < 27.94	35.56 < P5 < 53.34
Ⅲ	P5 > 27.94	P5 > 53.34

라. AMC-Ⅱ 조건하의 토양형-식생피복형별 유출곡선지수

토양의 특성에 따른 각종 토양군과 표토층의 성질을 가지고 침투되는 수량을 수치적으로 나타낸 값이 유출곡선지수(runoff curve number)이며, 각 토양과 피복형에 따른 유출곡선지수를 예시한 것이 <표 2.8>이다.

<표 2.8> 토양, 피복형에 따른 유출곡선지수

전 면적 AMC-II에 대한 수문학적 토양 표면의 유출곡선지수번호					
지 표 면 의 형 태	표면의 성질	토양의 구성			
		A	B	C	D
농업용 콩류, 속씨식물 (자주개자리, sweetclover, 큰조아제비 등)	poor good	66 58	77 72	85 81	89 85
과수식물, 상록수 (귤, 아보카도우)	poor fair good	57 44 33	73 65 58	82 77 72	86 82 79
목초지, 건조한 곳 (일년생식물)	poor fair good	68 49 39	79 69 61	86 79 74	89 84 80
목초지, 관개 수로 (콩류, 다년생식물)	poor fair good	58 44 33	74 65 58	83 77 72	87 82 79
row crops (field crops : 토마토, 사탕무우 등)	poor good	72 67	81 78	88 85	91 89
작은 낱알식물 (밀, 귀리, 보리 등)	poor good	65 63	76 75	84 83	88 87

주)

1. 모든 유출곡선지수번호는 선행토양함수조건(Antecedent Moisture Condition : AMC-II에 따른다.
2. 표면성질의 정의

poor : 심하게 방목되어지거나 보통이상으로 불탄 상태이거나 덤불이나 관목으로 덮여서 보호되는 면적이 50% 이하
fair : 50% 75% 정도로 덮여 있는 상태
good : 75% 이상

또한 도시지역과 같이 불투수성 지역이 많은 경우 전체 유역의 면적 구성비별 유출곡선지수는 다음과 같이 나타내어 진다.

<표 2.9> 도시지역에서의 유출곡선계수(AMC Ⅱ)

피복에 대한 기술		수문학적 토양형			
피복형태와 수문학적 상태	불투수면적의 평균 percent①	A	B	C	D
Fully developed urban area(vegetation established)					
Open space(lawns, parks, golf courses, cemeteries 등):②					
poor condition (grass cover < 50%)		68	79	86	89
fair condition (grass cover 50% to 75%)		49	69	79	84
good condition (grass cover > 75%)		39	61	74	80
Impervious areas:					
Paved parking lots, roofs, driveways 등 (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Streets와 roads:					
Paved; curbs와 storm sewers (right-of-way 제외)		98	98	98	98
Paved; open ditches (right-of-way 포함)		83	89	92	93
Gravel (right-of-way 포함)		76	85	89	91
Dirt (right-of-way 포함)		72	82	87	89
Western desert urban areas:					
Natural desert landscaping (pervious areas only)③		63	77	85	88
Artificial desert landscaping (impervious weed barrier, desert shrub with 1- to 2-inch sand or gravel mulch and basin borders)		96	96	96	96
Urban districts:					
Commercial과 business	85	89	92	94	95
Industrial	72	81	88	91	93
Residential districts by average lot size:					
1/8 acre or less (town houses)	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
2 acre	12	46	65	77	82
Developing urban areas					
Newly graded areas (pervious areas only, no vegetation)④		77	86	91	94
Idle lands (CN은 피복형태를 이용하여 결정한다)					

① 불투수 지역의 평균 percent는 합성 CN을 개발하기 위하여 사용되었다. 그 밖의 가정은 다음과 같다: 불투수 면적은 배수체계에 직접 연결된다. 불투수 면적은 98의 CN을 갖는다. 투수성 지역은 수문학적 조건이 good인 open space와 동등한 상태로 간주한다.
② CN은 pasture와 동등하다. 합성 CN은 open space 피복형태의 다른 조합을 위해 계산될 수 있다.

③ 투수성 지역의 CN은 수문학적 상태가 poor인 desert shrub과 동등한 상태로 가정한다.
④ 경작이나 건설중에 임시적인 측정을 위하여 사용되는 합성 CN은 개발정도(불투수성 percent)에 따라 계산해야 한다.

<표 2.10> 경작농지에서의 유출곡선계수(AMC Ⅱ)

식생이용 및 토지이용상태 (Land Use)	피복처리상태 (Treatment or Practice)	수문학적 상태 (Hydrologic Condition)②	수문학적 토양형			
			A	B	C	D
휴경지(fallow)	나지(bare soil)	-	77	86	91	94
	작물잔여물존재 (crop residue cover:CR)①	배수나쁨	76	85	90	93
		배수좋음	74	83	88	90
이랑경작지 (row crops)	경사경작 (straight row:SR)	배수나쁨	72	81	88	91
		배수좋음	67	78	85	89
	등고선경작 (contoured:C)	배수나쁨	70	79	84	88
		배수좋음	65	75	82	86
	등고선, 테라스 경작 (contoured&terraced:C&T)	배수나쁨	66	74	80	82
		배수좋음	62	71	78	81
	C&T+CR	배수나쁨	65	73	79	81
		배수좋음	61	70	77	80
정밀 경작지 (small grains)	SR	배수나쁨	65	76	84	88
		배수좋음	63	75	83	87
	SR+CR	배수나쁨	64	75	83	86
		배수좋음	60	72	80	84
	C	배수나쁨	63	74	82	85
		배수좋음	61	73	81	84
	C+CR	배수나쁨	62	73	81	84
		배수좋음	60	72	80	83
	C&T	배수나쁨	61	72	79	82
		배수좋음	59	70	78	81
	C&T+CR	배수나쁨	60	71	78	81
		배수좋음	58	69	77	80
콩과식물(close-seeded or broadcast legumes) 또는 윤번초지 (rotation meadow)	SR	배수나쁨	66	77	85	89
		배수좋음	58	72	81	85
	C	배수나쁨	64	75	83	85
		배수좋음	55	69	78	83
	C&T	배수나쁨	63	73	80	83
		배수좋음	51	67	76	80

① 작물잔여물존재는 일년내내 잔류물이 표면상에 적어도 5%이상일 때 적용한다.
② 수문학적 상태는 침투와 유출에 영향을 주는 다음과 같은 요소들간의 조합에 기초한다.
(a) vegetative 지역의 밀도와 canopy, (b) year-round 피복 양, (c) grass 또는 close-seeded legumes의 양, (d) 토양표면의 잔류물 피복 percent (good ≧ 20%), (e) 표면조도 정도
Poor : 침투에 지장을 주는 요소이며, 유출을 증가시키는 경향이 있다.
Good : 평균 침투능 이상 가능하며, 유출을 감소시키는 경향이 있다.

<표 2.11> 기타 농업지역의 유출곡선계수(AMC Ⅱ)

피복에 대한 기술		수문학적 토양형			
피복형태	수문학적 상태	A	B	C	D
Pasture, grass land, 또는 range - continuous forage for grazing[①]	Poor	68	79	86	89
	Fair	49	69	79	84
	Good	39	61	74	80
Meadow - continuous grass, protected from grazing and generally moved for hay	-	30	58	71	78
Brush - brushweed-grass mixture with brush the major element[②]	Poor	48	67	77	83
	Fair	35	56	70	77
	Good	30[③]	48	65	73
Woods - grass combination (orchard 또는 tree farm)[④]	Poor	57	73	82	86
	Fair	43	65	76	82
	Good	32	58	72	79
Woods[⑤]	Poor	45	66	77	83
	Fair	36	60	73	79
	Good	30	55	70	77
Farmsteads - buildings, lanes, driveways, surrounding lots	-	59	74	82	86

① Poor : <50% ground cover 또는 heavily grazed with no mulch.
Fair : 50 to 75% ground cover와 not heavily grazed.
Good : >75% ground cover와 lightly 또는 only occasionally grazed.

② Poor : <50% ground cover.
Fair : 50 to 75% ground cover.
Good : >75% ground cover.

③ 실제 CN은 30 이하이다: 유출계산을 위하여 CN = 30을 사용한다.

④ CN은 50% woods와 50% grass (pasture) cover 인 지역을 위하여 계산되었다. 수문학적 상태의 기타 조합은 woods와 pasture를 위한 CN으로부터 계산될 수 있다.

⑤ Poor : 숲의 부엽토(Forest litter), 작은 나무(small trees), 잔목(brush)은 강도 높은 표피제거(heavy grazing) 또는 정기적인 산불(regular burning)에 의하여 파괴된다.
Fair : Woods는 제거되지만 불타지 않은 상태, 그리고 약간은 부엽토가 토양을 덮고 있다.
Good : Woods는 제거되지 않고 부엽토와 잔목이 적당하게 토양을 덮고 있다.

<표 2.12> 건조와 준건조 rangeland를 위한 유출곡선계수(AMC Ⅱ)

피복에 대한 기술		수문학적 토양형			
피복형태	수문학적 상태[①]	A[②]	B	C	D
Herbaceous - mixture of grass, weeds, low-growingbrush, with brush the minor element	Poor		80	87	93
	Fair		71	81	89
	Good		62	74	85
Oak-aspen - mountain brush mixture of oak brush, aspen, mountain mahogany, bitter brush, maple, and other brush	Poor		66	74	79
	Fair		48	57	63
	Good		30	41	48
Pinon-juniper - pinon, juniper, or both; grass understory	Poor		75	85	89
	Fair		58	73	80
	Good		41	61	71
Sagebrush with grass understory	Poor		67	80	85
	Fair		51	63	70
	Good		35	47	55
Desert shrub - major plants include saltbush, greasewood, creosotebush, blackbrush, bursage, palo verde, mespuite, cactus	Poor	63	77	85	88
	Fair	55	72	81	86
	Good	49	68	79	84

① Poor : <30% ground cover(litter, grass, and brush overstory).
Fair : 30 to 70% ground cover.
Good : >70% ground cover.
② 그룹 A를 위한 CN 은 단지 desert shrub을 위해서만 개발되었다.

<표 2.13> 선행함수조건(AMC)에 따른 유출곡선지수의 조정

AMC 別 CN			S (AMC-Ⅱ) (mm)	Curve의 始 點 (mm)	AMC 別 CN			S (AMC-Ⅱ) (mm)	Curve의 始 點 (mm)
Ⅱ	Ⅰ	Ⅲ			Ⅱ	Ⅰ	Ⅲ		
100	100	100	0	0	60	40	78	169	33.78
99	97	100	2.57	0.5	59	39	77	177	35.3
98	94	99	5.18	1.0	58	38	76	184	36.8
97	91	99	7.85	1.5	57	37	75	192	38.4
96	89	99	10.6	2.0	56	36	75	200	39.9
95	87	98	13.4	2.8	55	35	74	208	41.6
94	85	98	16.2	3.3	54	34	73	216	43.2
93	83	98	19.1	3.8	53	33	72	225	45.0
92	81	97	22.1	4.3	52	32	71	234	47.0
91	80	97	25.1	5.1	51	31	70	244	48.8
90	78	96	28.2	5.6	50	31	70	254	50.8
89	76	96	31.5	6.4	49	30	69	264	52.8
88	75	95	34.5	6.9	48	29	68	274	54.9
87	73	95	37.8	7.6	47	28	67	287	57.4
86	72	94	41.4	8.4	46	27	66	297	59.4
85	70	94	44.7	8.9	45	26	65	310	62.0
84	68	93	48.3	9.6	44	25	64	323	64.5
83	67	93	52.1	10.4	43	25	63	335	67.1
82	66	92	55.9	11.2	42	24	62	351	70.1
81	64	92	59.4	11.9	41	23	61	366	73.2
80	63	91	63.5	12.7	40	22	60	381	76.2
79	62	91	67.6	13.5	39	21	59	396	79.2
78	60	90	71.6	14.2	38	21	58	414	82.8
77	59	89	76.0	15.2	37	20	57	432	86.4
76	58	89	80.3	16.0	36	19	56	452	90.4
75	57	88	84.6	17.0	35	18	55	472	94.5
74	55	88	89.2	17.8	34	18	54	493	98.6
73	54	87	94.0	18.8	33	17	53	516	103
72	53	86	98.8	19.8	32	16	52	538	108
71	52	86	104	20.8	31	16	51	564	113
70	51	85	109	21.8	30	15	50	592	118
69	50	84	114	22.9					
68	48	84	119	23.9	25	12	43	762	152
67	47	83	125	24.9	20	9	37	1016	203
66	46	82	131	26.2	15	6	30	1440	288
65	45	82	137	27.4	10	4	22	2286	457
64	44	81	143	28.4	5	2	13	4826	965
63	43	80	149	29.7	0	0	0	∞	∞
62	42	79	156	31.2					
61	41	78	162	32.5					

마. AMC-Ⅱ 조건으로부터 다른 AMC 조건으로의 유출곡선지수 변환

<표 2.12>는 AMC-Ⅱ 조건하에서의 토양형-식생피복별 유출곡선지수를 표시하며 유역의 선행 토양함수조건이 AMC-Ⅰ 또는 AMC-Ⅲ일 경우는 유출곡선지수를 변경시켜 주어야 한다. AMC-Ⅰ은 AMC-Ⅱ의 경우보다 5일 선행강우량이 작으므로 침투량이 많아 유출률은 작아질 것이며 AMC-Ⅲ는 반대로 유출률이 커지는 경우가 된다.

SCS는 이를 감안하여 <표 2.13>과 같이 CN값의 환산표를 작성하였으며 이를 식으로 표시하면 다음과 같다(Chow 등, 1988).

$$CN(\text{I}) = \frac{4.2\,CN(\text{II})}{10 - 0.058\,CN(\text{II})} \qquad (2.34)$$

$$CN(\text{III}) = \frac{23\,CN(\text{II})}{10 + 0.13\,CN(\text{II})} \qquad (2.35)$$

여기서 CN(Ⅰ), CN(Ⅱ), CN(Ⅲ)는 각각 AMC-Ⅰ,Ⅱ,Ⅲ 조건에서의 유출곡선지수이다.

(3) SCS 유효우량 산정법의 적용 절차

대상유역에 대한 총우량주상도로부터 유효 우량주상도를 작성하는 절차를 요약하면 다음과 같다.

① 대상유역의 축척 1:25,000인 정밀토양도(농촌진흥청 농업기술연구소, 1984) 또는 정밀토양해설도(농촌진흥청 식물환경연구소, 1971)에 나와 있는 토양종류를 고려하여 전유역을 SCS의 유효우량 산정법에서처럼 토양형을 A, B, C, D로 분류 구분한다(<그림 2.3> 참조).

② 유역의 토지이용 및 식생피복상태를 <표 2.12>의 분류에 따라 토지이용도 또는 지형도상에 구분하여 ①항에서 이미 구분된 토양도와 겹친다(<그림 2.3> 참조).

③ 유역의 토양형-식생피복형별 분포면적을 ②항에서 작성된 도면상에서 구적기로 구하고 이들 면적을 가중인자로 하여 <표 2.12>를 사용하여 결정한 CN값을 유역 평균함으로써 대상유역의 평균 유출곡선지수(AMC-Ⅱ 조건하)를 계산한다.

④ 설계호우의 경우는 AMC-Ⅲ 또는 AMC-Ⅱ로 가정하는 것이 안전측이다.

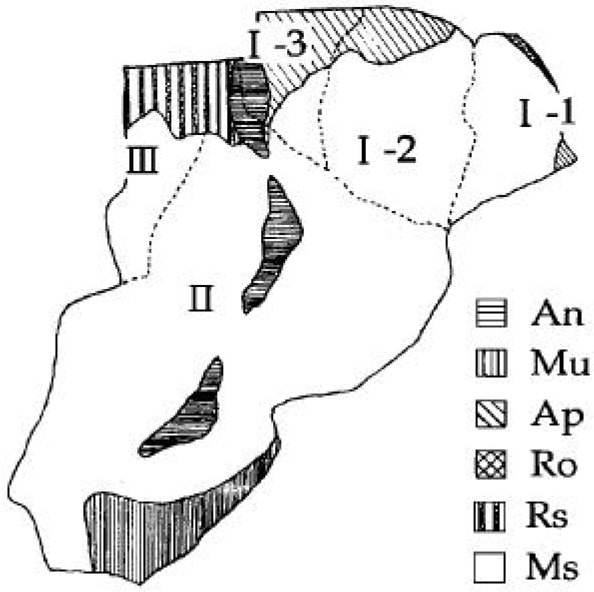
⑤ ④에서 최종적으로 결정된 CN을 식 (2.33)에 대입하여 S를 구한 뒤 식 (2.32)에 대입한다.

⑥ ⑤에서 설정된 총우량-유효우량 관계식에 강우시점으로부터 어떤 시각까지의 누가우량 P를 대입하면 그 시각까지의 누가유효우량이 계산된다.

따라서, 주어진 총우량주상도를 시간구간별로 누가하여 계단형 누가우량곡선을 작성한 후 시각별 누가우량을 P_t로 하여 식 (2.32)에서 Q_t를 구하고 다음의 관계식에 의해 시간구간 Δt별 유효우량 ΔQ를 계산함으로써 유효우량주상도를 작성할 수 있다. 즉,

$$\Delta Q = Q_t - Q_{t-1} \tag{2.36}$$

여기서 Q_t와 Q_{t-1}은 각각 시각 t와 그전 시각 (t-1)에 대하여 계산된 유효우량(mm)이다.



<그림 2.3> T시 체육공원 조성지구의 개략 토양구분도(예)

제 3 장 설계홍수량 산정

3.1 설계홍수량의 정의 및 설계빈도

3.1.1 정의

설계홍수량은 수공구조물의 설계기준으로 채택되는 홍수량으로서, 대상 구조물의 특성에 따라 첨두홍수량이나 첨두홍수위, 또는 설계강우에 의한 완전한 홍수수문곡선으로 주어져야 한다.

수문 및 하천기술자들은 수문·수리학적 해석에 의하여 수공구조물이 소통해야 할 설계빈도에 해당하는 첨두홍수량 또는 첨두홍수위를 예측하거나 설계강우를 사용하여 홍수수문곡선을 합성하여 제공하여야 한다.

설계홍수량은 일률적으로 정해지는 것이 아니며, 홍수 특성, 홍수 빈도, 홍수피해 가능성 및 사회·경제적 요인을 고려하여 결정하여야 한다.

3.1.2 설계빈도

소하천 유역에서의 설계빈도는 치수계획 수립시와 수공구조물 설치시의 두가지 경우에 대해 각기 다른 규모가 요구될 것이다.

(1) 소하천의 치수계획

가. 소하천의 치수계획을 위한 설계빈도는 소하천이 합류되는 상위등급 하천에 대해 수립된 종합치수대책과 관련하여 수계별로 일관성 있는 설계빈도를 책정한다.

나. 설계빈도는 유역에 따라 수립된 종합치수대책과 관련시켜 결정할 뿐만 아니라 물경제 분석을 통하여 책정한 설계빈도가 바람직하며, 아래에 수록한 국내외 기왕의 설계지침과 최근 국지성 호우규모의 증대 추세로 볼 때 다소 상향조정하여 일반적으로 적용될 수 있는 소하천 치수계획의 설계빈도는 약 30 100년으로 한다.

<표 3.1> 소규모 시설물 설계지침(한국건설기술연구원, 1990)

구 분	설 계 빈 도
도시지역, 공업지역	50년
평야지역	30년
산지지역	10 30년

<표 3.2> 일본의 실용하천계획(千田稔, 1982)

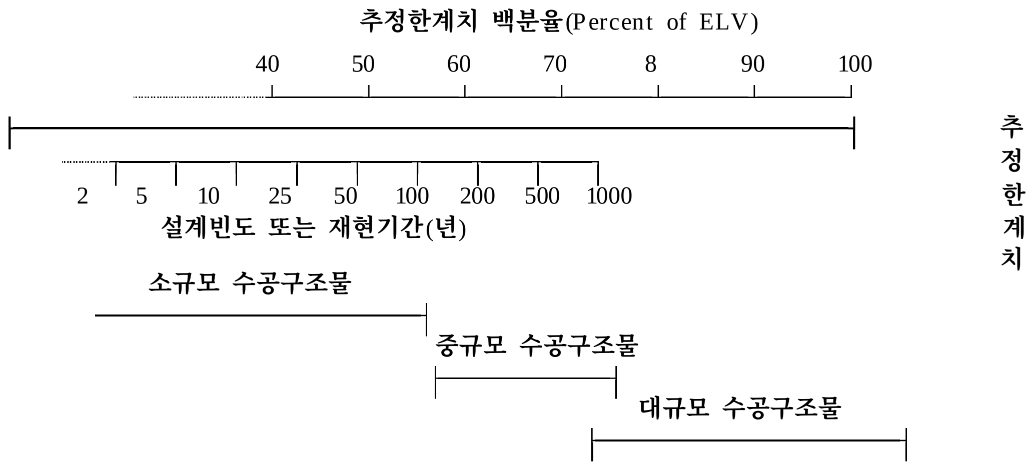
유역면적 구분	10km^2 이상	10 5km^2	5km^2 이하
도시하천	100년	50년	20 30년
도시하천외 주요하천	50년	20 30년	10 20년
기타 하천	30년	10 30년	10년

(2) 소하천의 수공구조물

소하천의 수공구조물을 설계할 경우에는 구조물이 설계목적에 부응하는 기능을 제대로 발휘할 수 있는 최적 수문설계 규모 또는 설계빈도를 구조물에 소요되는 비용과 안전이 균형을 이루도록 선정하고 수공구조물의 파괴로 인한 피해를 함께 고려하여 일반적으로 구조물의 중요도, 구조물의 수명연한, 경제성 등에 따라 결정하되 다음과 같은 개념을 참고하여 결정한다. 수공구조물 설계를 위한 설계빈도는 다음과 같은 두 가지 개념을 바탕으로 결정할 수 있다.

가. 추정한계치(Estimated limiting value; ELV)

추정 한계치는 최대로 가용한 수문정보를 바탕으로 하여 어떤 위치에서 발생 가능한 수문사상의 최대크기로 정의되며 <그림 3.1>에 나타낸 바와 같이 수공구조물의 크기를 고려하여 빈도를 설정하거나 설계빈도 이상에 대해서는 과거에 발생한 수문사상을 이용하여 수문기상학적으로 가능한 최대치를 추정하여 이용한다(건설부, 1993).



<그림 3.1> 수공구조물별 수문설계빈도와 최대설계빈도 범위

나. 구조물별 설계빈도

수공구조물의 설계빈도는 주로 구조물의 위치 및 여건, 경제적 상황에 따라 다양하게 변하므로 일률적으로 결정할 수 없으나 지금까지 국내외에서 경험과 판단에 의해 일반적으로 사용되는 수공구조물의 설계빈도 범위는 <표 3.3>과 같다. 실제로 수공구조물의 설계빈도를 결정할 때 전적으로 이 표에 의존하여 결정하는 것은 합리적이지 못하므로 어디까지나 참고치로 이용하여야 할 것이다.

수문학적 설계규모를 판단하는 기준은 수문설계자의 공학적 판단과 경험을 바탕으로 결정하는 것이 바람직하다. 특히 앞에서 설명한 극한 수문사상에 대한 추정한계치나 대소 수공구조물 설계치를 결정하기 위해서는 이러한 공학적 판단과 함께 내용년한을 초과하지 않는 설계기간에 닥칠 위험도를 평가하고, 연평균 비용을 최소화할 수 있는 재현기간에 대한 치수경제분석, 그리고 설계자의 설계나 현장 경험과 구조물 종류, 중요도, 홍수지역의 개발 정도에 바탕을 둔 표준설계 기준을 판단하여 결정한다. 수공구조물의 설계는 구조물의 중요도, 도시화 등 수문학적인 요소보다는 사회적, 경제적인 요소에 따라 설계기준이 달라질 수 있고, 실제로 국내에 설치되거나 계획된 수공구조물의 설계빈도는 특정한 기준에 관계없이 지역의 사회 경제적 상황에 따라 다르게 설계되고 있는 것이 사실이다. 따라서 특정 수공구조물의 설계빈도를 일률적으로 30년 또는 50년으로 결정하는 것은 바람직스럽지 못하다. 그러므로 유역의 수공구조물 설계는 본류와 지류를 함께 고려한 수계전체에 대해 종합치수대책을 수립하여

일관되게 설계빈도를 설정하고 특정한 상황에 따라 변경될 경우에는 충분한 조사와 분석을 통해 조정할 수 있어야 한다.

<표 3.3> 소하천 수공구조물의 설계빈도(건설부, 1993)

구조물 종류	설계빈도(년)	설계확률
고속도로 배수용 암거		
교통량이 적은 도로	5-10	0.20-0.10
교통량이 중간인 도로	10-25	0.10-0.04
고속도로 교량		
소교량(경간 L 〈 100m)	10-50	0.10-0.02
농업용 배수시설		
암거	5-50	0.20-0.02
배수구	5-50	0.20-0.02
도시 배수시설		
소도시 우수거	5-25	0.20-0.04
대도시 우수거	25-50	0.04-0.02
유수지 및 빗물펌프장	10-20	0.10-0.05
비행장 배수시설		
운행량이 적음	5-10	0.20-0.10
운행량이 중간	10-25	0.10-0.04
하천제방		
농경지 하천	2-25	0.50-0.04
도시 하천	50-200	0.02-0.005
홍수방어(조절)용		
저수지	50-SPF	0.02이하-SPF
여수로	PMF	
제방	10-SPF	0.10이하-SPF
하도	5-SPF	0.20이하-SPF
배수 시설	2-50	0.50-0.02
생활 및 공업용수 공급시설	20-200	0.05-0.005

그러나 현실적으로 해당유역의 치수 경제분석이 어렵거나 일관성을 유지하기가 어려울 경우에 수공구조물 또는 하천의 설계홍수량의 설계빈도는 위에서 제시한 구조물별 설계빈도에 따라 잠정적으로 결정된 설계빈도가 과거에 발생한 홍수사상을 충분히 대표할 수 있는 지를 검토하여 결정할 필요가 있다. 또한 수문자료의 경향성 분석 등을 고려하여 시간의 경과에 따라 증가 경향을 보일 때는 설계빈도를 다소 상향 조정하는 것이 바람직하다(건설부, 1993).

3.2 유역의 반응시간

3.2.1 정의

유역에 내리는 강우에 따라 첨두유량이 발생하는 시간적 특성이나 수리학적으로 유역이 어떠한 반응을 일으키는 지를 시간으로 나타낸 것을 유역 반응시간이라고 하며 이 유역 반응시간을 나타내는 인자는 주로 홍수도달시간과 지체시간, 기저시간, 평형시간, 그리고 유달시간 등이 있다.

수문학적 모형화와 설계에서 중요한 부분중의 하나는 이 유역이 갖는 시간적 특성을 구하는 것이다. 예를 들어 합리식을 이용하여 도시우수관망 등을 설계할 때는 설계강우의 지속기간을 결정하기 위해 추정된 홍수도달시간이 필요하며, 유역의 합성단위도를 유도할 때는 지체시간을 추정하여야 한다. 그리고 Kinematic wave 홍수추적법에서는 홍수도달시간과 거의 유사한 평형시간을 결정해야 하고, 하도에서 Muskingum 방법으로 홍수를 추적할 때는 유하시간, Clark 방법에 의해 수문곡선을 합성하고자 할 때도 홍수도달시간, 침투능-유출 해석에서는 저류되는 시간, 그리고 홍수빈도 해석에서는 첨두시간이 각각 필요하다. 전체적으로 수문분석이나 설계에는 주로 이용되는 도달시간과 지체시간과 같은 시간 입력변수가 필요하다.

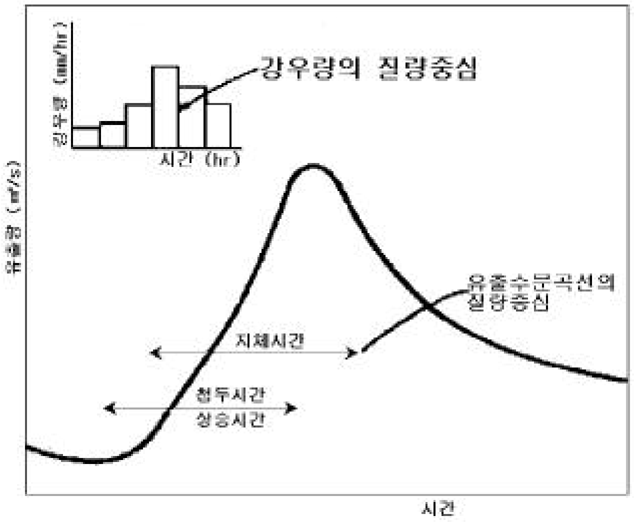
이와 같이 수문모형화와 설계에 유역의 반응시간의 결정이 중요한 선행작업이며, 설정된 유역의 반응시간에 따라 수문량도 차이가 크게 나타나는 것이 일반적이다.

(1) 첨두발생시간

첨두발생시간(time to peak)이란 유출수문곡선이 상승되는 시점에서 첨두가 발생할 때까지의 시간으로 정의할 수 있다. 따라서 유하시간(travel time), 유역밀도(drainage density), 하도경사(channel slope), 하도의 조도(roughness), 토양의 침투능 등과 같은 배수유역의 특성에 따라 변화된다.

첨두발생시간은 유역에 걸쳐 내리는 강우의 분포에 따라 변화하며, 일반적으로 상류에 내린 강우의 첨두발생시간이 하류의 첨두발생시간에 비해 길며, 일정한 유출량에 대해 첨두발생시간이 길어질수록 첨두유량이 작고 첨두발생시간이 짧아질수록 첨두유량이 커진다. 따라서 첨두발생시간은 강우의 지속시간에 따라 변화된다.

첨두발생시간과 지체시간의 정의를 그림으로 나타내면 <그림 3.2>와 같다.



<그림 3.2> 첨두발생시간과 지체시간의 개념도

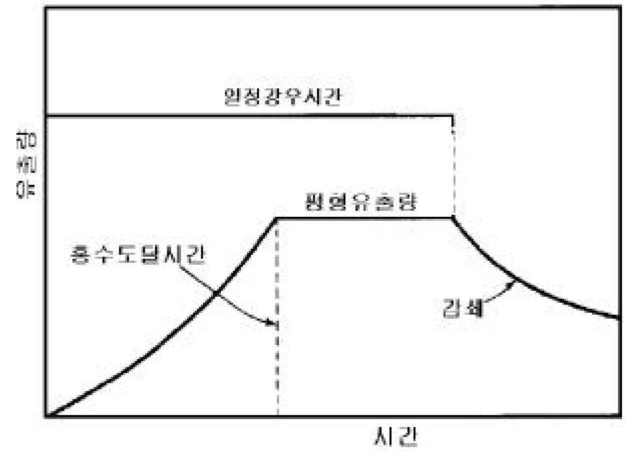
(2) 홍수도달시간

홍수도달시간(time of concentration)이란 유역의 최원점에 내린 비가 유역 출구에 도달하는데 소요되는 시간으로, 유역 모든 지점에서 유출에 영향을 주는 시간이므로 주어진 강우강도에 의해 발생하는 유출량의 최대가 발생하는 시간이 된다.

이러한 정의는 초기손실(initial loss)을 모두 만족하면서 동일 강도의 호우가 전유역에 걸쳐 최소한 홍수도달시간 이상 발생하여야 한다는 전제가 내포되어 있다. 또한 이러한 전제가 만족된다면 Bedient와 Huber(1992)가 정의하고 있는 유역내 평형도달시간(유입과 유출량이 동일해지는 시간)의 개념과 일치하게 된다.

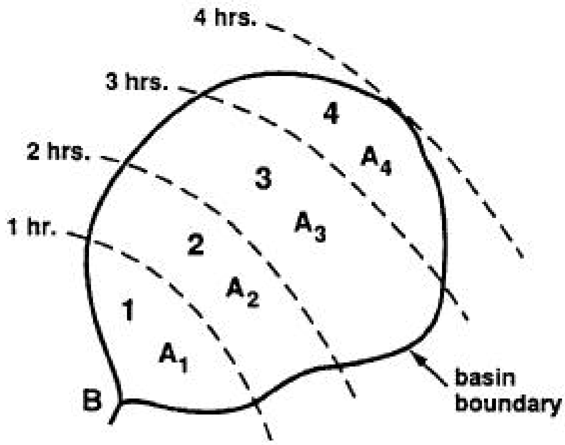
홍수도달시간의 개념을 그림으로 나타내면 <그림 3.3>과 같다.

홍수도달시간은 유역의 최원점에 발생한 강우가 유역출구에 이르는데 소요되는 시간으로 정의할 수 있으며, 이는 유역 전체가 유역출구의 유출현상에 영향을 미치는데 소요되는 시간으로도 정의할 수 있다. 다시 말하자면 강우의 지속시간이 홍수도달시간과 동일할 때 해당유역에서는 최대 첨두유량이 발생하게 된다는 의미이다.



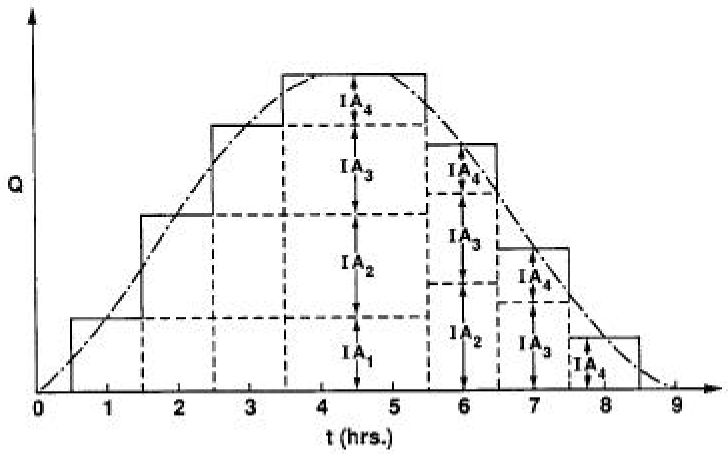
<그림 3.3> 홍수도달시간의 개념도

이러한 의미를 유출수문곡선상에서 홍수도달시간과 첨두유량 발생의 관계로 살펴보면 다음과 같이 설명할 수 있다. 즉, 아래의 <그림 3.4>**에서** B**점을 유역의 출구점으로 생각하면 등도달유하시간을 가진 면적으로** 4**개의 소유역이 분할되며, 각 소유역의 평균유하시간은** 0.5, 1.5, 2.5, 3.5 **시간이 된다.**



<그림 3.4> 유역의 개념적 형상

이러한 유역자료를 바탕으로 유출수문곡선을 작성하려면 이 때 발생한 강우강도 I와 각 소유역 면적 A_1, A_2, A_3, A_4를 곱하면 되며, 이를 각 시간단위별로 B점의 유출량을 계산하면 아래의 <그림 3.5>와 같은 유출수문곡선을 구할 수 있다.



<그림 3.5> 홍수도달시간과 첨두유량과의 관계

이와 같이 구한 수문곡선에서 첨두유량이 발생하는 시점은 그림에서 알 수 있는 바와 같이 A_1지점 뿐만 아니라 유역의 최상류부인 A_4 지점에서 유하한 유량이 B지점에 유하될 때가 된다.

따라서 홍수도달시간은 유역의 최원점에 발생한 강우가 유역출구에 이르는데 소요되는 시간으로 정의할 수 있으며, 이는 유역 전체가 유역출구의 유출현상에 영향을 미치는데 소요되는 시간으로도 정의할 수 있다. 다시 말하자면 강우의 지속시간이 홍수도달시간과 동일할 때 해당유역에서는 최대 첨두유량이 발생하게 된다는 의미이다.

(3) 지체시간

지체시간(lag time)의 일반적인 정의는 유효우량 주상도의 중심에서 직접유출 수문곡선의 중심까지의 시간차이다. 순간단위도의 경우 지체시간은 단위도의 1차 모멘트로 정의되며, 단순선형 저수지로 순간단위도를 정의할 경우 저수지의 저류상수는 지체시간과 동일한 값을 갖는다.

또한 지체시간은 유효우량 주상도의 중심에서 직접유출 수문곡선의 첨두시간까지의

시간차로 정의되기도 한다. 이러한 개념은 전체 유역에서 유효우량이 일정하게 발생한다는 가정이 전제되어 있으며, 지체시간은 유역면적, 유로연장, 주하천 하도경사 등에 의해 영향을 받는다.

3.2.2 도달시간

(1) 도달시간 또는 집중시간 결정

유역의 도달시간을 결정하기 위해서는 유역의 특성에 따라 ① 하도흐름이 지배적인 경우, ② 지표면 흐름이 지배적인 경우, 그리고 ③ 하도와 지표면 흐름이 복합된 경우로 구분하여 결정한다. 특히 유역의 가장 먼 곳에서 출구까지 물의 흐름과정을 분석하여 결정하고, 도달시간은 하도흐름과 지표면 흐름에서 흐름시간으로 구성되며 유역의 특성에 따라 다음과 같은 공식을 적용할 수 있다.

가. 하도흐름이 지배적인 유역

하도흐름이 주된 경우의 유역 도달시간은 일반 수리학에서 개수로 평균유속공식을 이용하여 하도길이를 유속으로 나눔으로써 쉽게 구할 수 있다. 이 때 적용될 수 있는 평균유속공식은 Manning 공식 또는 Chezy 공식 등을 사용한다.

나. 지표면 흐름이 지배적인 유역

지표면 흐름이 지배적인 유역에서 도달시간은 주로 지표면의 지형학적 요소(지표면 경사 S, 지표면 흐름길이 L 등)와 저항계수(합리식의 유출계수 C, Manning의 조도계수 n 등), 그리고 유역에 내리는 강우강도(I)의 영향을 받는다. 이러한 흐름에 적용될 수 있는 도달공식은 주로 자연하천 유역에서 Kraven 공식, Rziha 공식, SCS 지체시간 공식(1975) 등이 이용된다.

다. 하도와 지표면 흐름이 복합된 유역

하도와 지표면 흐름이 중요한 역할을 하는 유역에 적용될 수 있는 공식에는 Kirpich 공식(1940), McCuen 등의 공식(1983), Eagleson 공식 등이 있다.

(2) 도달시간 또는 집중시간 결정 공식

최근 논란이 되고 있는 홍수도달시간의 개념과 산정공식에 대한 정립을 위하여 국내외 참고서적에 수록되어 있는 홍수도달시간공식을 조사한 연구결과(국립방재연구소, 1998a)를 보면, 홍수도달시간 산정공식중 일반적으로 사용되고 있는 9개의 공식(① SCS 지체시간 공식, ② SCS 평균유속 공식, ③ Kirpich 공식, ④ Kraven 공식, ⑤

Kerby 공식, ⑥ Rziha 공식, ⑦ Izzard 공식, ⑧ Kinematic Wave 공식, ⑨ FAA 공식)에 대해 14개의 국내외 서적을 참고로 하여 살펴본 결과 Kraven, Rziha 공식을 제외한 7개 공식이 각 서적마다 상이한 식으로 제시되어 있다. 따라서 이들 공식들 간에 나타나있는 오류를 확인하고 공식의 비교검토를 통하여 표준공식을 제시하고 있다.

즉, 하천시설기준(건설부, 1993)을 비롯한 몇몇 참고문헌(Bedient and Huber, 1992 ; McCuen, 1989 ; Singh, 1992 등)에 제시된 각 홍수도달시간 산정공식을 살펴보면 각 저서별로도 공식의 형태가 상이한 경우도 나타나고 있으며, 여기에서는 각 공식별로 적절하다고 판단되는 표준공식을 제시한 연구성과를 채택하여 <표 3.4>와 <표 3.5>와 같이 홍수도달시간에 대한 경험공식을 제시한다(국립방재연구소, 1998a).

<표 3.4> 자연하천 유역에 대한 도달시간 공식(국립방재연구소, 1998a)

공식명 (발표년도)	공 식 T_c(min)	제한사항 또는 비고
Kirpich (1940)	$T_c = 3.976L^{0.77}S^{-0.385}$ L= 유역의 최장하천길이(km) S= 유역의 평균경사(H/L, m/m) H= 유역출구점과 본류 최원점까지의 표고차	지표면 흐름이 지배적인 농경지 소유역, 하도경사가 3 5%, 유역면적 0.453km^2 이하
Kerby (1959)	$T_c = 36.264(L \cdot N)^{0.467}/S^{0.2335}$ L= 유로의 최원점부터 하천유입부분까지의 직선거리(km) S= 유로의 평균경사(m/m) N= 유역의 조도를 나타내는 상수	불투수성 완만한 표면 N=0.02 나지의 비포장표면 N=0.10 초지가 없는 나지의 거친표면 N=0.20 초지로 구성된 표면 N=0.40 낙엽으로 덮힌 수목지역 N=0.60 초지와 산림이 우거진 표면 N=0.80
Johnstone and Cross (1949)	$T_c = (282/r^2)(L/S)^{0.5}$ L= 본류 유로길이(mi) S= 본류 유로평균경사(H/L,ft/mi) r= 하천형태에 따른 지류인자	25 1,624 mi^{2}의 유역면적
Kraven	$T_c = 0.444LS^{-0.515}$ L= 유로길이(km) S= 유로경사(H/L, m/m)	지표면 흐름이 지배적인 중하류, 하도경사가 1/200 이하인 유역
Rziha	$T_c = 0.833LS^{-0.6}$ L= 유로길이(km) S= 유역의 평균경사(H/L, m/m)	지표면 흐름이 지배적인 상류, 하도경사 1/200 이상인 유역
California Culvert Practice (1942)	$T_c = 60[11.9L^3/H]^{0.385}$ L= 최장 유로길이(mi) H= 상류 분할점과 출구의 표고차(ft)	산지 소유역
SCS Lag Eqn. (1975)	$Tc=[100L^{0.8}\{(1000/CN)-9\}^{0.7}]/[1900S^{0.5}]$ L= 최장 흐름경로(ft) CN= SCS 유출곡선지수 S= 유역평균경사(%)	주로 농경지 유역에 적용, 0.8km^{2}이하의 도시유역도 적용 가능, 도시 불투수지역에서는 T_c= 1.67×유역지체시간

<표 3.5> 도시하천 유역에 대한 도달시간 공식(국립방재연구소, 1998a)

공 식 명	공 식 (t, min)	제한사항, 비고
Kerby (1949)	$t = 36.264(rL^{1.5}/H^{0.5})^{0.467}$ L : 흐름 경로 길이(km) H : 표고차(m) r : 포장지역 0.02 거칠은 裸垈地 0.10 거칠고 풀이 없는 지역 0.30 잔디 0.40 나무나 풀이 빽빽한 지역 0.80	L이 0.4km 이하인 도시유역 유역면적 $0.04km^2$ 이하, 하도경사는 1% 이하인 유역
Izzard (1945)	$t = [41.025(0.0007I + c)L^{0.33}]/[S^{1/3}I^{2/3}]$ I : 강우강도(in/hr) c : 지체상수 L : 흐름경로길이(ft) S : 흐름경로경사(ft/ft) r : 하천형태에 따른 지류인자	지체계수(c) = 평평한 포장지역 : 0.007 콘크리트 포장지역 : 0.012 자갈포장지역 : 0.017 잘려진 잔디밭 : 0.046 조밀한 진디밭 : 0.060
Kinematic Wave 공식 (1965, 1973)	$t = 0.94L^{0.6}n^{0.6}/[I^{0.4}S^{0.3}]$ L : 지표면 흐름길이(ft) n : Manning의 조도계수 I : 강우강도(in/hr) S : 지표면 흐름경사(ft/ft)	개발지역의 지표면 유출해석에 이용
Federal Aviation Agency (1970)	$t = 1.8(1.1 - C)L^{0.5}/S^{0.333}$ L : 지표면 흐름길이(ft) C : 합리식 유출계수 S : 지표면 흐름경사(%)	주로 공항지역에 이용할 수 있도록 미 공병단에서 개발, 도시지역에서도 이용, 지표면 흐름 영역에 적용
SCS평균유속 방법 (1975)	$t = 1/60\sum L/V$ L : 지표면 흐름길이(ft) V : 표면상태에 따른 평균유속(ft/sec)	지표면 상태에 따라 평균유속을 산정하여 도달시간 계산

(3) 국내 적용결과 검토

<표 3.4>와 <표 3.5>의 표준화된 공식의 적용성을 검토하기 위하여 설마천 시험유역, 무심천 시험유역, 산방천 유역을 대상유역으로 산정된 연구성과를 인용하면 아래와 같다(국립방재연구소, 1998a).

9개 공식의 평균값을 기준으로 각 공식에 의한 산정값의 변화율을 구하여 홍수도달시간 공식의 정성적 분석을 한 결과를 보면, Kerby 공식과 Kinematic wave 공식은 모든 대상유역에서 과다한 값을 나타내는 경향을 보이고 있고, Kraven 공식, Rziha 공식, Kirpich 공식은 모든 대상유역에서 과소한 값을 나타내는 경향을 보이고 있는 반면 나머지 4개 공식(SCS 지체시간 공식, SCS 평균유속 공식, Izzard 공식, FAA 공식)은 대상유역에 따라 과다 혹은 과소한 경향을 보이고 있다.

이러한 결과는 홍수도달시간 공식들이 제한된 유역을 대상으로 결정된 공식으로서 이들 공식을 국내 유역에 검증을 거치지 않고 적용한 결과라고 생각되며, 다음과 같

은 사항도 한 원인으로 생각한다. Kerby 공식은 유로연장이 1,200ft인 지표면유출을 대상으로 개발된 공식이기 때문에 전 유역에 걸쳐 홍수도달시간 변화율이 매우 큰 값을 나타내고 있으며, Kinematic wave 공식은 소규모 도시유역의 지표면 유출을 위하여 개발된 공식으로 변화율이 비교적 큰 값을 나타내고 있다. Kraven 공식과 Rziha 공식은 하도경사가 각각 1/200 이하 및 이상인 자연하천 유역, 그리고 Kipich 공식은 유역면적이 1.25 112.0acres인 자연하천 소유역을 대상으로 개발된 공식이기 때문에 전 유역에서 홍수도달시간 변화율이 과소한 값을 보이고 있으며, 개발정도에 따른 도달시간의 변화를 나타낼 수 없는 문제점을 갖고 있다. 도시하천 유역을 위하여 개발된 Izzard 공식과 공항지역에 적용할 수 있도록 개발된 미국 연방항공청 공식, 그리고 SCS의 평균유속 공식은 유역에 따라 홍수도달시간의 변화율이 변하고 있으며, 미국 연방항공청 공식은 산방천 유역, SCS의 평균유속 공식은 자연하천 유역인 설마천 시험유역에서 변화율이 크게 나타나고 있다.

유역면적이 2,000acres 이하인 자연하천유역과 도시유역을 대상으로 개발된 공식인 SCS의 지체시간 공식도 유역에 따라 홍수도달시간의 변화율이 변하고 있으나 타 공식에 비하여 홍수도달시간의 변화율이 작은 값을 보이고 있다.

앞으로 국내 소하천 유역에 적합한 홍수도달시간 공식을 유도하기 위해서는 소하천 유역에서 지속적이고 정도가 높은 강우, 유출자료의 실측과 분석이 필요하다고 생각된다.

따라서 홍수도달시간에 관한 이들 경험공식은 해당지역의 수리학적 특성에 따라 극히 제한된 범위에서 제한된 자료를 가지고 개발된 것들로서 현재까지 국내 유역에 적용할 수 있도록 개발된 공식이 없으므로 계획하는 지역의 수리 수문특성을 파악하여 적절한 공식을 선정하여 이용하는 것으로 한다.

3.2.3 지체시간

유역 지체시간은 유효우량 중심과 직접유출량 중심 사이의 시간차(T_1) 또는 (T_2), 유효우량 중심과 직접유출량의 첨두 발생시간 사이의 시간차(T_P)로 정의할 수 있으며, 유역이나 하도의 물리적 특성에 따라 경험적으로 만들어진 유역 지체시간을 산정할 수 있는 공식을 이용하되 유역의 수리·수문학적 특성에 따라 판단하여 결정한다.
지체시간의 개념과 산정공식에 대한 정립을 위하여 국내외 참고서적에 수록되어 있는 지체시간공식을 조사한 연구결과(국립방재연구소, 1998a)를 보면, 지체시간 산정공식 중 일반적으로 사용되고 있는 6개의 공식(① Snyder 공식, ② Clark 공식, ③ Linsley 공식, ④ Eagleson 공식, ⑤ Rao와 Delleur 공식, ⑥ SCS 지체시간 공식)에 대해 9개

의 국내외 서적을 참고로 하여 살펴본 결과 Clark와 Linsley 공식이 각 서적마다 상이한 식으로 제시되어 있었다. 따라서 이들 공식간에 나타나있는 오류를 확인하고 공식의 비교검토를 통하여 표준공식을 제시하고 있다.

즉, 하천시설기준(건설부, 1993)을 비롯한 몇몇 참고문헌(Bedient와 Huber, 1992 ; McCuen, 1989 ; Singh, 1992 등)에 제시된 각 지체시간 산정공식을 살펴보면 각 저서별로도 공식의 형태가 상이한 경우도 나타나고 있으며, 여기에서는 각 공식별로 적절하다고 판단되는 표준공식을 제시한 연구성과를 채택하여 <표 3.6>과 같이 지체시간에 대한 경험공식을 제시한다(국립방재연구소, 1998a).

<표 3.6> 자연 및 도시하천 유역에 대한 지체시간 공식(국립방재연구소, 1998a)

공식명 (발표년도)	공 식 T_l, T_p (hr)	제한사항 또는 비고
Snyder(1938)	$T_p = C_t(L_{ca}L)^{0.3}$	C_t는 1.8에서 2.2, 유역면적 10에서 1,000mi^{2}에 적용 (미국 Appalachian 유역)
Linsley(1945)	$T_l = KL(A/S_c)^{1/2}$ $T_p = C_t(L_{ca}L)^{0.3}$	유역면적 250에서 1,700mi^{2}에 적용 C_t는 0.3에서 1.2를 가짐
Clark(1945)	$T_l = KLS_c^{-1/2}$	K는 0.8에서 2.2를 가짐
Eagleson(1962)	$T_p = 0.667L_{ca}\ n\ R_h^{-2/3}\ S_a^{-1/2}$	Snyder 공식을 하천특성에 맞게 수정
SCS(1975)	$T_p = \{L_w^{0.8}(1{,}000/CN-9)^{0.7}\}/\{1900\ S_o^{1/2}\}$	농경지 유역과 2,000acres 이하의 도시유역에 적용가능. SCS TR-55 참조
Rao와 Delleur (1974)	$T_l = 0.78A^{0.496}L^{0.073}S^{-0.075}(1+I_A)^{-1.289}$ $T_l = 0.78A^{0.542}S^{-0.081}(1+I_A)^{-1.21}$ $T_l = 0.803A^{0.512}(1+I_A)^{-1.433}$	도시유역 대상

주) A : 유역면적(mi^2), CN : SCS 유출곡선지수, IA : 해당유역에서 불투수면적비, K : 상수, L : 본류의 하도길이(mi), L_{ca} : 하류 관측점에서 본류를 따라 유역 중심에 가장 가까운 본류상의 점까지 측정한 거리(mi), L_w : 유역의 수리학적 길이(ft), n : Manning의 조도계수, R_h : 주우수관의 가중 동수반경(ft), S : 유역 출구점과 최원점의 표고차를 하도길이로 나눈 유역평균경사(H/L, ft/mi), S_a : 주우수관의 가중 경사(ft/ft), Sc : 유역 출구점과 최원점의 표고차를 본류길이로 나눈 본류 평균경사(H/L, ft/mi), So : 유역평균경사(%)를 각각 나타낸다.

(1) 국내 적용결과 검토

<표 3.6>의 표준화된 공식의 적용성을 검토하기 위하여 설마천 시험유역, 무심천

시험유역, 산방천 유역을 대상유역으로 산정된 연구성과를 인용하면 아래와 같다(국립방재연구소, 1998a).

6개의 표준공식 중 Snyder 공식, Clark 공식, Linsley 공식, Rao 와 Delleur 공식과 SCS의 지체시간 공식은 전 유역을 대상으로 적용하였으며, Eagleson 공식은 하수관거를 위한 지체시간 공식이므로 무심천 시험유역만을 대상으로 적용하였다.

대상유역에서 대해 산정된 지체시간은 공식에 따라 큰 편차를 나타내고 있으며, 유역의 특성에 따라서도 지체시간은 큰 차이를 보이고 있다. 지체시간이 홍수도달시간과 달리 유역크기와 공식에 따라 큰 차이를 보이고 있는 것은 홍수도달시간이 대부분 소유역을 대상으로 개발된 반면 지체시간은 중규모 이상의 하천유역을 대상으로 유도되었으며, 유역에 따라 공식의 계수값이 크게 다르기 때문이라 생각된다.

Snyder 공식은 유역면적이 10 1,000mi^2, Clark 공식과 Linsley 공식은 유역면적이 250 1,700mi^{2}인 자연하천유역을 대상으로 유도된 공식들이기 때문에 이들 공식을 대상유역에 직접 적용하기에는 어려움이 있다고 생각한다.

또한 도시유역을 대상으로 유도된 Eagleson 공식과 Rao와 Delleur 공식들도 자연하천 유역에의 적용에 어려움이 따르며, 도시유역에의 적용시 공식에 대한 검증이 필요하다고 생각된다.

그러나 SCS의 지체시간 공식은 유역면적이 2,000acres 이하인 자연하천과 도시유역을 대상으로 개발된 공식으로 홍수도달시간과 같이 전 유역에 걸쳐 비교적 양호한 결과를 나타내고 있다.

이상과 같은 결과는 국내 소하천 유역과 재해영향평가 대상유역자료를 사용하여 각 공식마다 지체시간을 정량화한 수치를 통해 비교한 것으로 이러한 비교 검토를 통하여 국내 소하천 유역과 재해영향평가 대상유역에서 적합한 지체시간 공식을 제시하는데는 홍수도달시간과 같이 어려움이 따른다.

따라서 앞으로 국내 소하천 유역에 적합한 지체시간 공식을 유도하기 위해서는 소하천 유역에서 지속적이고 정도 높은 강우, 유출자료의 실측과 분석이 필요하다고 생각된다.

3.3 유효우량 산정방법의 선택

제2장 2.7에서 소개한 유효우량산정 방법은 각각 장단점을 가지고 있으며 적용대상 유역에서의 검정절차를 거쳐 가장 적절한 방법을 선택하는 것이 원칙이나 그렇지 못할 경우에는 적용의 객관성이 높은 방법을 선택하는 것이 바람직하다.

강우손실량의 계산에 의한 유효우량의 산정에 관한 5가지 방법의 검정은 대상유역에서 이미 발생한 호우의 강우ㆍ유출자료를 정밀 분석하여 이루어져야 하며, 그 결과로 얻어지는 손실우량 분리법이 실무에 사용되어야 한다.

소하천 계획에서는 설계강우에 대한 분석만이 취급되므로 전술한 바와 같이 검정된 유효우량 산정방법이 있는 경우에는 검정된 방법을 사용하면 되나, 그렇지 못한 경우에는 수문학자의 경험이나 공학적 판단을 바탕으로 적절한 방법을 선택하여 사용하되 유역의 개발전ㆍ후나 강우-유출 모형을 감안하여 일관성이 유지될 수 있도록 하여야 한다.

국내 실무의 경우는 우리나라 중소유역에 대한 유출량의 실측자료가 부족하여 강우손실량의 계산을 위한 위의 각종 방법이 설정되어 있지 않아 유효우량의 계산에 어려움이 많으나, 비교적 객관성이 높고 유역의 지상인자의 결정에 의해 계산이 가능한 미국 토양보존국(U.S. SCS; Soil Conservation Services)의 유효우량 산정법이 가장 많이 사용되고 있으므로 이 방법을 추천하고자 한다.

그러나 이 방법은 우리나라 유역에 대하여 실측자료로 검정된 방법이 아니므로 사용에 세심한 주의가 필요하다.

3.4 설계홍수량의 추정

설계홍수량을 추정하는 방법은 홍수량 자료를 이용하여 연최대홍수량(혹은 초과치계열)의 빈도해석에 의한 방법과 강우-유출해석을 통하여 산정하는 방법이 있다. 전자의 경우, 홍수량 자료의 관측기간이 길고 그 관측자료가 충분한 정도를 가지고 있는 경우에 적용할 수 있는 방법이나 우리나라의 경우 관측된 홍수량자료가 극히 미미하며, 특히 소하천 유역인 경우 그 자료는 전무하다고 할 수 있다.

우리나라는 현재까지 관측된 홍수량자료에 비하여 설계강우를 책정할 수 있는 강우자료는 비교적 정확도도 높고 충분하기 때문에 설계강우에 의한 설계홍수량의 산정방법이 사용되고 있다.

홍수유출 계산 방법을 선정할 때에는 대상유역의 대소, 유역 형태, 지질 및 식생피복, 주요 유출성분의 구성, 대상홍수의 규모 등을 고려해야 한다. 유역으로부터의 홍수유출을 계산하는 방법은 유역의 토지이용 상태로 보아 자연하천 유역인지 도시하천 유역인지에 따라 다른 방법이 사용될 뿐만 아니라, 자연하천 유역일 경우도 유역의 규모에 따라 상이한 유출계산 방법을 사용하는 것이 통상이다. 홍수유출 계산방법은 강우-유출 관계를 선형으로 보면 선형 유출계산법, 비선형으로 보면 비선형 유출계산

법으로 분류한다. 그 외 유출해석방법은 단순홍수량 공식에 의한 방법과 단위유량도 및 합성단위유량도법 그리고 유역추적법으로 대별할 수 있다. 여기에서는 이들 각각의 방법들에 대한 특성을 살펴보고자 한다.

3.4.1 실적자료가 있는 경우

(1) 빈도해석

가. 홍수량에 대한 자료를 약 30년 이상의 장기간에 걸쳐 보유하고 있는 경우에는 빈도해석기법을 이용하여 확률홍수량을 산정하고 이를 설계홍수량으로 정한다.

나. 홍수량 자료의 보유기간이 충분하지 않을 경우에는 연최대유량을 이용하여 빈도해석을 실시하는 것 보다는 초과치 계열을 이용하여 빈도해석을 실시한다.

다. 빈도해석의 방법은 하천시설기준(건설부, 1993)이나 다수의 수문학 문헌(이원환, 1990 ; 윤용남, 1994 ; Viessman과 Lewis, 1996) 등에 기술된 방법을 이용한다.

(2) 실적대표단위도에 의한 방법

가. 실적대표단위도의 작성

1) 단위도는 유역에 일정한 단위시간동안 일정한 강도로 균일하게 내리는 단위 유효강우로 인하여 발생되는 직접유출수문곡선으로 정의된다.
2) 강우의 지속기간이 일정하고 이 지속기간 동안의 강우강도는 시간-공간적으로 변하지 않고 일정하여야 하며 이러한 가정을 만족하기 위해서는 비교적 짧은 호우사상을 택하고 또 가능한 배수면적이 작은 유역을 택하여 단위유량도법을 적용하여야 한다.
3) 한 유역을 대표하는 대표단위도는 여러 개의 강우사상으로부터 유도된 단위도의 지속기간을 통일시킨 후 첨두유출량점의 좌표를 평균하여 정하고 이를 원점 및 단위도 기저시간의 종점과 연결시켜 단위도 아래의 면적이 단위유효우량(1mm)이 되도록 작성한다.
4) 비교적 소규모 유역에 적용하기 위해 Collins(1939)는 시행착오법에 의해 단위도를 유도하는 방법을 제시하였으며 Snyder(1955)는 최소자승법(Least Squares Method)을 이용하여 단위도를 유도하였고 Mays와 Coles(1980)는 선형계획법(Linear Programming)을 적용하여 단위도를 유도하는 방법을 제시하였다.

5) 이 외에도 조화함수법(Harmonic Analysis), 선형계획법(Linear Programing) 등을 이용하여 단위도를 유도할 수 있다.

6) 최소자승법의 원리는 관측 수문곡선과 예측수문곡선 사이의 종거차 즉, 편차(deviation)의 자승합을 최소로 하는데 근거하며, Snyder(1955)에 의해 처음 사용된 이후 여러 학자들에 의해 사용되어 왔으며, 소하천 유역의 경우 최소자승법을 사용할 것을 추천하는 바이다.

7) 직접유출수문곡선은 각 시간별 유효우량과 단위도 종거를 곱하여 산정된다. 그러므로, 직접유출수문곡선은 적절히 지체된 수문곡선의 합과 같은 의미를 지니게 되며 관측 수문곡선과 예측 수문곡선과의 편차를 최소로하는 최소자승법의 목적함수는 식 (2.37)과 같이 표현된다.

$$E = \min \sum_{i=1}^{N} [Q_0(i) - Q_c(i)]^2 \qquad (3.1)$$

여기서 E는 편차, $Q_0(i)$는 i번째 관측된 직접유출종거, $Q_c(i)$는 계산된 직접유출종거, N은 종거수이며 식 (3.1)의 목적함수는 각 미지수에 관하여 미분을 취한 값을 0으로 놓고 미지수에 관한 정규방정식(normal equation)을 풀어서 해를 구할 수 있다.

나. 실적대표단위도의 검정

1) 강우-유출모형으로 실적대표단위도를 이용하는 경우에 실측수문곡선과 모형으로 계산한 계산수문곡선의 적합성을 비교하여 판정하는 검정절차를 거친 후에 적용해야 한다.

2) 강우-유출모형에는 실측수문자료를 이용하여 결정해야 하는 매개변수(또는 정수)가 항상 포함되며, 대상유역에서의 강우・유출자료에 대응하는 매개변수가 최적인 모형을 구성해야 한다.

3) 계산치와 실측치의 합치정도를 검토할 경우에도 유출량의 첨두치의 일치에 중점을 둘 수도 있고 유출수문곡선 전체의 일치를 중시할 수도 있다.

4) 하천 제방 등의 건설을 위한 홍수유출계산의 경우에는 첨두유출량이 문제가 되므로 첨두치의 추정이 잘 되도록 하는 것이 좋으나, 큰 홍수를 저류하기 위한 대규모 저수지와 관련된 계산에서는 유출용적을 잘 맞추는 것이 더 중요하다.

다. 실적대표단위도에 의한 설계홍수량의 추정

1) 유출해석시의 입력자료인 계획강우량은 각 대상유역에서 설계빈도에 해당하는 주어진 재현기간의 확률 강우강도식 혹은 확률강우량도를 이용하여 계산한다.

2) 계획강우의 시간적 분포는 여러 가지 시간분포모형 중에서 최악의 유출상황을 발생시키는 강우의 시간분포모형으로 분석·보고된 Yen-Chow 후방집중형 분포를 이용한다(국립방재연구소, 1998a).

3) 계획강우의 지속기간으로는 강우-유출해석시 임계지속기간을 고려하여 유출량 계산을 할 필요는 없을 것으로 분석 보고한 연구성과(국립방재연구소, 1998b)를 바탕으로 하여 <표 3.4>와 <표 3.5>의 표준화 한 경험식으로부터 계산된 도달시간을 강우지속기간으로 택한다.

4) 유역면적이 비교적 큰 경우에는 유역면적계수를 고려하나, 유역면적이 비교적 작은 경우에는 유역면적계수를 고려하지 않아도 된다.

5) 계획강우의 우량주상도가 얻어지면 2.7에 언급한 유효우량 산정방법을 이용하여 유효우량주상도를 구한다.

6) 우리나라의 경우 비교적 객관성이 높고 유역의 지상인자의 결정에 의해 계산이 가능한 미국 토양보존국(U.S. SCS; Soil Conservation Services)의 유효우량 산정법이 가장 많이 사용되고 있으므로 이 방법을 추천하는 바이지만, 우리나라 유역에 대하여 실측자료로 검정된 방법이 아니므로 사용에 세심한 주의가 필요하다.

7) 이상의 순서에 의해 유효우량주상도가 작성되면 실적대표단위도에 적용시켜 계획유출수문곡선을 얻으며, 이로부터 첨두유출량 등을 얻는다. 이 때 기저유량을 고려한다.

3.4.2 실적자료가 없는 경우, 자연유역

(1) 합리식

가. 합리식에 의한 첨두유량 계산

1) 한 유역의 첨두유량은 유역면적만의 함수는 아니며 기타 다른 요소, 예를 들면 강우강도라든지 유역의 경사 및 식생피복, 또는 홍수의 빈도 등에 의해서도 크게 영향을 받는다.

2) 따라서, 이들 제반 요소를 고려하는 간단한 유출량 계산공식으로 합리식이 제안되었으며, 이는 유역의 형상을 하도에 대하여 대칭인 직사각형으로 가정하고 빗물이 유역의 사면을 일정속도로 유하하여 하도로 유입하는 것으로 본다.

3) 또한 유역의 최원점에 내린 비가 유역출구에 도달하기까지의 시간을 홍수 도달

시간이라 보고 이 시간에 해당하는 특정 발생빈도의 최대강우강도에 유역의 물리적 상태를 나타내는 유출계수와 유역면적을 곱하여 첨두유량을 계산하게 된다.

4) 합리식에 의한 첨두유량의 계산은 다음 식에 따른다.

$$Q = \frac{1}{3.6} C I A \quad (3.2)$$

여기서 Q는 첨두유량(m^3/s), C는 무차원의 유출계수, I는 도달시간을 강우지속시간으로 하는 특정발생빈도의 강우강도(mm/hr), 그리고 A는 유역면적(km^2)을 각각 의미한다.

5) 합리식은 다음과 같은 가정하에 제안된 공식이므로 이하의 가정에 가급적 가까운 유출특성을 가지는 유역에 적용함이 바람직하다.

① 어떤 강우강도 I의 강우에 의한 유출량 Q는 그 강도의 강우가 유역의 도달시간과 같거나 더 큰 시간동안 계속될 때 최대치에 도달한다.

② 강우의 지속시간이 유역의 도달시간과 같거나 길 때 강우강도 I인 강우에 의한 첨두유량 Q_p는 그 강우강도 I와 직선적 관계를 가진다.

③ 첨두유량의 발생확률은 주어진 도달시간에 대응하는 강우강도의 발생확률과 동일하다.

④ 유출계수 C는 각각 다른 발생확률을 가지는 강우-유출 사상에 관계없이 동일하다.

⑤ 유출계수 C는 어떤 유역에 내리는 모든 강우에 대하여 동일하다.

6) 지금까지의 연구조사 결과에 따르면, 상술한 합리식의 전제조건들은 강우의 침투 및 저류효과가 적은 도시화된 유역 및 수원부 계류의 소하천 유역에 잘 맞는 것으로 알려져 있다.

7) 일반적으로 유역면적이 커지면 저류효과가 커지고 합리식의 선형 강우-유출관계 가정이 성립되지 않으므로 사용에 주의를 요한다.

8) 따라서, 합리식을 적용할 수 있는 유역면적의 크기는 대략 $2.5km^2$ 이하(Ponce, 1989)로 알려져 있으나 가급적 작은 유역에 적용해야 신뢰도가 높다.

9) 이상에 언급한 바와 같이 합리식은 홍수의 첨두유량을 추산하기 위한 간편한 방법으로서 저류효과를 고려할 필요가 없는 소하천 유역에 국한하여 사용함이 원칙이다.

나. 합리식에 사용되는 유출계수

1) 유출계수는 유역의 형상, 지표면 피복상태, 식생 피복상태 및 개발상황 등을 감안하여 결정하지만 일반적으로 다음 값을 계획의 표준으로 하며, <표 3.7>과 <표 3.8>은 토지이용에 따른 유출계수의 범위를 나타낸 것이다.

<표 3.7> 토지 이용도에 따른 합리식의 유출계수 범위

토 지 이 용		C
상업지역	도심지역	0.70-0.95
상업지역	근린지역	0.50-0.70
주거지역	단독주택	0.30-0.50
주거지역	독립주택단지	0.40-0.60
주거지역	연립주택단지	0.60-0.75
주거지역	교외지역	0.25-0.40
주거지역	아파트	0.50-0.70
산업지역	산재지역	0.50-0.80
산업지역	밀집지역	0.60-0.90
공원, 묘역		0.10-0.25
운동장		0.20-0.35
철로		0.20-0.40
미개발지역		0.10-0.30
도로	아스팔트	0.70-0.95
도로	콘크리트	0.80-0.95
도로	벽돌	0.70-0.85

토 지 이 용				C
차도 및 보도				0.75-0.85
지붕				0.75-0.95
잔디	사질토		평탄지	0.05-0.10
잔디	사질토		평균	0.10-0.15
잔디	사질토		경사지	0.15-0.20
잔디	중토		평탄지	0.13-0.17
잔디	중토		평균	0.18-0.22
잔디	중토		경사지	0.25-0.35
농경지	나지		평탄한 곳	0.30-0.60
농경지	나지		거친곳	0.20-0.50
농경지	경작지	사질토	작물 있음	0.30-0.60
농경지	경작지	사질토	없음	0.20-0.50
농경지	경작지	중토	작물 있음	0.20-0.40
농경지	경작지	중토	없음	0.10-0.25
농경지	초지	사질토		0.15-0.45
농경지	초지	중토		0.05-0.25
농경지	산림지역			0.05-0.25

<표 3.8> 합리식 유출계수의 지형과 지질에 따른 보정(Stephenson, 1981)

지표 상황	기본 유출계수	보정치 : 가감량
나 지	0.40	경사 < 5%: -0.05
초 지	0.35	경사 > 10%: +0.05
경작지	0.30	재현기간 < 20yr: -0.05
삼 림	0.18	재현기간 > 50yr: +0.05
		연평균 강수량 < 600 mm: -0.03
		연평균 강수량 > 900 mm: +0.03

2) 일반적으로 유출계수의 값에 대해서는 특히 유역의 개발로 인하여 큰 변화를 받는 일이 많다. 따라서 계획치로 채용하는 유출계수는 개수시점에서 예상되는 개발계획 등을 충분히 고려해 둘 필요가 있다.

다. 합리식의 홍수 도달시간

1) 유역의 홍수 도달시간은 해당 유역의 유출특성을 조사하여 결정한다.
2) 합리식에 이용하는 홍수 도달시간은 원칙적으로 강수가 유역에서 하도에 이르는 유입시간과 하도내의 홍수전파시간(유하시간)의 합으로 한다.
3) 유하시간은 일반적으로 SCS 지체시간 공식에 의한 값 또는 적당한 하도평균유속을 가정해서 계산하고 하도계획 책정 후에 하도평균유속의 계산치와 비교하여 가정치와 계산치의 차이가 큰 경우에는 다시 계산한다.
4) 유입시간은 장래의 토지이용계획, 유사구역의 상황 등을 고려하여 결정하는 것으로 하지만 다음 값을 표준으로 하여도 좋다.

산지 유역	면적 $A=2\ km^2$; 30 min
특히 급경사면 유역	면적 $A=2\ km^2$; 20 min
하수도 정비 구역	면적 $A=2\ km^2$; 30 min

5) Rziha 식은 유하시간을 구하는 식으로서 계획책정에 사용하는 경우 보통의 유량에서는 일반적으로 과소한 값을 나타냄으로 SCS 지체시간 공식에 따르는 것을 원칙으로 한다.

라. 합리식의 강우강도

1) 합리식에서 사용되는 강우강도 I는 전술한 바와 같이 유역의 홍수 도달시간과 동일한 강우 지속기간 동안에 특정 발생확률로 내릴 수 있는 최대 강우강도로서 단시간 호우로부터 작성된 지속기간별 연최대치 또는 연초과치 계열의 빈도해석에 의해 강우 재현기간별로 결정되며, 여러 가지 형태의 강우강도식으로 표시될 수 있으며 2.4.3의 내용을 참조한다.

Talbot 형 :

$$I = \frac{a}{t + b} \tag{3.3}$$

Sherman 형 :

$$I = \frac{c}{t^k} \tag{3.4}$$

Japanese 형 :

$$I = \frac{d}{t^e + f} \tag{3.5}$$

여기서, I는 강우강도(mm/hr), t는 강우지속기간(min), a, b, c, d, e, f 는 각 대상지점에 따라 정해지는 상수이다.

(2) 합성단위유량도

합성단위도법은 단위도의 특성변수들을 유역의 유출특성을 지배하는 지상 인자들과 상관시킴으로써 수문자료가 없는 미계측 유역에 대한 단위도를 작성하는 방법이다.

이 방법은 단위도의 특성변수인 첨두유량점에서의 유량과 발생시각, 유출기저시간의 종점시각 등이 유역의 지상인자인 유역면적, 유로연장 및 경사 등과 높은 상관성을 가진다는 전제하에 이들 특성변수들을 경험공식으로 계산하여 단위도를 작성하는 방법이며, 작도시 단위도 아래의 면적이 유역전반에 걸친 단위유효우량(1cm)과 같아야 한다.

단위도의 특성변수 결정을 위한 경험공식은 광범위한 유역내 여러 중·소유역에서 계측된 수문자료로 부터 유도된 단위도의 특성변수를 해당 유역의 지형특성인자와 상관시켜 결정되는 것이므로 지역화된 공식이라 할 수 있다.

지금까지 제안된 합성단위도법에는 여러 가지가 있으며 대표적인 방법에는 Snyder 방법, 미국 토양보존국(Soil Conservation Service) 방법, 일본의 Nakayasu 합성단위도법 등이며, 우리 나라의 경우 한강, 금강 및 낙동강 유역에 대하여 Snyder 합성단위도법에 관한 연구를 수행한 바 있으나 연구 당시의 수문 자료부족으로 신뢰도가 낮아 공인되지는 못하고 있는 실정이다(한국건설기술연구원, 1988).

가. Snyder 합성단위도법

1) 이 방법은 미국 Appalachian 산맥지역의 여러 계측유역에 대한 분석으로 개발되었으며, 단위도의 첨두유량의 크기 및 발생시각과 단위도의 기저시간 길이를 유역의 지형특성인자와 상관시키는 경험공식을 사용하여 3개점을 매끈하게 연결시킴으로써 단위도를 작성하는 방법이다.
2) Snyder 합성단위도법은 지속시간 t_R인 단위도를 합성하기 위해 첨두유량의 발생시각(t_{PR}, hrs) 및 크기(Q_{PR}, ft^3/sec)와 유출 기저시간의 길이(T_R, day)를 각각 다음 식으로 계산하기 위해 사용한다.

$$t_{PR} = t_P + \frac{1}{4}(t_R - t_r) \qquad (3.6)$$

여기서 $t_P = C_t(L \cdot L_c)^{0.3}$, $t_r = t_P/5.5$ 이고, L, L_c는 각각 유역의 본류 연장(mi) 및 유역출구지점으로부터 유역중심에서 본류에 내린 수선의 교차점까지의 거리(mi)

이고 C_t는 유역특성 상수로서 미국 Appalachian 산맥 지역에서는 1.8 2.2의 값을 가지는 것으로 알려져 있다.

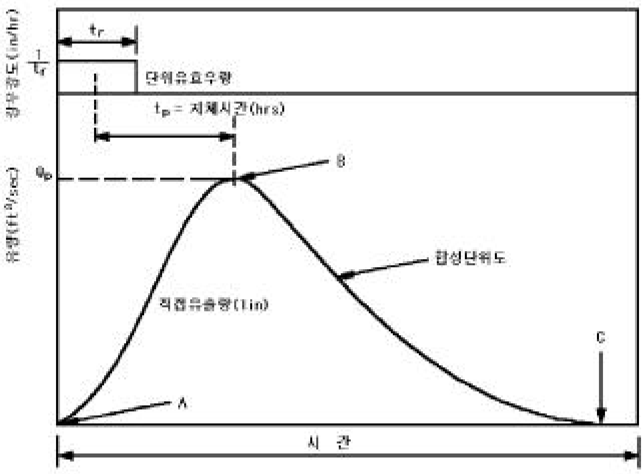
3) 한편,

$$Q_{PR} = C_P \frac{640A}{t_{PR}} \tag{3.7}$$

$$T_R = 3 + 3\left(\frac{t_{PR}}{24}\right) \tag{3.8}$$

여기서 A는 유역면적(mi^2), C_P는 유역특성변수로서 Appalachian 산맥지역에서는 0.56 0.69의 값을 가지는 것으로 알려져 있다.

4) Snyder 합성단위도는 결국 좌표점(0, 0), (t_{PR} + $0.5t_R$, Q_{PR}) 및 (T_R, 0)을 매끈하게 연결하되 스켓치가 된 단위도 아래의 면적이 1 inch의 직접 유출고가 되도록 하여야 하며, 이 방법에서 사용되는 단위제도는 영국단위제이므로 SI단위제로 계산하고자 한다면 단위환산이 필요하다.



<그림 3.6> Snyder 합성단위도

5) 미국 육군 공병단에서는 Snyder 방법에서 3점을 사용해서 단위도를 스켓치할 때 발생하는 주관적인 오차를 줄이기 위해 다음과 같은 경험식을 제안하여 4개점을 추가함으로써 보다 더 객관적인 스켓치가 가능하도록 하였다.

$$W_{50} = \frac{770}{q_P^{1.08}} \tag{3.9}$$

$$W_{75} = \frac{440}{q_p^{1.08}} \quad (3.10)$$

여기서 q_p는 단위 유역면적당 첨두유량($ft^3/sec/mi^2$)이고, W_{50}와 W_{75}는 각각 첨두유량의 50% 및 75%되는 유량에 해당하는 단위도의 시간폭(hrs)으로 해당 유량값에 대하여 첨두발생시간 1/3전, 2/3후 시각에 점을 표시하여 연결한다.

나. SCS 합성단위도법

1) 이 방법은 미국 토양보존국(U.S. Soil Conservation Service)에 의해 합성단위도를 작성하기 위하여 고안된 방법으로서 <그림 3.7>과 같은 무차원 단위도의 이용에 근거를 두고 있다.

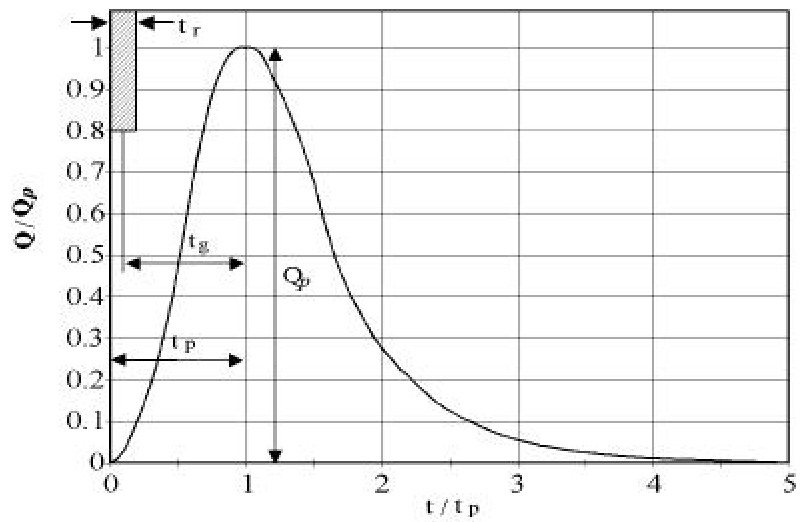
2) 이 무차원 수문곡선은 미국내 여러 지방의 대소 유역으로부터 얻은 실제의 단위도를 해석한 결과이며, 유역의 특성에 커다란 관계없이 적용할 수 있다는 장점이 있다.

3) 이 방법을 사용하여 단위도를 합성하기 위해서는 단위도의 첨두유량 Q_p와 그의 발생시간 t_p를 결정하여야 하며, 일단 Q_p, t_p가 결정되면 <그림 3.7>의 무차원곡선이나 <그림 3.7>을 만들기 위해 사용한 Q/Q_p, t/t_p의 비율을 나타낸 <표 3.9>를 사용하여 단위도를 합성하면 된다.

4) SCS 합성단위도법에서는 <그림 3.7>에서의 Q_p와 t_p를 산정하기 위한 식을 다음과 같이 추천한 바 있다.

$$t_p = \frac{1}{2} t_r + t_g$$
$$Q_p = \frac{484A}{t_p} \quad (3.11)$$

여기서 t_p는 강우시작 시간으로부터 첨두도달시간까지의 시간(hr), t_r은 강우의 지속기간(hr), t_g는 우량의 질량중심으로부터 첨두유량 도달점까지의 시간, 즉, 유역의 지체시간(hr), Q_p는 첨두유량(ft^3/sec), 그리고 A는 유역면적(mi^2)이다.



<그림 3.7> SCS 무차원 단위도

<표 3.9> SCS 무차원 단위도의 비율에 따른 시간별 종거

t/t_p	Q/Q_p	t/t_p	Q/Q_p	t/t_p	Q/Q_p	t/t_p	Q/Q_p
0	0	0.9	0.990	1.7	0.460	3.0	0.055
0.1	0.030	1.0	1.000	1.8	0.390	3.2	0.040
0.2	0.100	1.1	0.990	1.9	0.330	3.4	0.029
0.3	0.190	1.2	0.930	2.0	0.280	3.6	0.021
0.4	0.310	1.3	0.860	2.2	0.207	3.8	0.015
0.5	0.470	1.4	0.780	2.4	0.147	4.0	0.011
0.6	0.660	1.5	0.680	2.6	0.107	4.5	0.005
0.7	0.820	1.6	0.560	2.8	0.077	5.0	0
0.8	0.930						

5) **유역면적은** t_g**에 가장 큰 영향을 주는 인자로서**, SCS**에서는 유역면적이 작은 경우(약** 2,000acre = 8.09372km2 **이하)에** t_g**를 결정하기 위한 공식을 다음과 같이 제안한 바 있다**.

$$t_g = \frac{L^{0.8}(S+1)^{0.7}}{1900Y^{0.5}} \tag{3.12}$$

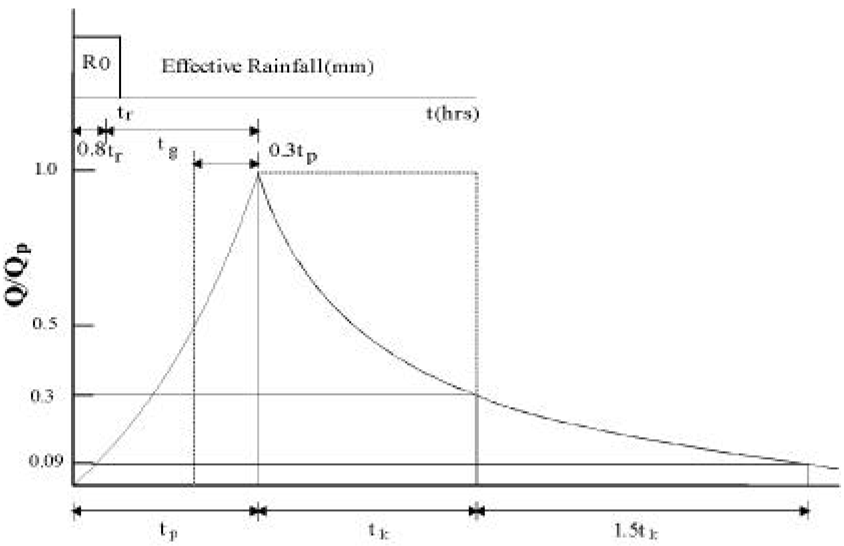
여기서 L은 하천의 총연장(ft), Y는 유역의 평균경사(%), S는 SCS의 유효우량 산정법에서의 지표토층의 최대 잠재저류량(inch)으로서 S=(1000/ CN) - 10의 관계를 가진다. 여기서 CN은 유출곡선지수이다.

다. Nakayasu 합성단위도법

1) Nakayasu 방법은 SCS 방법과 같이 무차원 단위도의 특성치를 일련의 경험공식으로 결정하여 단위도를 합성하는 방법으로 일본내 중·소유역을 대상으로 개발되었으나 국내 수문실무에 널리 사용되어 왔다.

2) Nakayasu는 Horner와 Flynt가 소유역에서의 수문자료 분석으로 유도한 단위도를 일본 하천유역에 적용하여 단위도 특성치를 다음과 같이 결정하여 합성단위도를 작성할 수 있도록 하였으며, 기초 수문자료가 부족하고 산지유역인 곳에서 많이 사용되는 기법으로 그 개념도는 <그림 3.8>과 같다.

3) 단위도의 형상은 단위도상에서 수문곡선의 상승부와 하강부로 나누어 작성되며, 지속시간 t_r인 R_0의 유효우량으로 인한 단위도를 다음과 같은 식으로 산정한다.



<그림 3.8> Nakayasu 합성단위도

상승부 곡선 :

$$\frac{Q}{Q_p} = (t/t_p)^{2.4} \tag{3.13}$$

하강부 곡선 :

$$\frac{Q}{Q_p} = 0.3^{\frac{t - t_p}{t_k}} \quad : 0.3 < \frac{Q}{Q_p} \leq 1.0 \qquad (3.14)$$

$$\frac{Q}{Q_p} = 0.3^{\frac{t - t_p + 0.5t_k}{1.5t_k}} \quad : 0.3^2 < \frac{Q}{Q_p} \leq 0.3 \qquad (3.15)$$

$$\frac{Q}{Q_p} = 0.3^{\frac{t - t_p + 1.5t_k}{2t_k}} \quad : 0.3^3 < \frac{Q}{Q_p} \leq 0.3^2 \qquad (3.16)$$

여기서 Q_p는 지속시간 t_r인 R_0의 유효우량으로 인한 단위도의 첨두유량, Q는 강우시점으로부터의 임의시각 t(hr)에서의 유량, tr, 1.5tr, 2tr,는 유량이 Q_p에서 $0.3Q_p$로, $0.3Q_p$에서 $0.09Q_p$로, $0.09Q_p$에서 $0.027Q_p$로 각각 감소하는데 걸리는 시간, tp는 강우시점에서 첨두유량 발생시각까지의 첨두도달시간이며, t_g는 $0.8t_r$시각으로부터 첨두도달시간까지의 첨두유량 지체시간이다.

④ 첨두유량 지체시간 t_g(hr)와 t_k(hr)는 다음 식으로 표시된다.

$L \geq 15\,km$ 일 때 :

$$t_g = 0.4 + 0.058L \qquad (3.17)$$

$L < 15\,km$ 일 때 :

$$t_g = 0.21L^{0.7} \qquad (3.18)$$

$$t_k = 0.47(AL)^{0.25} \qquad (3.19)$$

여기서 L은 하천의 최대 유로연장(km), A는 유역면적(km^2)이다.

5) 지속시간 t_r인 R_0의 유효우량으로 인한 단위도의 첨두유량은 다음 식들로부터 구할 수 있으며, 식 (3.17) (3.19)를 이용하여 단위도를 합성할 수 있다.

$$\int_0^{\infty} Q\,dt \cong Q_p(0.3t_p + t_k) = 0.2778R_0A \qquad (3.20)$$

$$Q_p = \frac{0.2778AR_0}{0.3t_p + t_k} \qquad (3.21)$$

(3) 유역추적방법

유역 홍수추적법은 하천유역을 일련의 저수지 또는 일련의 저수지와 하도로 구성되었다고 가정하여 각각의 저수지를 통해 다음과 같은 저류방정식을 풀이하는 수문학적

홍수추적방법으로 순간단위도를 유도한 후 이를 적용하여 특정 호우로 인한 홍수유출수문곡선을 계산하거나 또는 저수지로의 유입량을 직접 계산하여 저류방정식에 입력하여 유출량을 구함으로써 홍수유출수문곡선을 얻게 된다.

즉,

$$I - O = \frac{dS}{dt} \tag{3.22}$$

여기서 I와 O는 저수지로의 시간별 유입량(m^3/sec) 및 유출량(m^3/sec)이고, S는 저수지내 저류량(m^3, 또는 (m^3/sec)・day)이다.

이들 추적방법에는 저수지의 저류량(S)과 유출량(O)의 관계를 선형으로 가정하는 선형모형, 이들 관계를 비선형으로 가정하는 비선형모형이 있다.

전자에 속하는 대표적인 모형에는 Clark 모형과 Nash 모형이 있으며, 후자에 속하는 대표적인 모형은 우리나라 홍수예경보 프로그램에 사용되고 있는 저류함수법이다.

가. Clark 모형

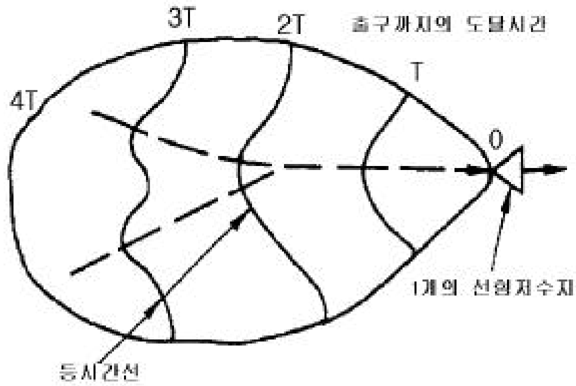
1) 기본개념

① 이 방법은 유역의 홍수 도달시간-누가면적 관계를 사용하여 자연하천 유역에 순간적으로 내리는 단위유효우량을 홍수추적 절차에 의해 추적계산함으로써 유역의 순간단위도를 작성하는 방법으로 강우로 인한 전이 뿐만 아니라 유역의 저류효과까지 고려하는 방법이다.

② 이 방법으로 순간단위도가 유도되면 원하는 지속시간의 단위도로 변환이 가능하다.

③ Clark의 유역추적법은 <그림 3.9>와 같이 해당유역의 출구에 1개의 저수지가 있다고 가정하여 유역전반에 순간적으로 내린 단위유효우량(1cm)으로 인한 유수가 단순전이에 의해 저수지에 유입하여 저수지의 저류추적 과정을 거치는 것으로 가정하여 홍수추적함으로써 유역의 순간단위도를 계산하게 된다.

④ 저수지로의 유입수문곡선은 시간-면적곡선을 이용하여 단순전이에 의해 계산한다.



<그림 3.9> 유역 출구지점에서 저류되도록 전이하는 모형 과정

⑤ 유역의 순간단위도가 일단 계산되면 원하는 지속기간 단위도로의 변환은 정수배하는 방법으로 쉽게 이루어지며, 이를 설계 우량주상도에 적용함으로써 설계 유출수문곡선을 계산할 수 있다.

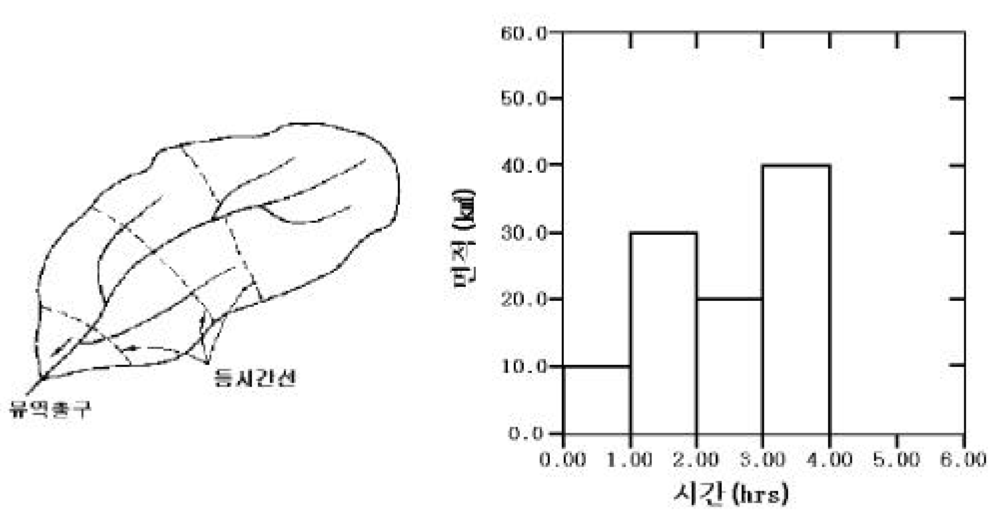
⑥ 이 방법을 특정 호우사상에 국한하여 적용하고자 할 경우에는 순간단위도의 유도과정을 거치지 않고 시간-면적곡선에 우량주상도를 적용하여 출구 저수지로의 유입수문곡선을 계산하여 홍수추적함으로써 직접 유역출구지점에 대한 설계 유출수문곡선을 계산할 수도 있다.

2) 시간-면적곡선의 작성

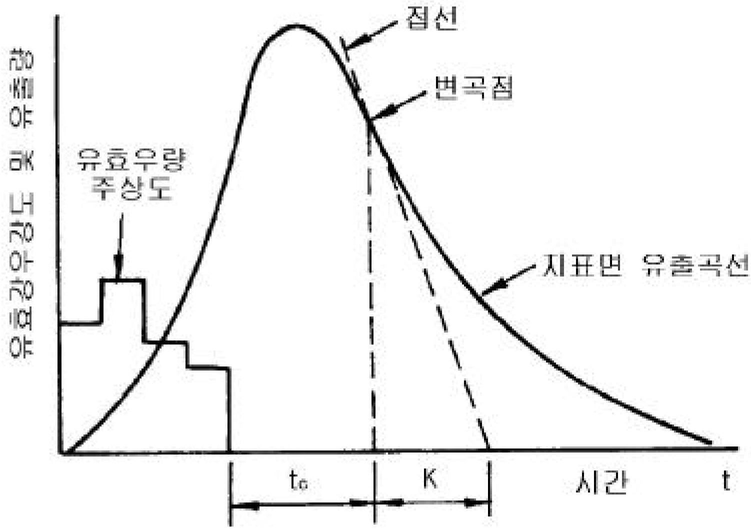
① 유역출구 지점의 유출량에 기여하는 시간구간별 배수면적을 표시하는 주상도를 시간-면적 주상도라 하며, 이는 유역출구까지의 홍수도달시간이 동일한 점을 연결하는 등시간선을 그려 전유역을 몇 개의 소유역으로 구분한 후 작성하게 된다.

② 시간-면적주상도는 <그림 3.10>과 같이 등시간선에 의한 소유역 구분으로 작성될 수 있다.

③ 등시간선에 의한 소유역 구분을 위해서는 우선 전유역의 홍수도달시간(또는 집중시간) t_c를 결정하여야 하며 실측 유출수문곡선이 있을 경우에는 <그림 3.11>에서와 같이 결정하나 없을 경우에는 SCS 지체시간 공식, Rziha 공식 등에 의해 계산하게 된다.



<그림 3.10> 시간 - 면적곡선의 작성



<그림 3.11> K와 C의 정의

④ **일단 전유역의 도달시간**(t_c)**이 결정되고 나면 유로길이**(L)**를** t_c**로 나눔으로써 평균유속**(V)**를 계산할 수 있으며, 유로를 따른 홍수류의 평균유속이 전하도구간에 걸쳐 대체로 일정하다고 가정하고 본류를 따라 등시간 구간으로 구분하며, 지표면을 통한 유하속도는 하도에서의 유하속도보다 느리고, 경사가 대체로 큰**

지류하천에서의 유속은 본류하도에서 보다는 빠른 점을 감안하여 적절한 판단으로 등시간선을 그리게 된다.

⑤ 이와 같이 등시간선으로 전유역을 여러 개의 소유역으로 구분하고 나면 등시간선간의 면적을 도상측정하여 전시간폭이 t_c인 시간-면적주상도를 얻게 된다.

3) 유역추적에 의한 순간단위도의 유도

① Clark 방법에 의한 유역의 순간단위도는 <그림 3.9>와 같은 유역에 순간적으로 내리는 단위유효우량(1cm)으로 인한 유역출구점으로의 유입수문곡선을 계산하여 이를 출구부에 가정한 선형저수지를 통해 홍수추적하여 유도한다.

② <그림 3.9>와 같은 유역에 순간적으로 내리는 단위유효우량으로 인해 유역 출구지점 저수지로 등시간 구간 Δt 시간동안 유입하는 유출량은 다음 식으로 표시된다.

$$I_i = \frac{1}{0.36}\frac{A_i}{\Delta t} \tag{3.23}$$

여기서 I_i는 시간구간 i에서의 유입량(m^3/sec)이며, A_i는 i번째 시간구간에 포함되어 있는 소유역면적(km^2)이다.

③ 선형 저수지 가정에 따르면 저류량과 유출량의 관계는 다음과 같다.

$$S = KO \tag{3.24}$$

여기서 S는 저수지의 저류량($m^3/sec \cdot hr$), O는 저수지로 부터의 유출량이며, K는 저수지의 저류상수(hrs)이다.

④ 식 (3.24)를 저류 방정식에 넣고 계산시간 구간Δt 단위별로 유출량을 계산하는 식으로 정리하면 다음과 같다.

$$O_2 = m_0 I_2 + m_1 I_1 + m_2 O_1 \tag{3.25}$$

여기서 I_1, I_2는 시간구간 Δt의 시점 및 종점시각에서의 유입량(m^3/sec)이고 O_1, O_2는 각각 유출량(m^3/sec)을 표시한다.

또한

$$m_0 = \frac{0.5\Delta t}{K + 0.5\Delta t} \tag{3.26}$$

$$m_1 = \frac{0.5\Delta t}{K + 0.5\Delta t} \tag{3.27}$$

$$m_2 = \frac{K - 0.5\Delta t}{K + 0.5\Delta t} \tag{3.28}$$

⑤ 식 (3.25)에 의한 추적계산을 위해서 $O_1 = 0$으로 하여 계산을 시작하며 m_0, m_1, m_2는 식 (3.26) (3.28)에 의해 계산되므로 저류상수 K값의 결정이 필수적이다.

4) 저수지의 저류상수의 산정

① Clark 방법에 필요한 저류상수 K는 유역출구에 대한 홍수 수문곡선 실측자료가 있을 경우와 없을 경우 각각 다른 방법으로 추정한다.

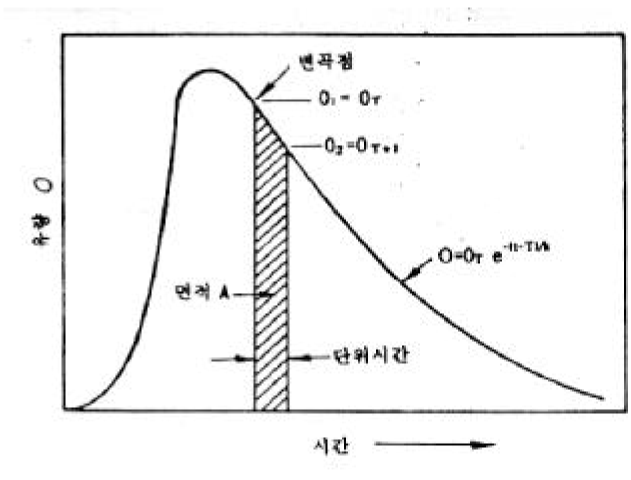
② 홍수 수문곡선 자료가 있을 경우의 첫번째 방법은 <그림 3.11>에 표시한 바와 같이 수문곡선의 변곡점에서의 유량 O_T를 그 점에 그은 접선의 경사(dO/ dt)로 나누어 주는 방법이다. 즉,

$$K = \frac{-O_T}{\left(\frac{dO}{dt}\right)_T} \tag{3.29}$$

③ 두번째 방법은 <그림 3.12>에서와 같이 변곡점으로 부터 미소시간 ΔT 만큼 떨어진 시간구간의 수문곡선 아래면적 A(m³/ sec・hr)을 ΔT의 시점 및 종점시각 유량차 $(O_1 - O_2)$(m³/ sec) 로 나누어 주어 계산하는 방법이다. 즉,

$$K = \frac{A}{(O_1 - O_2)} \tag{3.30}$$

④ 이상의 방법은 이론적으로는 타당하나 실제자료로 부터 K값을 계산할 경우 수문자료나 분석자에 따라 큰 편차를 보이므로 사용에 주의를 요한다.



<그림 3.12> K값의 결정

⑤ 우리나라의 경우는 Clark 방법을 계획홍수량의 결정에 많이 사용하고 있으나 K값이나 전술한 바 있는 t_c의 결정을 위한 지역공식이 아직 개발되어 있지 못한 실정이므로 현명한 공학적 판단이 요구된다.

5) 순간단위도를 사용한 설계 홍수수문곡선의 계산

① Clark 방법으로 순간단위도가 유도되면 설계 유효우량주상도의 시간구간을 지속시간으로 하는 단위도로 변환시킨후 이를 적용함으로써 설계 홍수수문곡선을 계산할 수 있다.

② 전술한 절차에 의해 유역의 순간단위도가 유도되면 채택된 설계 유효우량 주상도의 시간구간과 동일한 시간을 지속기간으로 하는 단위도로 정수배하는 방법으로 쉽게 변환할 수 있다.

③ 이와 같이 단위도의 지속기간을 설계 유효우량 주상도의 시간구간과 일치시키고 나면 단위도에 시간구간별 유효우량을 적용하여 비례가정으로 축차계산하고 이를 중첩가정으로 단순 합산함으로써 직접 홍수유출수문곡선을 얻게 되며 여기에 기저 유출수문곡선을 적절히 합산하면 설계 홍수 수문곡선을 작성할 수 있다.

6) Clark 방법에 의한 설계 홍수 수문곡선의 직접 계산

① Clark 방법에 의하면 유역의 순간단위도를 유도하지 않고 시간-면적곡선에 설계 유효우량도를 적용하여 설계 직접유출수문곡선을 직접 계산할 수도 있다.

② 순간단위도를 유도해 두면 원하는 지속기간의 단위도로 마음대로 변환이 가능하므로 여러 가지 시간구간의 유효우량주상도에 상응하는 홍수유출수문곡선의 계산이 가능하다.

③ 그러나, 어떤 특정 시간구간의 단일 유효우량주상도에 대한 홍수 유출계산만을 하고자 할 경우에는 다음의 절차에 의해 Clark 방법에 의한 직접 계산도 가능하다.

④ 첫째로, 대상 유효 우량주상도의 시간구간과 동일한 시간구간을 사용하여 등시간선을 그려 시간-면적주상도를 작성한다.

⑤ 둘째로, 단순 유수 전이를 가정하여 다음 식에 의해 저수지로의 유입수문곡선의 종거 $I_j(m^3/sec)$를 계산한다.

$$I_j = \frac{1}{0.36} \sum_{i=1}^{j} R_i A_{j+1-i} \tag{3.31}$$

여기서 R_i는 시간구간(Δt)별 유효강우강도(cm/hr)이며, A_{j+1-i}는 등시간선도의

면적(km^2)이다.

⑥ 셋째로, 식 (3.31)로 계산된 유입수문곡선을 식 (3.32)에 의해 저류추적하여 유출수문곡선을 계산한다. 이 추적을 위해서는 K값의 추정과 식 (3.26) (3.28)에 의한 m_0, m_1, m_2의 계산이 필요하다.

나. Nash 모형

Nash 모형은 저수지의 저류량과 유출량의 관계를 S = KO로 가정하는 선형모형으로 유역출구에 n개의 동일한 선형저수지가 위치한다고 가정하여 다음 식으로 유역의 순간단위도의 종거를 계산한다.

$$O_n(t) = \frac{1}{K(n-1)!}\left(\frac{t}{K}\right)^{n-1} e^{-t/K} \tag{3.32}$$

여기서 $O_n(t)$는 유역 출구지점에서의 시각(t)별 유출량이고, K는 저수지의 저류상수이다.

식 (3.32)는 유역 전반에 걸쳐 순간적으로 내린 단위유효우량(1cm = 10mm)을 <그림 3.13>에서와 같이 유역출구에서의 n개의 가상 저수지를 통해 선형추적하여 순간단위도의 종거치(cm/hr)를 계산하는 식으로서 $O_n(t)$에 유역면적 A(km^2)를 곱한 후 m^3/sec 단위로 환산하면 시각별 유출량으로 표시되는 유역 순간단위도가 된다.

식 (3.32)에 의한 계산을 위해서는 가상 저수지의 수 n과 저류상수 K값의 결정이 필요하며, 이는 K・n = t_g (유역지체시간, hrs) 라는 가정하에 실측자료에 의한 검정과정에 의해 K와 n값을 적절히 결정함이 원칙이다.

수문자료가 없을 경우에는 다음과 같은 경험식으로 K(hrs)값을 결정하고 n= t_g/K로 정하여 식 (3.32)에 의해 순간단위도를 계산한다.

Clark 식 :

$$K = C\frac{L}{\sqrt{S}} \tag{3.33}$$

Linsley 식 :

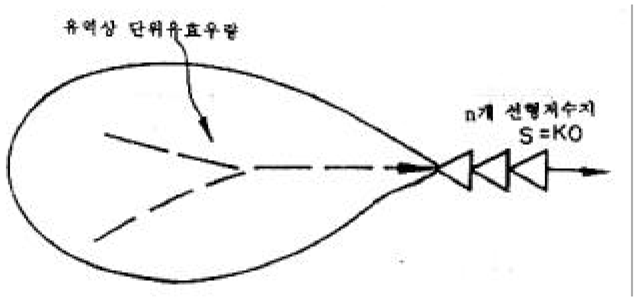
$$K = \frac{bL\sqrt{A}}{\sqrt{S}} \tag{3.34}$$

여기서 L은 유로연장(km), A는 유역면적(km^2), S는 유로경사(%)이며 C는 0.5 1.4, b는 0.01 0.03의 값을 가지는 상수이다.

이상과 같이 $O_n(t)$의 계산에 의해 순간단위도가 계산되면 이를 정수배하는 방법으로 t_r시간 단위도로 변환한 후 설계 유효우량주상도에 이를 적용함으로써 완전한 형태의

직접유출수문곡선을 얻을 수 있다.

본 방법은 국내 유역에 한정적으로 검정된 바 있으나, K와 n값이 유출사상별로 크게 변화할 뿐만 아니라 기저유량의 분리방법에 따라서도 대단히 민감하며 첨두유출량이 대체로 너무 크게 계산되는 것으로 알려져 있어 우리나라 유역에 대한 보다 폭 넓은 검정없이는 사용에 큰 무리가 있는 방법이라 생각된다.



<그림 3.13> Nash 모형

3.3.3 실적자료가 없는 경우, 도시유역

(1) 도시유출해석의 특성

도시화가 진행되고 있는 지역에서의 유출 변화 인자를 살펴보면 다음과 같다.

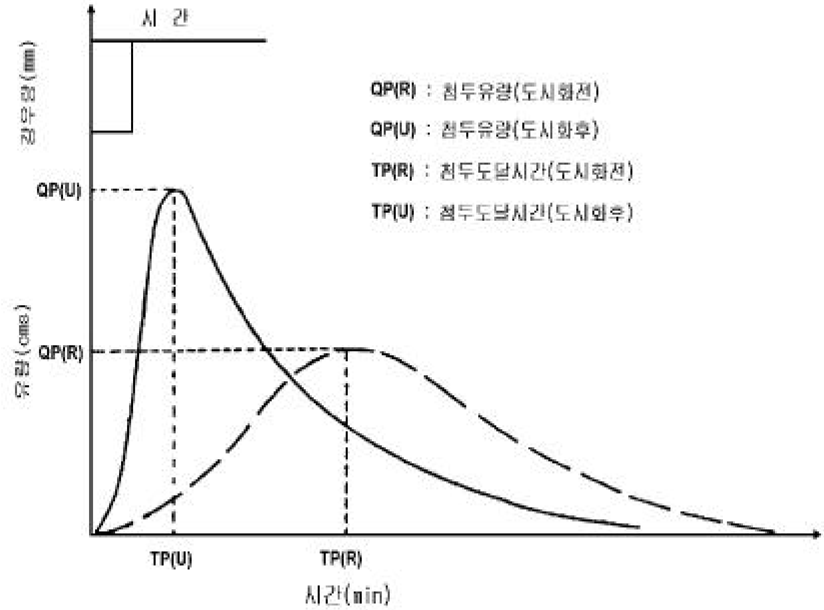
첫째, 집수유역이 대부분 불투수성 표면으로 포장된다는 것이다. 즉 침투가 거의 이루어지지 않는 지붕, 도로, 보도, 주차장 등으로 인해 유출계수가 증가하여 첨두유량과 유출용적이 증가하게 된다. 또한 요면저류량도 상당히 감소하며 도시 생활로 인하여 발생되어 가라앉은 먼지, 토사, 여러 가지의 오염 물질이 불투수성 표면에 쌓이게 되며 비가 오는 동안 유출에 의하여 씻겨간다.

둘째, 수로의 수리학적 통수능이 증가하는 것이다(Hromadka 등, 1991). 즉, 도시화가 진행되면서 자연 하천이 곧게 개선되며 수심도 깊어지고 또한 수로벽이 콘크리트 등으로 정비된다.

셋째, 하수관거와 각종 배수시설이 설치되어 수로에서 유속이 빨라지기 때문에 첨두유출량 도달시간이 빨라지게 되며 불투수성 표면의 증가와 수리학적 통수능의 증가로 인하여 총유출량과 첨두유출율이 증가하게 된다. 따라서, 강우에 의한 유출량이 도심지 유역의 하류 지점에 일시에 많은 양이 집중하게 되며, 자연 하천일 때보다 첨두

유출량의 도달시간도 빨라진다. 이를 유출수문곡선으로 비교하면 다음 <**그림** 3.14>**와 같다(전병호,** 1989).

넷째, 식생피복의 변화는 토양의 침투능에 영향을 주며 토지이용의 변화는 유출량과 도달 시간에 중요한 영향을 끼치게 된다. 따라서 토지이용의 변화가 주는 대표적인 영향에는 첨두유출 특성의 변화, 총유출량의 변화, 수질의 변화, 자연경관의 변화 등을 들 수 있다.



<그림 3.14> 도시화 전 · 후의 유출수문곡선의 특성 변화

(2) 개발로 인한 도시수문량의 변화

개발로 인한 도시수문량의 변화양상을 살펴보기 위해 우선 수문순환과정을 살펴보면, 강우로부터 시작되는 수문유출과정은 차단과 증발산, 침투 등의 손실과 표면 유출, 중간유출 등으로 해당유역을 떠날 때 끝난다.

유출과정에서 표면저류의 형태로 남는 양은 도시유역의 경우에 자연유역보다 훨씬 적다. 표면저류량은 강우가 끝난 후 침투를 통해 손실되거나 증발을 통해 손실되어진다. 이처럼 강우가 유출로 진행되는 동안 고려할 수 있는 침투과정과 표면저류과정 그리고 지표면 유출과정에 있어 도시유역의 경우 자연유역과는 그 양과 형태에 있어

상당한 차이를 보여준다. 즉, 도시유출지역은 불투수면적이 크므로 투수지역이 대부분인 자연상태의 지역과는 다소 그 특성이 다르다. 투수지역에 내린 강우는 침투 및 저류에 의한 물의 손실이 유출해석에 중요한 의미를 가진다. 그러나 주차장, 도로 등과 같이 불투수표면에 내린 강우에 대하여는 침투와 지표저류량은 전체유출에 비하여 극히 미미하여 그 영향은 무시된다. 이처럼 도시화가 이루어진 유역에서는 이전과는 다른 수문양상을 띠게 되며, 이들 변화양상을 살펴보면 다음과 같다(전병호, 1989).

가. 지표면의 변화

1) 도시화가 진행되면서 불투수면의 증가로 우수가 침투하기 어려운 지역으로 변화되며, 이와 같은 불투수성 지역은 도시화가 진행됨에 따라 그 비율은 점점 증가하게 된다.
2) 불투수성 지역의 증가는 유효 우량의 증가로 나타나고 이는 유출계수가 증가하는 것을 의미한다.
3) 지표면에서의 도로포장이나 주차장 건설과 주택 건설, 그리고 배수로나 하수도 측구의 정비로 우수의 유하저항요소인 표면 조도 계수가 감소된다.
4) 이와 같이 지표면의 상태 변화에 따라 조도 계수가 감소하여 유출율은 증가되고 홍수도달시간이 단축되므로 같은 우량이라 할 때 출구의 최대유량은 도시화 이전에 비해 크게 증대된다.

나. 기상의 변화

1) 도시유역으로 변화되어지는 과정에서 지상의 피복 상황이 변화하여 도시화가 진행될수록 외곽의 산림이 적어지고 녹지 유역이 차지하는 면적이 줄어들어 장기적으로는 기후까지 서서히 달라지게 된다.
2) 도시화 과정이 진행될수록 도로의 포장, 하천 복개로 지표면의 흙과 하천수의 노출 부분이 감소하여 새로운 도시 기후가 형성될 것이다.
3) 도시를 덮고 있는 각종 시설물의 재질도 목재에서 아스팔트와 콘크리트로 바뀌어져 열용량이나 흡수율이 달라지므로 도시 기후에는 적지 않은 영향을 주게 된다.
4) 도시유역에서는 산업체, 가정, 자동차 등으로부터 방출되는 연기, 배기가스와 같은 오염 입자로 인해 응결핵의 수가 많아지고 상승 기류가 형성되므로 대류성 구름발생과 소나기성 강우의 증가 가능성이 있다.

다. 도시하천 환경의 변화

1) 도시 하천의 유역은 개발 등에 의해 도시화가 급속히 진행되어 유역의 대부분

이 불투수층으로 변화하여 유역에 내리는 우수는 땅속으로 스며들지 못하고 한꺼번에 많은 양이 하천으로 흘러 들어가게 되어, 도시 하천은 자연 상태 시의 홍수량보다 늘어난 양을 안전하게 처리하기 위해 제방을 높이고 하천을 직선화하며 콘크리트 등으로 호안을 보강하였다.

2) 도시에서는 택지의 부족으로 홍수 범람이 우려되는 홍수터내에도 주택이 들어서게 되어 치수방재면에서 어려움이 커진다.

3) 도시로 인구가 집중되고 많은 시설물들이 들어서게 되어 많은 생활하수 및 폐수가 발생하게 되며, 하천이 가지고 있는 자정 능력 이상의 오염원이 유입되면서 하천은 썩어 간다.

4) 도시 유역은 상류부와 주변의 공장과 가정 등에서 배출되는 오염물질의 격증으로 환경 차원에서 커다란 수질오염의 공해원이 되고 있다.

5) 인구의 격증과 도시의 팽창에 따라 생활용수는 더욱 증가하고 상·하수도의 시설 용량은 더욱 부족하게 되어 이에 대한 불균형도가 심대되고 보니 수질오염부하량이 날로 증대되어 하수처리 시설 투자비가 막대하게 소요되고 있는 실정이다.

6) 평상시에는 도시 하천의 물이 줄고 오염에 의한 수질 악화로 도시 하천은 말라버리거나 냄새나는 하수도로 변하여 있는 곳이 대부분이다. 특히 개발 지역의 팽창으로 도시 시설물들이 더욱 필요해지면서 하천부지를 복개하여 도로를 개설하거나 주차장 등으로 활용을 하는데, 이는 하천이 갖는 푸르름과 녹색을 거부하는 행위나 마찬가지이다.

7) 도시 기반 시설의 부족으로 도시 하천의 고수부지나 하천 자체를 도로 부지나 주차장 시설로 이용하고 있는 실정이다.

이상에 기술한 바와 같이 도시유역은 대부분의 경우 유역면적이 작고 도시개발에 따른 불투수면의 증가와 지표면 저류지의 감소, 내배수관망을 통한 신속한 배수 등으로 인하여 유출용적과 첨두유출량이 커질 뿐만 아니라 첨두유출량의 발생시각도 훨씬 빨라지게 되어 도시 홍수문제를 야기시키며 이러한 홍수의 관리대책수립을 위해서는 유출량의 계산이 필요하다.

도시유출의 특성은 상술한 바와 같이 자연유역의 유출특성과 서로 다르므로 유출계산방법도 지금까지 언급한 방법과는 약간의 차이점이 있으며, 여기에서는 RRL(Road Research Laboratory) 방법과 ILLUDAS(Illinois Urban Drainage Area Simulator) 모형에 대하여 살펴 보기로 한다.

(3) RRL 방법

RRL 방법(Road Research Laboratory Method)은 도시배수망 설계를 위하여 1962년에 영국에서 고안된 것으로서, 도시지역의 불투수지역만을 고려하여 등도달시간-집수면적 곡선을 작성하고 여기에 각 양의 강우강도를 적용하여 각 소유역의 시간별 유출량을 지체 및 합산함으로써 유입구에 대한 유입수문곡선을 합성한다.

이 유입수문곡선을 기존 하수도망에 따라 저류량 추적을 함으로써 주관거에 대한 유출수문곡선을 얻게 된다. 그러나 이 RRL 방법을 우리나라에서는 80년대 후반에 실무에서 기본가정을 일부 수정하여 널리 사용하고 있다.

본래의 RRL 방법은 관로와 직접 연결되어 있는 불투수지역으로 부터의 유출량만을 고려하고 그 외의 유역에 내린 강우는 유출에 기여하지 않는다고 가정하며, 전유역을 몇 개의 소유역으로 분할한 후 각 소유역에서의 유출량을 계산하여 관로를 통해 홍수추적하므로써 전체유역의 총유출량을 구하도록 되어있는 반면에 국내에서 수정한 RRL 방법은 전체유역에 대한 시간-면적곡선을 작성한 후, 이에 시간구간별 강우량을 적용하여 식 (3.35)와 같이 유출량을 계산하게 된다.

$$Q_j = 0.2778 \sum_{i=1}^{j} A_{j-i+1} R_i \qquad (3.35)$$

이와 같이 전체유역을 동일하게 취급함으로 인해 유역내의 불투수지역의 분포현황이 고려되지 않는 점과 관로내에서의 저류효과를 고려하지 못하는 한계점을 가지고 있다.

그러나 원래의 RRL 방법보다 간편하고 다소 큰 유출량을 산정하고 있어 직접연결포장유역만을 고려하므로써 실제의 유출량보다 작게 산정되는 모순을 극복하게 되어 오히려 ILLUDAS 모형과 적절한 비교가 된다.

원래의 RRL 방법과 ILLUDAS 모형간의 비교는 모형의 기본적용단계에서 직접연결포장유역과 간접연결포장유역까지 포함하는 여부에 대한 차이로만 나타난다. 따라서 두 모형간의 비교를 위해서는 국내에서 수정된 RRL 방법을 사용하는 것이 더 좋다.

도달시간이 같은 등시간선의 간격은 유역의 물리적 요소인 유로경사와 강우강도 및 유로연장에 따라 달라지게 된다. 그러므로 이에 따른 도달시간에 의한 유역 소면적을 구할 수가 있으며 이렇게 얻어진 유역 소면적은 유출이 시작된 후 임의의 도달시간에 기여하는 불투수 유역면적이 된다.

전술한 도달시간-집수면적 관계와 강우주상도에 의한 강우강도로부터 유입수문곡선은 다음과 같이 구한다.

$$P_0 = 0$$
$$P_1 = I_1 \cdot A_1$$
$$P_2 = I_2 \cdot A_1 + I_1 \cdot A_2$$
$$\cdot \qquad (3.36)$$
$$\cdot$$
$$\cdot$$
$$P_n = I_n \cdot A_1 + I_{n-1} \cdot A_2 + \cdot \cdot \cdot + I_1 \cdot A_n$$

여기서 P_0, P_1, …, P_n은 유입수문곡선의 종거, I_1, I_2,…, I_n은 강우강도, A_1, A_2,…, A_n은 등시간선으로부터 얻어지는 소유역면적이다.

이와 같은 방법에 의해서 유입수문곡선을 얻을 수가 있으며, 이 유입수문곡선을 유역출구점이 있는 유역까지 포함하는 유출수문곡선으로 변환시킨다.

(4) ILLUDAS 모형

RRL 방법은 단지 배수로에 직접 연결된 유역의 포장된 지역으로부터의 유출량을 고려한 것으로서, 녹지는 배수로시스템에 직접연결되지 않은 포장된 지역과 더불어 유출해석의 대상에서 제외하였으므로, 이에 대한 보완이 필요하다.

이에 ILLUDAS 모형은 이러한 문제점을 극복하기 위하여 기본적으로는 RRL 방법과 그 기본해석개념을 같이 하면서도 녹지와 배수로와 직접 연결되지 않은 포장지역에서의 유출도 고려한 점이 RRL 방법과 다르다.

ILLUDAS 모형을 적용함에 있어서 먼저 검토유역을 여러 개의 배수구역으로 나눈다. 한 배수구역내에서의 유출은 대체로 한 유입구를 통하여 배수로로 연결되는 과정이 같다고 보았으며, 각 배수구역내에서는 직접연결포장면적과 포장면적의 최원점에서 설계유입지점까지의 도달시간, 녹지면적 및 간접연결 포장면적, 침투능 등의 특성들이 주로 고려된다. 직접연결 포장지역이 결정되면, 포장지역을 거쳐 배수구역의 하류단으로 유입하는데 소요되는 도달시간을 산정한다.

표면류의 유속과 도달시간은 Hicks(1944)의 식에 근거를 두고 있는 바, 본 모형에서 포장지역에서의 도달시간은 먼저 포장지역 가로배수구에서는 약 0.035 0.070m^3/s/ha의 흐름이 있는 것으로 가정하고, Manning식을 적용하여 가로 배수구에서의 유속을 계산함으로 구해진다.

이 유속으로부터 각 소 배수분구에서의 등도달시간선이 그려지며 각 도달시간에 대

한 누가면적의 관계곡선으로서 임의의 시각에서 유입량에 기여하는 포장면적의 크기를 나타낸다.

녹지지역으로부터 배수구에 유입하는 수문곡선을 유도하는 과정은 포장지역에서의 경우와 비슷하나, 등도달시간과 거리에 관하여서는 Izzard(1946)의 식이 이용된다. 즉,

$$t_e = 0.033 \times K \times L \times q_e^{-0.67} \quad (3.37)$$

$$q_e = 0.0000231 \times I \times L \quad (3.38)$$

여기서 q_e는 평형유출량, I는 강우강도, L은 표면류의 거리, t_e는 도달시간이다.

한편 K는 지형계수로서 다음과 같다.

$$K = (0.0007 \times I + C) \times S^{-0.33} \quad (3.39)$$

여기서 S는 표면경사도, C는 계수(녹지자역에서 0.046)이다.

비포장지역의 강우는 지표면에서 저류되거나 토양속으로 침투된다. 표면저류의 강우깊이는 대체로 5.08mm 정도로 보며 ILLUDAS 모형에서는 임의의 값을 선택적으로 사용할 수도 있게 하였다.

녹지지역에서 강우의 상당한 부분은 침투가 되며 그 침투양상은 복잡하다. 침투로 인한 초기 강우깊이를 예측하기 위하여서는 Holtan 등(1961)의 개념이 활용된다. 침투율에 대한 이론적인 연구는 대수층에서의 보수력과 대수층으로의 유출입에 따른 저류능력 등을 추산하기 위한 흙의 물리적 성질을 기본적인 근거로 하고 있다. 대수층에서의 저류량은 무엇보다 토립자간극의 크기 즉, 간극률에 크게 좌우된다. Horton의 식은 다음과 같다.

$$f = a \cdot (S - F)^n + f_c \quad (3.40)$$

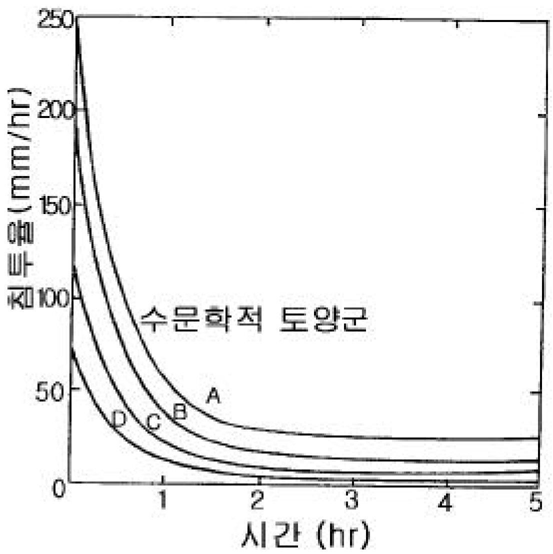
여기서 f는 시간 t에서의 침투율, a는 식물 기본인자, n은 상수(= 1.4), S는 대수층가능저수량, F는 기본유수량, (S - F)는 추가저류가능량이며, f_c는 최종 일정침투율이다.

한편 미국 토양보존국은 흙의 수문학적 특성을 고려하여 토양형을 4종류로 구분하였다. <그림 3.15>의 표준침투율곡선은 흙을 SCS의 A, B, C, D 로 구분하고 시간의 변화에 따른 각각의 침투율을 산정하기 위한 것으로서, Chow(1964)에 의해 제안된 Horton의 식에 근거한 것이다.

$$f = f_c + (f_o - f_c) \cdot e^{-kt} \quad (3.41)$$

여기서 f_0는 초기 침투율, f_c는 최종 침투율, k는 흙의 형상계수이다.

표준침투율곡선을 이용하여 침투능 인자인 f_c, f_0와 형상계수 k는 지형조건에 맞게 채택하며, S와 F는 4종류의 초기함수상태에 대하여 선택할 수 있도록 하였다. 포장지역과 비포장지역에서의 수문곡선이 합쳐져서 각 배수분구에 대하여 유도된 하나의 유입수문곡선으로부터 각 배수로 설계지점에서의 유입량이 공급된다. 유입한 물이 배수로의 한 지점에서 다음 지점으로 전달되는 과정의 해석방법으로는 저류추적법이 사용된다. 본 방법을 적용함에 있어서는 두 유입지점에서의 유량과 두 지점의 배수로 구간에서의 저류량과의 관계성이 필요하게 되며, 이를 위하여 먼저 검토대상 수로단면에서의 수위-유량관계를 Manning식에 의하여 구하며, 배수로 구간의 길이와 형상이 결정되면 흐름은 등류상태로 가정하여 유량-수위관계가 구해진다. 이 때 발생되는 오차를 최소화하기 위하여 계산시간간격과 구간거리를 가능한 작게 잡는 것이 좋다. ILLUDAS 모형에서는 수로의 단면형을 원관, 사다리꼴, 직사각형단면 등 세 종류로 구분하였다.



<그림 3.15> 표준침투율곡선

3.4 적정 설계홍수량의 선정

소하천 정비계획은 하나의 소하천만에 대해서 독립적으로 정비계획을 수립하는 것

이 아니라 동일 수계내의 소하천에 대해 수계망을 구성하여 정비계획을 수립하게 되므로 계획홍수량 산정시 이를 고려하여 소하천들이 합류하는 본류의 출구점까지 일괄적으로 유출모형을 적용하여야 한다. 또한 소하천 정비로 인해 소하천이 합류하는 본류부의 유황이 변화하게 될 것이므로, 정비후 본류부의 재해안전도를 평가하기 위하여 정비전ㆍ후의 홍수량비교가 필요하다. 그리고 올바른 계획홍수량 산정을 위하여 각 유출모형의 적용범위, 제한사항, 모형의 특징 등이 적절하게 만족되고 있는지를 검토할 필요가 있다.

국내에서는 수문자료의 부족 등의 이유로 국내 자체에서 개발된 모형이 없으며, 외국에서 개발되어 널리 사용되고 있는 유출모형의 경우에도 검정과 매개변수에 대한 적절한 경험식이 제시되지 못하고 있으므로, 유역의 특성에 적절히 반영할 수 있는 3 4개의 유출모형을 적용하여 그 결과를 비교할 필요가 있다. 그러나 소하천 유역에서의 적합한 강우-유출모형을 찾기 위하여 국내의 실적자료를 바탕으로 연구보고된 결과를 인용하면 다음과 같다(국립방재연구소, 1998b).

3.4.1 대표단위도와 강우-유출모형에 의한 유출분석

적합한 강우-유출모형을 찾기 위하여 3개의 IHP 대표유역(위천 동곡유역, 보청천 산성유역, 평창강 이목정유역)을 대상으로 강우-유출해석을 실시하였다. 이를 위하여 실적 강우-유출자료로부터 유도된 실적대표단위도와 RRL 방법 및 3가지 강우-유출모형(SCS 합성단위도법, Nakayasu 합성단위도법, Clark 방법)으로부터 유도된 단위도를 이용하였으며, RRL 방법의 경우 Clark 방법에서 작성된 시간면적곡선을 이용하였다.

유출해석시 입력자료인 계획강우량은 각 대상유역에서 1989년도 IHP 보고서에 수록되어있는 재현기간 50년의 확률 강우강도식을 이용하여 계산하였으며, 확률 강우강도식은 <표 3.10>과 같다. 또한 계획강우의 시간적 분포는 최악의 유출상황을 발생시키는 강우의 시간분포모형으로 결정된 Yen-Chow 후방집중형 분포를 이용하였으며(국립방재연구소, 1998a), 각 유역에서의 도달시간에 대한 수정 제안식으로부터 계산된 도달시간을 강우지속기간으로 택하였다.

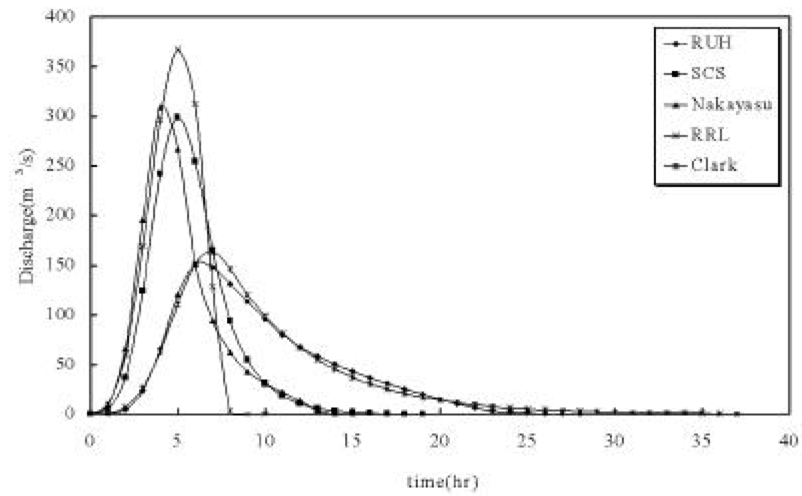
3개 대상유역에서 실적대표단위도와 4가지 강우-유출모형에 의해 합성된 유출수문곡선의 첨두유출량 Q_P와 첨두도달시간 t_p를 <표 3.11>에 수록하였으며, 대상유역별 유출수문곡선을 <그림 3.16> <그림 3.19>에 도시하였다.

<표 3.10> 실제유역의 확률강우강도식

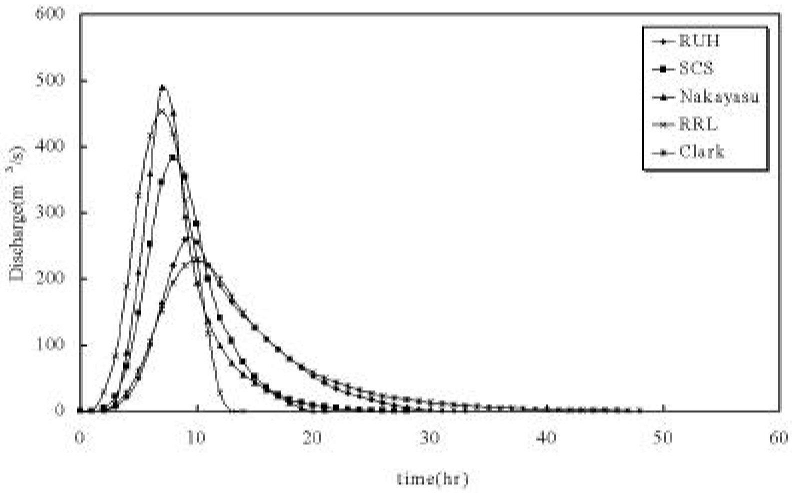
유역명	확률 강우강도식
위 천	$\frac{402.0}{t^{0.417}}$
보청천	$\frac{407.7}{t^{0.412}}$
평창강	$\frac{346.8}{t^{0.45}}$

<표 3.11> 실제유역의 유출수문곡선 결과비교

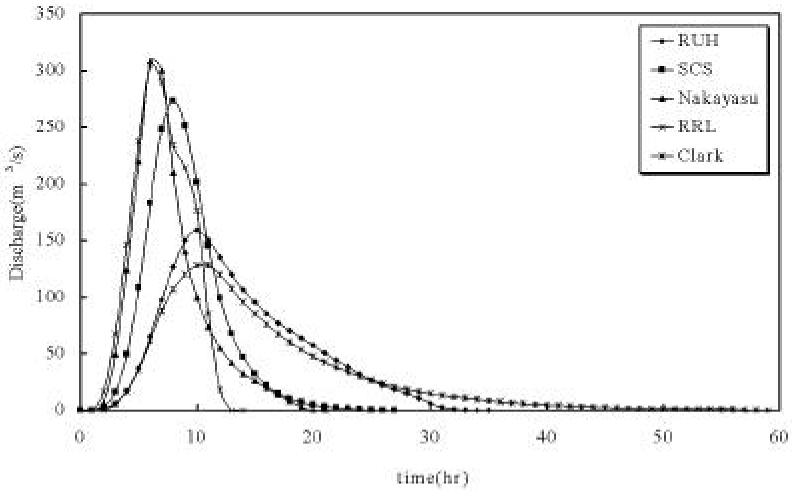
유역명	대표단위도		SCS 방법		Nakayasu 방법		RRL 방법		Clark 방법	
	Q_p (m^3/s)	t_p (hr)	Q_p (m^3/s)	t_p (hr)	Q_p (m^3/s)	t_p (hr)	Q_p (m^3/s)	t_p (hr)	Q_p (m^3/s)	t_p (hr)
위천(동곡)	151.5	6	298.4	5	309.0	4	367.0	5	163.7	7
보청천(산성)	259.2	9	382.6	8	489.4	7	453.2	7	228.4	10
평창강(이목정)	159.3	10	273.4	8	308.3	6	304.6	6	128.3	10



<그림 3.16> 위천(동곡)유역의 유출수문곡선



<그림 3.17> 보청천(산성)유역의 유출수문곡선



<그림 3.18> 평창강(이목정)유역의 유출수문곡선

<**표** 3.11>**과** <**그림** 3.16> <**그림** 3.18>**에서 보면 유출수문곡선의 첨두유출량은 위천 유역의 경우** RRL **방법이**, **보청천과 평창강 유역의 경우** Nakayasu **방법이 가장 크게 산정되었으며**, Clark **방법은 다른 방법에 비해 작게 산정되었다**. **또한 첨두도달시간은 전 유역에서** Clark **방법이 가장 크게 산정되었으며**, **위천 유역과 보청천 유역의 경우** Nakayasu **방법과** RRL **방법이**, **평창강 유역의 경우** SCS **방법과** RRL **방법이**

가장 작게 산정되었다. 실적 강우사상으로부터 유도된 대표단위도의 유출수문곡선과 비교하여 보면 4가지 방법 가운데 Clark 방법이 비교적 대표단위도와 일치하고 있음을 알 수 있다.

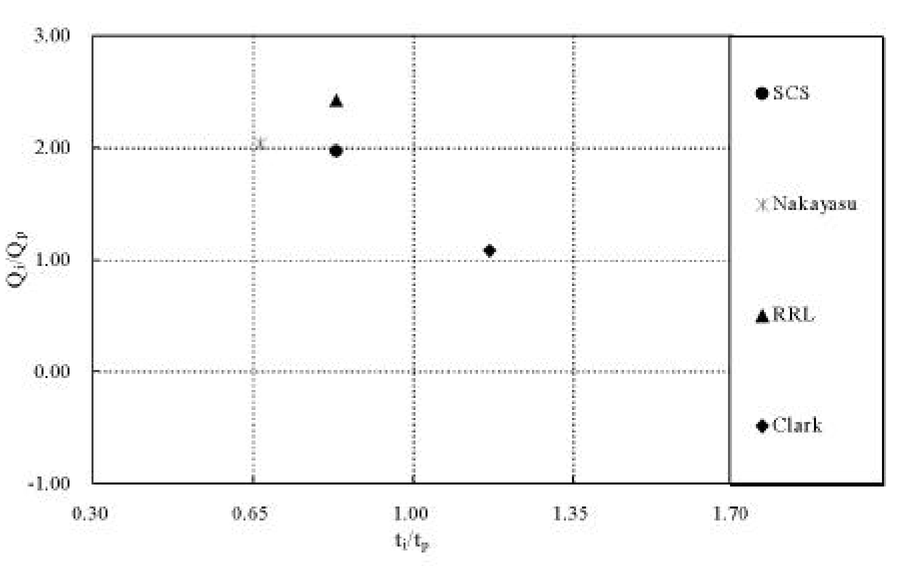
3.4.2 강우-유출모형의 적용성 검정

강우-유출모형은 실측수문곡선과 모형으로 계산한 계산수문곡선의 적합성을 비교하여 판정하는 검정절차를 거친 후에 적용해야 한다. 강우-유출모형에는 실측수문자료를 이용하여 결정해야 하는 매개변수(또는 정수)가 항상 포함되며, 대상유역에서의 강우 · 유출자료에 대응하는 매개변수가 최적인 모형을 구성해야 한다. 이를 위해 그 모형에 의한 계산치와 실측치가 잘 합치되는 지를 판정해야 한다. 계산치와 실측치의 합치정도를 검토할 경우에도 유출량의 첨두치의 일치에 중점을 둘 수도 있고 유출수문곡선 전체의 일치를 중시할 수도 있다. 하천 제방 등의 건설을 위한 홍수유출계산의 경우에는 첨두유출량이 문제가 되므로 첨두치의 추정이 잘 되도록 하는 것이 좋으나, 큰 홍수를 저류하기 위한 대규모 저수지와 관련된 계산에서는 유출용적을 잘 맞추는 것이 더 중요하다.

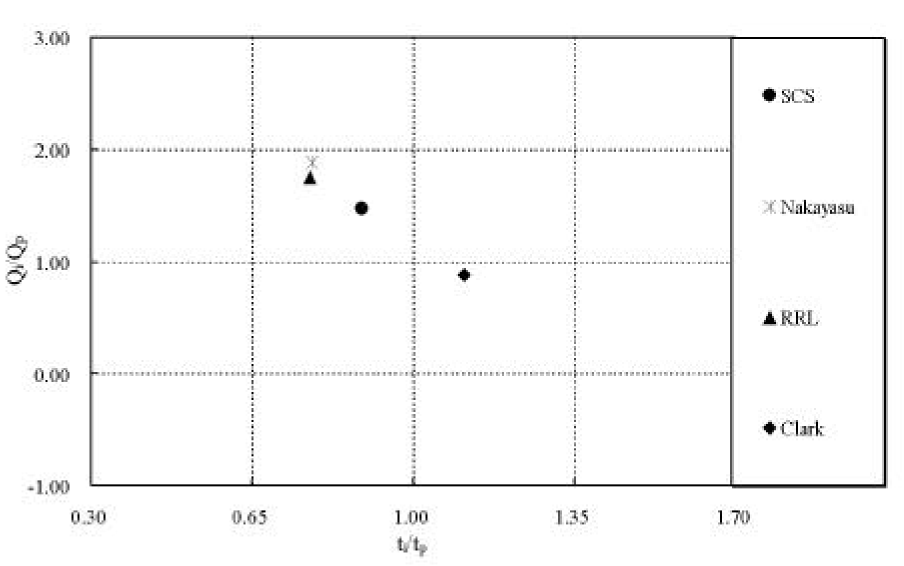
따라서, 강우-유출모형은 유출수문곡선의 첨두유출량 뿐만 아니라 유출용적도 고려되어야 한다. 강우-유출모형의 적용성을 검정하기 위하여 실측자료로부터 산정된 대표단위도의 첨두유출량 Q_p와 첨두도달시간 t_p를 기준으로 하여 각 유출모형의 첨두유출량 Q_i와 첨두도달시간 t_i의 변화성을 검토하기로 한다.

대표단위도에 대한 각 강우-유출모형의 첨두유출량비 Q_i/Q_p와 첨두도달시간비 t_i/t_p 간의 관계를 도시한 결과는 <그림 3.19> <그림 3.21>과 같다.

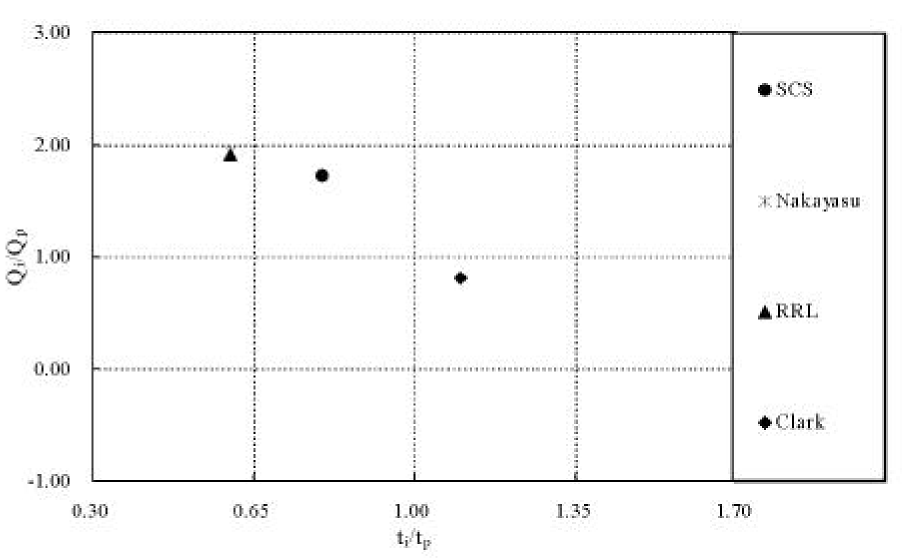
첨두유출량비와 첨두도달시간비간의 관계에서 중앙값 1.00을 나타내는 강우-유출모형의 첨두유출량과 첨두도달시간은 대표단위도에 의한 유출특성과 일치함을 의미한다. <그림 3.19> <그림 3.21>를 살펴보면 전 유역에서 첨두유출량비는 중앙에서 좌측상단 방향으로 증가하고 있으며, 첨두도달시간비는 감소하고 있다. 강우-유출모형에 따라 다소 차이를 보이고 있기는 하나 Clark 방법의 경우가 대표단위도와 적합성이 크게 나타나고 있음을 알 수 있다. 위천 유역의 경우 SCS 방법, Nakayasu 방법, RRL 방법의 순으로, 보청천 유역과 평창강 유역의 경우 SCS 방법, RRL 방법, Nakayasu 방법의 순으로 첨두유출량비는 증가하는 경향을 보이고 있다. 첨두도달시간비는 위천 유역의 경우 SCS 방법이, 보청천 유역과 평창강 유역의 경우 RRL 방법과 Nakayasu 방법이 가장 작은 값을 보이고 있다.



<그림 3.19> 첨두유출량비와 첨두도달시간비간의 관계(위천 유역)



<그림 3.20> 첨두유출량비와 첨두도달시간비간의 관계(보청천 유역)



<그림 3.21> 첨두유출량비와 첨두도달시간비간의 관계(평창강 유역)

전절의 대표단위도와 강우-유출모형에 의한 유출분석 결과와 <그림 3.19> <그림 3.21>의 결과로부터 Clark 방법이 다른 강우-유출모형에 비하여 대표단위도와의 적합성이 크게 나타나고 있으므로 재해영향평가의 방재조절지를 설계하기 위한 수문해석시 사용되는 강우-유출모형으로 사용할 것을 추천하고자 한다.

본 연구에서 추천한 Clark 방법은 2개 매개변수를 갖는 유출모형으로 매개변수의 크기에 따라 유출수문곡선의 형상이 크게 변화한다. 따라서 정도 높은 매개변수를 결정하기 위하여는 해당 유역의 실측자료를 이용하여 검정과정이 선행되어야 한다. 이를 위하여 재해영향평가가 실시되는 지역과 같은 중소규모 유역을 대상으로 실측자료의 수집이 필요하며, 매개변수 산정에 관한 연구가 지속되어야 할 것으로 생각된다.

또한 도시유역에서의 강우-유출모형의 설정을 위하여도 재해영향평가가 실시되는 지역과 같은 중소규모 유역을 대상으로 수문자료의 실측이 우선 되어야 하며, 실측자료로부터 모형의 검정 및 매개변수 산정에 관한 연구가 실시되어야 한다.

제 4 장 홍수위 산정

4.1 개요

수위는 어떤 측수점에서 임의의 기준점으로부터 측정한 하천수표면의 표고를 의미하며, 기준면으로는 평균해면을 택하는 경우도 있고 하천 수로바닥보다 조금 낮은 면을 선정하는 경우가 많다.

홍수위는 홍수시 홍수유량이 하천을 유하하는 동안의 수위를 말하며, 특히 수공구조물 설계시 기준으로 택하는 홍수위를 설계홍수위라 한다. 설계홍수위는 제방고 등 각종 하천시설물의 설계뿐만 아니라 하도계획시 종ㆍ횡단면의 결정을 위한 기초자료로 이용된다. 홍수위를 산정하기 위해서는 하천의 종ㆍ횡단면 측량자료, 하상의 조도계수, 하상경사, 기점홍수위, 홍수량 등의 자료가 요구된다.

4.2 홍수위 계산방법 및 계산시점의 설정

실제하천에서의 흐름은 거의 모든 경우가 시간에 따라 수위와 유속이 변화하는 부정류이며, 유로를 따라 하천횡단면과 통수면적이 변화하므로 부등류에 속한다. 따라서 정확한 흐름계산을 수행하기 위해서는 부정부등류 흐름계산을 수행하여야 하나, 시간의 변화에 따른 기점수위 및 홍수량자료가 거의 없기 때문에 하천의 계획과 설계를 위하여 대부분 첨두홍수량에 대한 부등류계산을 수행하는 경우가 많다. 그러나 수위가 유로를 따라 일정한 흐름이 되리라고 예상되는 구간에 대해서는 등류계산에 의한 홍수위를 산정하기도 한다.

원칙적으로 수면형상 계산은 주어진 유량에 대한 수위가 알려진 기지점에서 시작하여야 한다. 일반적으로 계산 시작점은 다음 중의 하나를 택하는 것이 적당하다.

① 한계수심이 발생하는 지점
② 계기 또는 측정에 의하여 수위-유량 관계가 확립된 지점
③ 관측에 의하여 주어진 유량에 대하여 수위를 알고 있는 지점
④ 주어진 유량에 대하여 수위를 추정할 수 있는 지점

한계수심이 발생하는 지점은 주로 보, 하상경사가 완경사에서 급경사로 바뀌는 지점, 자유낙하가 이루어지고 있는 지점, 또는 단면축소가 일어나는 지점 등이다. 그러나 이러한 조건하에서 발생되는 한계수심은 어떤 특정한 유량에 대해서만 해당될 뿐이므로 모든 유량에 대하여 반드시 한계수심이 발생하는 것은 아니다. 실제로 흐르는

유량이 한계유량보다 큰 경우에는 잠수흐름이 되기도 하며, 반대인 경우에는 흐름을 가속시키기도 한다. 상류(常流)의 계산은 하류에서부터 상류로 진행된다. 즉, 상류의 흐름조건은 하류의 상태에 따라 영향을 받기 때문이다. 따라서 하류의 조건이 다소의 오차를 포함하고 있더라도 계산이 상류로 진행됨에 따라 오차는 점점 감소되어 참값에 가깝게 된다. 사류(射流)에서의 수면형상 계산은 상류에서부터 하류로 진행된다. 이는 하류의 영향이 상류에 미치지 못하기 때문에 상류끝에서의 조건이 반드시 주어져야 한다. 상류단의 유량은 유출해석에 의해 산정된 빈도별 계획홍수량 또는 설계홍수량을 사용하고, 흐름이 상류(常流)인 경우, 하류단의 수위는 지정홍수위나 계획홍수위를 사용하여 계산한다.

4.3 조도계수의 산정방법

수위자료가 없는 경우의 조도계수는 “소하천 시설기준”에 제시된 방법을 사용하여 선정할 수 있으나, 조도계수 산정을 위한 적절한 수위자료가 있는 경우 다음과 같은 방법을 이용하여 조도계수를 산정하는 것이 바람직하다.

4.3.1 등류계산의 역산법

흐름이 부등류인 경우에 하도구간의 조도계수는 그 구간에서의 부등류 계산의 역산에 의해 구해진 값을 사용하여야 하나, 비교적 짧은 단일 하도구간의 조도계수는 그 구간에서의 등류계산의 역산에 의한 값을 사용해도 좋다. 단 이 방법으로 구한 조도계수는 원칙적으로 그 구간에만 한하여 적용하여야 한다.

종단방향으로 하상경사와 단면이 비교적 일정한 구간이나 사류흐름이 발생하는 급경사 구간이 비교적 긴 경우, 전 단면에 걸쳐 조도계수가 일정하다고 가정하고 다음과 같은 등류계산의 역산에 의하여 조도계수를 추정한다.

$$n = \frac{A}{Q} R^{2/3} \sqrt{\frac{\Delta h}{L}} = \frac{1}{V} R^{2/3} \sqrt{\frac{\Delta h}{L}} \qquad (4.1)$$

여기서, L은 구간거리, Δh는 상ㆍ하류 끝단의 관측 수위차, R은 동수반경(=A/P), A는 대표단면적, Q는 관측유량(또는 수위-유량관계 곡선으로부터 산정된 유량), V는 평균유속을 나타낸다.

4.3.2 부등류계산의 역산법

종단방향으로 하상경사와 단면이 일정하지 않는 경우 부등류계산에 의하여 조도계

수를 추정한다. 부등류 계산은 일반적으로 다음 식 (4.2)로 표현되는 에너지방정식을 표준축차법에 의하여 그 해를 구하는 방법으로 수행하게 된다. 식 (4.2)의 평균마찰경사는 일반적으로 식 (4.3)과 같이 두 단면에 대한 산술평균값을 사용하는 것이 일반적이다.

$$h_2 + \frac{1}{2g}\left(\frac{\alpha_2 Q}{A_2}\right)^2 = h_1 + \frac{1}{2g}\left(\frac{\alpha_1 Q}{A_1}\right)^2 + \overline{S}_f \Delta x \qquad (4.2)$$

$$\overline{S_f} = \frac{n^2 Q^2}{2}\left[\frac{1}{(A_1^2 R_1^{4/3})} + \frac{1}{(A_2^2 R_2^{4/3})}\right] \qquad (4.3)$$

부등류계산에 의한 조도계수의 역산법은 다음과 같은 절차를 따라 수행한다.

(1) 계산구간의 설정

실측된 수위자료가 있는 하천종단구간 중 조도계수가 일정하다고 판단되는 구간을 설정한다. 일반적으로 조도계수가 일정하다고 판단되는 구간은 다음 식에 의하여 개략적으로 추정할 수 있다.

$$0.5 \le \left(\frac{A}{A_0}, \frac{B}{B_0}, \frac{D}{D_0}, \frac{I}{I_0}\right) \le 1.5 \qquad (4.4)$$

여기서, A는 단면적, B는 하폭, D는 평균입경, I는 하상경사를 나타내며, 첨자 ‘0’는 구간의 평균값을 의미한다.

(2) 상、하류단 경계조건의 설정

상류단 경계조건은 관측된 유량 또는 관측된 수위로부터 수위-유량관계식을 이용한 환산유량으로 설정하고, 하류단 경계조건은 하류단의 관측수위로 한다.

(3) 횡단면 자료

하천 횡단면자료는 실측된 하천횡단면 자료를 사용하고 그 간격은 20m를 원칙으로 하되, 하천횡단면과 수리특성의 변화에 따라 20m이하 또는 20m 이상의 간격을 사용할 수도 있다.

(4) 조도계수의 가정

관측자료가 없는 경우의 조도계수 선정방법에 의하여 초기의 조도계수를 가정한다.

(5) 축차계산법에 의한 수위계산

(1) (4)에서 결정된 자료를 이용하여 부등류계산을 수행하여 수위를 계산한다.

(6) 조도계수의 결정

가. 관측수위와 계산수위의 비교

조도계수를 변화시켜가며 수위를 계산한 후 관측수위와 계산수위의 차에 대한 표준편차가 최소가 되는 조도계수 값을 구간의 조도계수로 결정한다.

나. 조도계수의 변화점

임의의 구간에서 계산수위와 관측수위차가 일정하게 증가하거나 감소하는 경우, 이 구간의 조도계수를 변화시켜 수위를 계산하고 (6)의 '가.' 단계를 통하여 조도계수를 결정한다.

4.3.3 등가조도계수

일반적으로 홍수위 계산시 사용되는 조도계수는 단면의 전체 윤변에 대하여 동일하다고 가정하는 경우가 많다. 그러나 복단면형태의 수로인 경우 홍수터와 저수로부의 조도는 다른 값을 가지게 되며, 단단면인 경우에도 하도와 사면의 조도가 크게 차이가 나는 경우가 있다. 이와 같이 하나의 단면에 2개 이상의 서로 다른 조도계수가 있는 경우 계산의 편의를 위하여 전체 단면에 대해 적용할 수 있는 조도계수를 산정할 필요가 있으며, 조도가 다른 각각의 단면의 조도를 합성하여 얻어진 값을 합성조도계수 또는 등가조도계수라 한다.

분할단면의 총 개수를 M, 각 분할단면의 윤변을 P_i, Manning의 조도계수를 n_i (i=1,2,・・・,M)이라 하면, 등가조도계수를 산정하는 각각의 방법은 다음과 같다.

(1) Einstein 방법(1934)

이 방법은 각 분할단면의 평균유속은 전체 단면에서의 평균유속과 같다고 가정함으로써 유도된 것이며 등가조도계수 N은 다음 식과 같다.

$$N = \left(\frac{\sum P_i n_i^{3/2}]}{\sum P_i} \right)^{2/3} = \frac{[P_1 n_1^{3/2} + P_2 n_2^{3/2} + \cdots + P_M n_M^{3/2}]^{2/3}}{P^{2/3}} \qquad (4.5)$$

여기서, 아래첨자 'i'는 각 분할단면의 값을 나타낸다.

(2) Einstein and Banks 방법(1951)

이 방법은 흐름에 저항하는 전체 합력은 각 분할단면에서 흐름에 저항하는 힘의 합과 같다고 가정함으로써 유도된 것으로, 다음 식 (4.6)과 같다.

$$N = \frac{\sum (P_i n_i^2)^{1/2}}{(\sum P_i)^{1/2}} = \frac{(P_1 n_1^2 + P_2 n_2^2 + \cdots + P_M n_M^2)^{1/2}}{P^{1/2}} \tag{4.6}$$

(3) Lotter 방법(1933)

이 방법은 총 유량은 각 분할단면에서의 유량의 합과 같다고 가정함으로써 유도된 것으로 다음 식과 같다.

$$N = \frac{PR^{5/3}}{\sum \frac{[P_i R_i^{5/3}]}{n_i}} = \frac{PR^{5/3}}{\frac{P_1 R_1^{5/3}}{n_1} + \frac{P_2 R_2^{5/3}}{n_2} + \cdots + \frac{P_M R_M^{5/3}}{n_M}} \tag{4.7}$$

참고로 Motayed 등(1980)은 U.S.G.S.의 36개 자연하천에 대한 자료를 이용하여 위의 세가지 공식을 검토한 결과, 식 (4.5)에 의해 산정된 등가조도계수를 사용하는 것이 가장 작은 오차를 유발하는 것으로 발표한 바 있다.

4.4 홍수위 계산

4.4.1 수면형의 분류

수면형은 수로경사 및 한계수심(critical depth, y_c)과 등류수심(normal depth, y_n)의 상대적 위치에 따라 발생가능한 수면의 종방향 변화를 나타낸 것이다. <그림 4.1>은 개수로흐름의 수면형을 나타낸 것으로 수로경사에 대해서는 완경사(M), 급경사(S), 한계경사(C), 수평(H), 역경사(A)로 구분하고, 흐름영역에 대해서는 두 수심(등류수심과 한계수심)에 대해 수면형이 형성되는 상대적인 위치에 따라 두 수심보다 큰 영역(영역1), 두 수심사이의 영역(영역2), 두 수심보다 작은 영역(영역3)으로 구분한다.

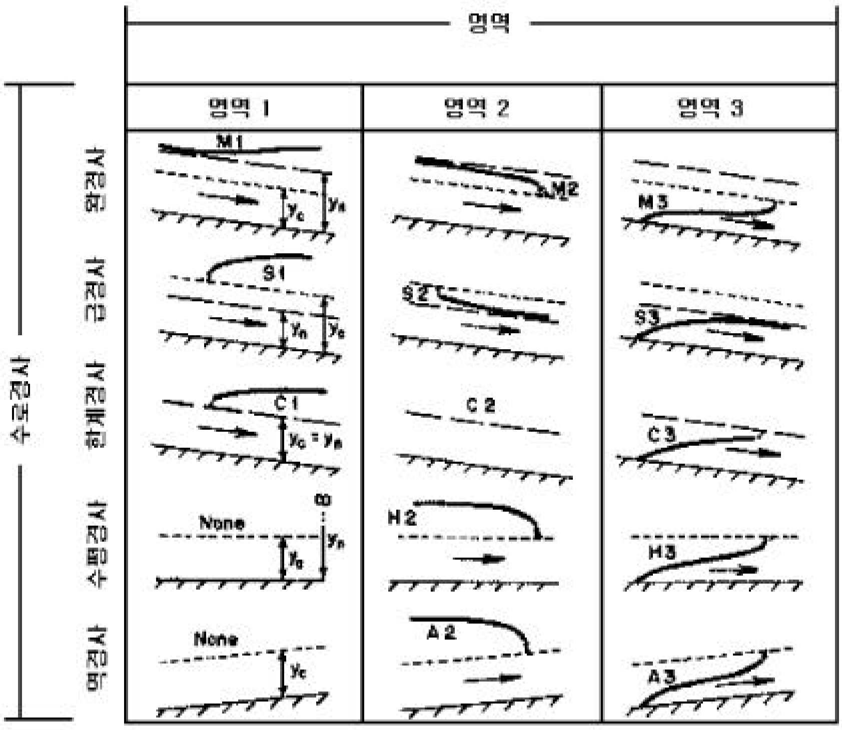
등류수심은 하상경사가 수평인 경우 무한대이며, 역경사인 경우 존재하지 않는다. 따라서, 하상경사는 등류수심과 한계경사의 관계에 따라 다음과 같이 정의된다.

① 완경사 : $y_n > y_c$

② 급경사 : $y_n < y_c$

③ **한계경사** : $y_n = y_c$

위의 정의에 의하면 하상경사와 수면형의 위치에 따라 13**가지의 수면형이 존재하며**, **완경사인 경우에는** M_1, M_2, M_3 **곡선**, **급경사인 경우에는** S_1, S_2, S_3 **곡선**, **한계경사인 경우는** C_1, C_2, C_3 **곡선**, **수평경사인 경우는** H_2, H_3 **곡선**, **그리고 역경사인 경우는** A_2, A_3 **곡선으로 표시한 것을 이용한다**.



<그림 4.1> 수면형

급경사 구간의 도중에 완경사 구간(등류수심이 한계수심보다 큰 구간)이 존재할 경우는 도수(跳水, hydraulic jump)**가 발생하며 도수 위치는 급경사 구간 흐름의** Froude**수 및 완경사 구간의 에너지 경사 크기에 따라 다르다**. **하폭이 급확대되는 경우는 흐름이 전체 하폭에 까지 넓혀지려면 약간의 확산구간이 필요하며 역으로 급축소 구간이 있는 경우는 충격파 형태의 교차파(交叉波)를 발생하여 등류수면보다 수위가 높을 때도 있다**.

4.4.2 등류계산

Manning의 평균유속공식을 이용하며, 상ㆍ하류단 수위차 Δh는 다음 식 (4.8)에 의하여 계산할 수 있다.

$$\Delta h = \frac{(nQ)^2}{A^2 R^{4/3}} \Delta x \qquad (4.8)$$

여기서, Q는 유량, n은 조도계수, A는 통수단면적, R(=A/P)은 동수반경, Δx는 구간거리이다.

4.4.3 부등류 계산

부등류계산은 각 단면에서의 미지의 수위를 계산하기 위해서 에너지방정식 (4.2)를 지배방정식으로 하며, 일반적으로 표준축차법(standard step method)에 의해서 그 해를 구한다. 식 (4.3)과 같이 $\overline{S_f}$는 구간에서의 대표 마찰경사로서 산술평균값을 일반적으로 사용한다. 흐름이 상류(sub-critical flow)인 경우 부등류 계산절차는 다음과 같다. 식 (4.2)와 (4.3)에서 첨자 1은 하류단, 2는 상류단을 의미한다.

① 횡단면 자료 및 구간길이를 설정한다.

② 하도구간의 조도계수를 산정한다.

③ 경계조건의 설정 : 유량 Q와 하류끝단(사류인 경우 상류끝단)의 수위 h_1을 설정한다.

④ 하류단의 수리특성값 계산 : 하류단의 수위 h_1이 기지값이므로 이 수위에 해당하는 A_1, P_1, R_1, 을 횡단면자료로부터 산정한다.

⑤ 상류단의 수위 h_2의 가정한다.

⑥ 가정된 h_2에 해당하는 수위에 대해 횡단면 자료로부터 A_2, P_2, R_2를 계산한다.

⑦ ④와 ⑥단계로부터 산정된 수리특성값으로부터 평균마찰경사 $\overline{S_f}$를 식 (4.3)으로부터 산정한다.

⑧ 식 (4.2)로부터 새로운 수위 h_2를 계산한다.

⑨ ⑤단계에서 가정된 수위와 ⑧단계에서 가정된 수위를 비교한다. 오차가 허용한계내에 수렴할 때까지 ⑤단계 ⑧단계의 과정을 반복한다.

4.4.4 교량의 영향을 고려한 홍수위 계산

수로에 교량이 있는 경우 교각과 그와 관련된 단수축(end contraction)에 의해 수로의 폭이 감소되고, 구조물의 비용을 줄이기 위하여 교대를 하천부에 시공하는 경우 흐름 단면적을 축소하기 때문에 통수부에서 수축흐름(constricted flow)이 발생하게 되며, 결과적으로 배수효과가 발생한다. 교량 상류단의 수위는 흐름의 종류(상류 또는 사류)에 따라 그 양상이 달라지게 된다. 일반적으로 교량은 세굴과 질식(choking)문제를 최소화하기 위하여 상류 흐름조건으로 설계한다.

유입 수위의 설정은 상류단의 제방 및 다른 보호공의 설계와 안전한 교량 상판높이(bridge deck level)의 설계를 위해서 아주 중요하다. 또한 불합리한 유입수위를 유발하지 않도록 최소 경간(minimum clear length of span)을 결정하는 하는 것도 중요하며, 허용 상류단 수위를 설정하기 위해서 흐름의 종단 특성에 대한 상세한 조사가 이루어져야 한다.

(1) 배수위(backwater levels)

가. 단수축(short contraction)

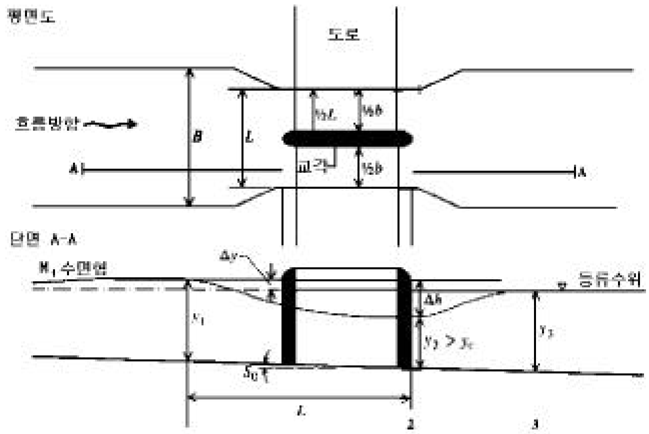
교각의 수가 작고 상대적으로 짧은 수축단면을 통과하는 흐름에서의 배수효과는 상대적으로 중요성이 적다. <그림 4.2>에서 수위의 변화 Δh는 단면 1과 2 사이에 에너지 방정식(energy equations)을 적용함으로써 구할 수 있다.

$$\Delta h = K_B V_2^2/2g + S_0 L/\sigma - \alpha_1 V_1^2/2g \qquad (4.9)$$

여기서, K_B는 아래 <표 4.1>과 같이 교량손실계수(bridge loss coefficient)를 나타내며, 다음 식과 같이 통수능 비(conveyance ratio)의 함수로 표시될 수 있다.

$$\sigma = k_b/k_B \qquad (4.10)$$

여기서, $k_b (= \frac{1}{n} A_2 R_2^{2/3})$는 수축단면의 통수능, $k_B (= \frac{1}{n} A_1 R_1^{2/3})$는 상류단 접근단면의 통수능이며, 두 단면은 동일한 조도특성을 갖는 것으로 간주한다.



<그림 4.2> 교각을 통과하는 흐름의 수면형(상대적으로 수축구간이 짧을 경우)

<표 4.1> 교량손실계수(K_B)

σ	K_B
1.0	1.00
0.8	1.36
0.6	1.67
0.4	1.88
0.2	1.92

교량손실계수는 교량의 형상, 왜곡 및 편심, 상부구조물의 잠수정도의 함수이다. V_2는 교각 직하류부의 유속이며, 상류단과 동일한 등류수심에 대한 교량부의 총 통수단면적을 사용하여 산정되며, α_1은 접근단면의 에너지 보정계수이다. L은 교량길이(교대와 교대의 간격)와 동일한 것으로 가정하며, S_0는 장애물이 없는 수로의 등류하상경사(normal bed slope)이다.

나. 장수축(long contraction)

교량이 여러 개의 큰 교각과 수로 폭을 축소하는 긴 접근제방(long approach embankment)이 설치되어 있는 경우, 상당히 큰 배수효과가 발생한다. <그림 4.2>에서와 같이 Δy는 교각과 수로의 수축에 의하여 발생하게 된다.

Yanell(1934)은 교각을 통과하는 흐름에 대해 실험자료로부터 다음과 같은 경험식을 제안하였다.

$$\Delta y/y_3 = KFr_3^2(K + 5Fr_3^2 - 0.6)(\alpha + 15\alpha^4) \qquad (4.11)$$

여기서

$$Fr_3 = \frac{V_3}{\sqrt{gy_3}} \qquad (4.12)$$

$$\alpha = 1 - \sigma = 1 - b/B \qquad (4.13)$$

이고 K는 교각형상의 함수이며 <표 4.2>와 같다.

<표 4.2> 교각형상함수 K값

교각의 형상	K	비 고
- 반원형상의 선단부와 후단부	0.9	모든 값은 길이와 폭의 비가 4인 교각에 대해 적용 가능함. 4보다 큰 비를 갖는 경우 Δy는 경험적으로 추산함.
- 렌즈모양의 선단부와 후단부	0.9	
- 격벽(diaphram)으로 연결된 두개의 실린더 교각	0.95	
- 격벽이 없는 두 개의 실린더 교각	1.05	
- 90°의 삼각형 선단부와 후단부	1.05	
- 사각형 선단부와 후단부	1.25	

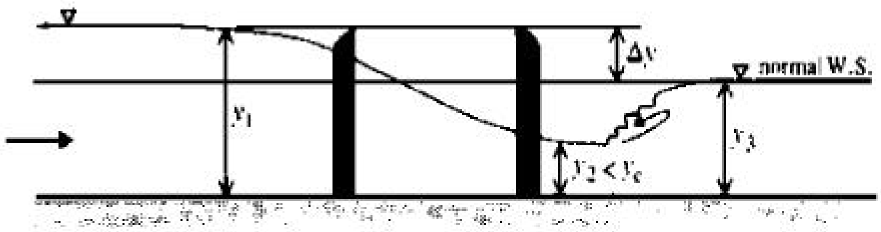
식 (4.13)은 σ가 큰 값을 가질 경우 즉, 수축이 교각사이에 한계류 조건을 구성할 수 없고 질식흐름이 발생하지 않을 경우에만 유용한 식이다. 만약 흐름이 과도한 수축에 의하여 질식되는 경우, 수위차(afflux, 하류단 등류수위와 상류단 수위의 차)가 실질적으로 증가한다. <그림 4.3>의 단면 2에서 한계류에 대한 σ의 한계값은 다음 식으로 표현할 수 있다.

$$\sigma = (2 + 1/\sigma)^3 Fr_3^4/(1 + 2Fr_3^2)^3 \qquad (4.14)$$

질식흐름(choked flow)에서 단면 1과 2사이의 에너지 손실은 다음과 같다(Yanell).

$$E_1 - E_2 = C_L V_1^2/2g \qquad (4.15)$$

여기서, C_L은 교각형상의 함수이며, 直角緣橋脚은 0.35이고 원형연교각과 교각길이와 폭의 비가 4인 교각에 대해서는 0.18의 값을 갖는다. 식 (4.15)로부터 상류단 수심 y_1을 계산할 수 있으며, 이것은 수위차 Δy를 $y_1 - y_3$로 둠으로써 구해진다.



<그림 4.3> 질식흐름상태의 수면형

경사진 교각은 보다 큰 수위차를 유발하여 Yanell에 의하면 10° 정도의 경사는 큰 변화가 발생하지 않으며, 반면 20°의 경사흐름에 대해서는 250%이상의 수위차를 유발한다.

(2) 교각에서의 유량계산

가. Nagler(1918)의 공식

상류흐름과 한계류에 가까운 상태의 유량산정공식(<그림 4.4> 참조).

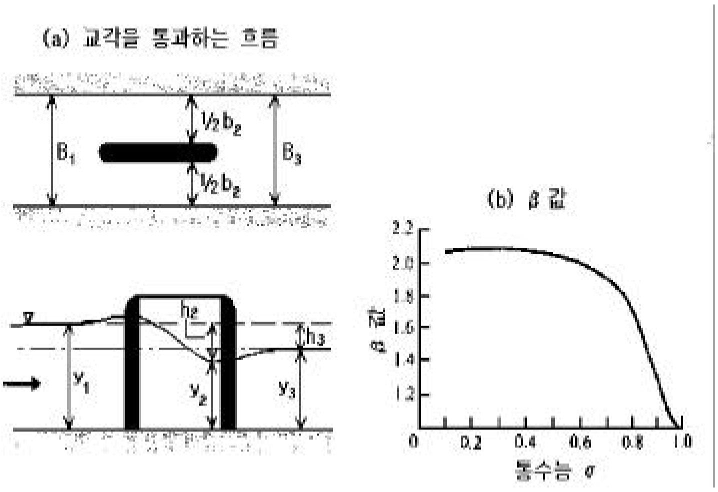
$$Q = K_N b(2g)^{1/2}(y_3 - \theta V_3^2/2g)(h_3 + \beta V_1^2/2g)^{1/2} \quad (4.16)$$

K_N은 수로 축소정도와 장애물의 특성(<표 4.3>)에 종속되는 계수이며, θ는 수심 y_2를 y_3로 변환하는 보정계수이며, β는 접근유속에 대한 보정계수이다(<그림 4.4> 참조).

나. d'Aubuisson(1840)의 공식

$$Q = K_A b_2 y_3 (2gh_3 + V_1^2)^{1/2} \quad (4.17)$$

여기서 K_A는 수로수축의 정도와 장애물의 방향과 형상에 대한 함수이다(<표 4.3> 참조). d'Aubuisson 식은 y_3와 y_2를 구분하지 않은 근사공식이다.



<그림 4.4> 장애물을 통과하는 유량의 계산

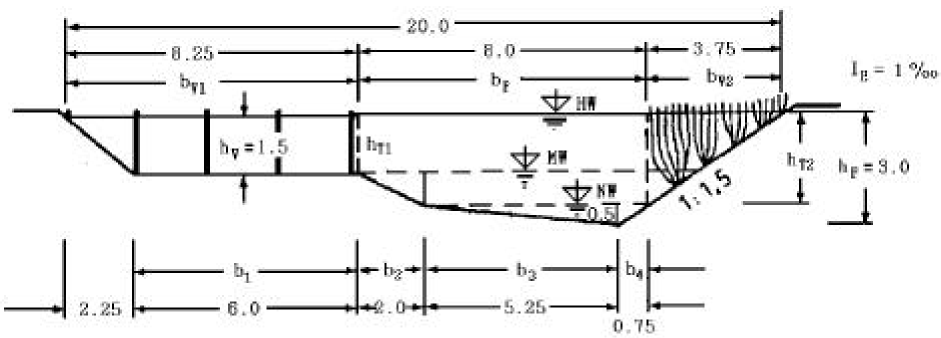
<표 4.3> K_N과 K_A의 값

교각의 종류	통수비, σ									
	0.9		0.8		0.7		0.6		0.5	
	K_N	K_A	K_N	K_A	K_N	K_A	K_N	K_A	K_N	K_A
사각형 선단부와 후단부	0.91	0.96	0.87	1.02	0.86	1.02	0.87	1.00	0.89	0.97
반원형 선단부와 후단부	0.94	0.99	0.92	1.13	0.95	1.20	1.03	1.26	1.11	1.31
90 ° 삼각형 선단부와 후단부	0.95		0.94		0.92					
격벽이 있(없)는 두 개의 실린더	0.91		0.89		0.88					
렌즈형상의 선단부와 후단부	0.95	1.00	0.94	1.14	0.97	1.22				

4.4.5 식생을 고려한 홍수위계산

식생에 의한 상승수위의 계산은 운동방정식과 연속방정식을 이용한 부등류 계산방법과 Chézy의 평균유속공식과 Darcy-Weisbach의 마찰손실계수를 이용한 계산방법이 있으며, 여기서는 소하천 시설기준에 설명된 후자의 방법에 대한 예제를 제시함으로써 식생을 고려한 홍수위계산에 대한 이해를 돕고자 한다. 여기에 제시된 예제는 "하도내 수목관리 웍샾 ; 하천구역내 나무심기 및 관리에 관한 기준(한국건설기술연구원, 1988)"에 수록된 것이며, 소하천 시설기준 <그림 4.3.2>의 계산흐름도와 비교하면 이해도를 높일 수 있을 것이다.

예제는 다음 <그림 4.5>와 같은 단면지점의 하도에 <표 4.4>와 같은 제원의 나무를 심었을 때, 이 단면지점의 수위상승을 계산하는 문제이다. 이 때, 1번 단면의 오리나무는 종방향으로 2m, 횡방향으로 2m 간격으로 식재되어 있고, 2번 단면의 갯버들은 종방향으로 20cm, 횡방향으로 30cm 간격으로 식재되어 있다.



<그림 4.5> 식생에 의한 수위상승 계산예제

<표 4.4> 식생 및 단면의 제원

구 분	왼쪽 고수부지	저수로	오른쪽 사면
수 종	오리나무	-	버드나무
나무굵기	$d_{m1} = 0.10\,m$		$d_{m2} = 0.03\,m$
나무분포	1그루/4 m^2 $\omega_p = d_m \cdot D_p = \frac{d_m}{a_x \cdot a_y}$ $\omega_p = 0.10/4.0 = 0.025m^{-1}$	-	1그루/0.06 m^2 $\omega_p = 0.03/0.06 = 0.5m^{-1}$
조도계수	$k_{W1} = 0.05\,m$	$k_W = 0.03\,m$	$k_{W2} = 0.20\,m$
저항계수	$C_{WR} = 1.5$		$C_{WR} = 1.5$
에너지 경사	$I_E = 1.0 \times 10^{-3}$		

(1) 식생이 있는 1번 단면의 계산

식생이 있는 1번 단면의 계산시 분리면에 마찰저항이 없다고 가정한다. 괄호의 참조는 소하천 시설기준 <그림 4.3.2> 흐름도에 표시된 계산차례를 의미한다.

가. 1번 단면의 하상저항계수 λ_{w_1}의 산정(3.-① 참조)

① 단면적 : $A_{V1} = 6.0 \cdot 1.5 + 0.5 \cdot 2.25 \cdot 1.5 = 10.69\,m^2$

② 윤 변 : $l_{V_1} = 6.0 + \sqrt{2.25^2 + 1.5^2} = 8.70\,m$

③ 동수반경 : 분리면에 마찰저항이 없다고 가정

$$r_{V_1} = A_{V_1}/l_{V_1} = 10.69/8.70 = 1.23\,m$$

④ 하상저항계수 :

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda_{W_1}}} = 2 \cdot \log\left[\frac{14.84 \cdot r_{V_1}}{k_{W1}}\right] = 2 \cdot \log\left[\frac{14.84 \cdot 1.23}{0.05}\right] = 5.13$$

$$\therefore \ \lambda_{W_1} = 0.0381$$

나. 1번 단면의 유속계산

$$V_{V_1} = \sqrt{\frac{8g \cdot r_{V_1} \cdot I_E}{\lambda_{W_1} + (4C_{WR} \cdot \omega_p \cdot r_{V_1})}}$$

$$= \sqrt{\frac{8 \cdot 9.81 \cdot 1.23 \cdot 0.001}{0.0381 + (4 \cdot 1.5 \cdot 0.025 \cdot 1.23)}} = 0.659\,m/s$$

다. 1번 단면의 유량계산(3.-②참조)

$$Q_{V_1} = A_{V_1} \cdot V_{V_1} = 10.69 \cdot 0.659 = 7.04\,m^3/s$$

(2) 식생이 있는 2번 단면의 계산

(1)의 계산과 마찬가지로 분리면에 마찰없다고 가정한다.

가. 2번 단면의 하상저항계수 λ_{w_2}의 산정(4.-① 참조)

① 단면적 : $A_{V_2} = 0.5 \cdot 2.5 \cdot 3.75 = 4.69\,m^2$

② 윤 변 : $l_{V_2} = \sqrt{2.5^2 + 3.75^2} = 4.51\,m$

③ 동수반경 : 분리면에 마찰이 없다고 가정

$r_{V_2} = A_{V_2} / l_{V_2} = 4,69/4.51 = 1.04\,m$

④ **하상저항계수** :

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda_{W_2}}} = 2 \cdot \log\left[\frac{14.84 \cdot r_{V_2}}{k_{W2}}\right] = 2 \cdot \log\left[\frac{14.84 \cdot 1.04}{0.20}\right] = 3.77$$

$\therefore \lambda_{W_2} = 0.070$

나. 2**번 단면의 유속계산**

$$V_{V_2} = \sqrt{\frac{8g \cdot r_{V_2} \cdot I_E}{\lambda_{W_2} + (4C_{WR} \cdot \omega_p \cdot r_{V_2})}}$$

$$= \sqrt{\frac{8 \cdot 9.81 \cdot 1.04 \cdot 0.001}{0.070 + (4 \cdot 1.5 \cdot 0.50 \cdot 1.04)}} = 0.160\,m/s$$

다. 2**번 단면의 유량계산**(4.-②**참조**)

$$Q_{V_2} = A_{V_2} \cdot V_{V_2} = 4.69 \cdot 0.160 = 0.750\,m^3/s$$

(3) 식생이 없는 단면의 계산

식생이 없는 단면의 계산시 나무가 있는 곳과 저수로 분리면에 각각 저항이 없다고 가정하여 계산한다.

가. **하상저항계수** λ_w**의 초기값 산정**(5.-① **참조**)

① **단면적** : $A_F = 8.0 \cdot 1.5 + 1.0 \cdot 0.5\ (8.0 + 6.0) + 0.5 \cdot 6.0 \cdot 0.5 = 20.5\ m^2$

② **윤 변** : $l_F = 8.41\,m$

③ **동수반경** : **분리면에서의 마찰을 고려하지 않음**

$r_F = A_F / l_F = 20.5/8.41 = 2.44\ m$

④ **하상저항계수** :

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda_w}} = 2 \cdot \log\left(\frac{14.84 \cdot r_F}{k_W}\right) = 2 \cdot \log\left(\frac{14.84 \cdot 2.44}{0.03}\right) = 6.163$$

$\therefore \lambda_w = 0.0263$

나. **분리면에서 나무에 의한 마찰계수** λ_{T_1}, λ_{T_2}**의 산정**

① **초기값 가정**(5.-② **참조**)

$\lambda_{T_1}^{(0)} = \lambda_{T_2}^{(0)} = 0.100$ (1차추정)

② **동수반경** : **반대편의 분리면을 고려하여 계산함**

$r_{F_1} = A_F/(l_F + h_{T_2}) = 20.5/(8.41 + 2.50) = 1.88m$

$r_{F_2} = A_F/(l_F + h_{T_1}) = 20.5/(8.41 + 1.50) = 2.07m$

③ Darcy-Weisbach**의 마찰계수 산정**

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda_{ges1}}} = \sqrt{\frac{l_F + h_{T_2}}{\lambda_w \cdot l_F + \lambda_{T_2} \cdot h_{T_2}}}$$

$$= \sqrt{\frac{10.91}{0.0263 \cdot 8.41 + 0.100 \cdot 2.50}} = 4.82$$

$\therefore \lambda_{ges1} = 0.0432$

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda_{ges2}}} = \sqrt{\frac{9.91}{0.0263 \cdot 8.41 + 0.100 \cdot 1.50}} = 5.17$$

$\therefore \lambda_{ges2} = 0.0374$

④ **저수로의 유속계산** : **나무를 심은 고수부지 면적 제외**

$$V_{F_1} = \sqrt{\frac{1}{\lambda_{ges1}}} \cdot \sqrt{8g \cdot r_{F_1} \cdot I_E}$$

$$= 4.82\sqrt{8 \cdot 9.81 \cdot 1.88 \cdot 0.001} = 1.85\,m/s$$

$$V_{F_2} = \sqrt{\frac{1}{\lambda_{ges2}}} \cdot \sqrt{8g \cdot r_{F_2} \cdot I_E}$$

$$= 5.17\sqrt{8 \cdot 9.81 \cdot 2.07 \cdot 0.001} = 2.08\,m/s$$

⑤ **왼쪽 분리면에 의한 와류 저항계수** $\lambda_{T_1}^{(1)}$**계산**

- **주하도폭** : $b_{F1} = A_F/h_{T1} = 20.5/1.5 = 13.7m$
- **나무 뒤의 와류길이** : $b_{N1} = 3.2 \cdot \sqrt{a_{x1} \cdot d_{m1}} = 3.2 \cdot \sqrt{2.0 \cdot 0.10} = 1.43m$
- **유체의 흐름에 영향을 미치는 수목부분의 넓이** b_{m1}**의 산정** :

$b_{N1}(= 1.43) < a_{y1}(= 2.0)$ **이고** $b_{N1}(= 1.43) > 0.15 \cdot h_{T_1}(= 0.225)$**이므로**

$b_{m1} = b_{N1} = 1.43m$

- **와류저항계수의 계산**

$$\lambda_{T_1}^{(1)} = 4\left(\log\frac{V_{F_1}}{V_{V_1}}\right)^2 \cdot \frac{r_{V_1} \cdot b_{m1}}{h_{T_1} \cdot b_{F_1}} = 4\left(\log\frac{1.85}{0.659}\right)^2 \cdot \frac{1.23 \cdot 1.43}{1.50 \cdot 13.7} = 0.069$$

$\lambda_{T_1}^{(1)}(=0.069) \neq \lambda_{T_1}^{(0)}(=0.100)$

따라서, **가정한 값과 틀리므로**, **새로운** $\lambda_{T_1}^{(2)}$**값을 계산할 필요가 있다**.

⑥ **오른쪽 분리면에 발생되는 와류의 저항** $\lambda_{T_2}^{(1)}$**계산**

- **주하도폭** : $b_{F2} = A_F/h_{T2} = 20.5/2.5 = 8.20\,m$
- **나무뒤의 와류 길이**: $b_{N2} = 3.2 \cdot \sqrt{a_{x2} \cdot d_{m2}} = 3.2 \cdot \sqrt{0.30 \cdot 0.03} = 0.304\,m$
- **유체의 흐름에 영향을 미치는 수목부분의 넓이** b_{m2}**의 산정** :

$b_{N2}(=0.304) > a_{y2}(=0.20)$ **이고**

$a_{y2}(=0.20) < b_{V2}(=A_{V2}/h_{T_2}=1.876)$ **이므로**

$b_{m2} = a_{y2} = 0.20\ m$

$$\lambda_{T_2}^{(1)} = 4\left(\log\frac{V_{F_2}}{V_{V_2}}\right)^2 \cdot \frac{r_{V_2} \cdot b_{m2}}{h_{T_2} \cdot b_{F_2}} = 4\left(\log\frac{2.08}{0.160}\right)^2 \cdot \frac{1.04 \cdot 0.2}{2.50 \cdot 8.20}$$

$\lambda_{T_2}^{(1)} = 0.0504 \neq 0.100$ (**저항계수의 오차는** ±10% **범주내에 불충분함**)

다. **분리면에서 나무에 의한 마찰계수** λ_{T_1}, λ_{T_2}**의 재산정**

λ_{T_1}**값과** λ_{T_2}**값이 계산치와 추정치가 큰 오차를 나타내므로 새로 계산하여야 한다**. **이 때 계산된** $\lambda_{T1}^{(1)} = 0.069$, $\lambda_{T_2}^{(1)} = 0.0504$(**앞의 계산 참고**)**를 이용하여 분리면의 실제 값에 수렴시킨다**. **새로운 계산에 입력하는 저수로의 변수는 그대로 사용한다**.

① λ_{ges}**의 산정**

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda_{ges1}}} = \sqrt{\frac{l_F + h_{T2}}{\lambda_W \cdot l_F + \lambda_{T2}^{(1)} \cdot h_{T2}}}$$

$$= \sqrt{\frac{10.91}{0.0263 \cdot 8.41 + 0.0504 \cdot 2.50}} = 5.606$$

$\lambda_{ges1} = 0.032$

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda_{ges2}}} = \sqrt{\frac{l_F + h_{T1}}{\lambda_W \cdot l_F + \lambda_{T1}^{(1)} \cdot h_{T1}}}$$

$$= \sqrt{\frac{9.91}{0.0263 \cdot 8.41 + 0.069 \cdot 1.50}} = 5.52$$

$\lambda_{ges2} = 0.0328$

② **저수로 유속계산**

$$V_{F1} = \sqrt{\frac{1}{\lambda_{ges1}}} \cdot \sqrt{8g \cdot r_{F1} \cdot I_E}$$

$$= 5.606\sqrt{8 \cdot 9.81 \cdot 1.88 \cdot 0.001} = 2.153 m/s$$

$$V_{F2} = \sqrt{\frac{1}{\lambda_{ges2}}} \cdot \sqrt{8g \cdot r_{F2} \cdot I_E}$$

$$= 5.52\sqrt{8 \cdot 9.81 \cdot 2.07 \cdot 0.001} = 2.227 m/s$$

③ **와류저항계수 $\lambda_{T1}^{(2)}$, $\lambda_{T2}^{(2)}$의 산정**

$$\lambda_{T1}^{(2)} = 4\left(\log\frac{v_{F1}}{v_{V1}}\right)^2 \cdot \frac{r_{V1} \cdot b_{m1}}{h_{T1} \cdot b_{F1}} = 4\left(\log\frac{2.153}{0.659}\right)^2 \cdot \frac{1.23 \cdot 1.43}{1.50 \cdot 13.7}$$

$$\lambda_{T1}^{(2)} = 0.0905 \neq 0.069$$

$$\lambda_{T2}^{(2)} = 4\left(\log\frac{v_{F2}}{v_{V2}}\right)^2 \cdot \frac{r_{V2} \cdot b_{m2}}{h_{T2} \cdot b_{F2}} = 4\left(\log\frac{2.227}{0.160}\right)^2 \cdot \frac{1.04 \cdot 0.2}{2.50 \cdot 8.20}$$

$$\lambda_{T2}^{(2)} = 0.053 \approx 0.0504$$

라. $\lambda_{T1}^{(3)}$의 산정 ($\lambda_{T1}^{(1)} \neq \lambda_{T1}^{(2)}$**이므로** $\lambda_{T1}^{(3)}$**을 재산정하여야 한다**)

① λ_{ges} **산정**

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda_{ges1}}} = \sqrt{\frac{l_F + h_{T2}}{\lambda_W \cdot l_F + \lambda_{T2}^{(2)} \cdot h_{T2}}}$$

$$= \sqrt{\frac{10.91}{0.0263 \cdot 8.41 + 0.053 \cdot 2.50}} = 5.554$$

$$\lambda_{ges1} = 0.032$$

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda_{ges2}}} = \sqrt{\frac{l_F + h_{T1}}{\lambda_W \cdot l_F + \lambda_{T1}^{(2)} \cdot h_{T1}}}$$

$$= \sqrt{\frac{9.91}{0.0263 \cdot 8.41 + 0.0905 \cdot 1.50}} = 5.269$$

$$\lambda_{ges2} = 0.036$$

② **저수로 유속계산**

$$V_{F1} = \sqrt{\frac{1}{\lambda_{ges1}}} \cdot \sqrt{8g \cdot r_{F1} \cdot I_E}$$

$$= 5.554\sqrt{8 \cdot 9.81 \cdot 1.88 \cdot 0.001} = 2.133 m/s$$

$$V_{F2} = \sqrt{\frac{1}{\lambda_{ges2}}} \cdot \sqrt{8g \cdot r_{F2} \cdot I_E}$$

$$= 5.269\sqrt{8 \cdot 9.81 \cdot 2.07 \cdot 0.001} = 2.124 m/s$$

③ **와류저항계수 $\lambda_{T1}^{(3)}$, $\lambda_{T2}^{(3)}$의 산정**

$$\lambda_{T1}^{(3)} = 4\left(\log \frac{v_{F1}}{v_{V1}}\right)^2 \cdot \frac{r_{V1} \cdot b_{m1}}{h_{T1} \cdot b_{F1}} = 4\left(\log \frac{2.133}{0.659}\right)^2 \cdot \frac{1.23 \cdot 1.43}{1.50 \cdot 13.7}$$

$$\lambda_{T1}^{(3)} = 0.089 \approx 0.0905$$

$$\lambda_{T2}^{(3)} = 4\left(\log \frac{v_{F2}}{v_{V2}}\right)^2 \cdot \frac{r_{V2} \cdot b_{m2}}{h_{T2} \cdot b_{F2}} = 4\left(\log \frac{2.124}{0.160}\right)^2 \cdot \frac{1.04 \cdot 0.2}{2.50 \cdot 8.20}$$

$$\lambda_{T2}^{(3)} = 0.051 \approx 0.053$$

$$\therefore \underline{\lambda_{T1} = 0.089, \ \lambda_{T2} = 0.051}$$

(4) 양쪽 마찰면을 고려한 λ_W의 산정 (5.-③ 참조)

① r_W**의 초기치 가정**

$$r_W^{(1)} = r_F = A_F / (l_F + h_{T1} + h_{T2}) = 1.652 m$$

② 1**차 계산**

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda_W^{(1)}}} = 2 \cdot \log\left(\frac{14.84 \cdot r_W^{(1)}}{k_W}\right) = 2 \cdot \log\left(\frac{14.84 \cdot 1.652}{0.03}\right)$$

$$= 5.82$$

$$\lambda_W^{(1)} = 0.0295$$

③ 2**차 계산**

$$r_W^{(2)} = \frac{\lambda_W^{(1)} \cdot A_F}{\lambda_W^{(1)} \cdot l_W + \lambda_{T1} \cdot h_{T1} + \lambda_{T2} \cdot h_{T2}}$$

$$= \frac{0.0295 \cdot 20.5}{0.0295 \cdot 8.41 + 0.089 \cdot 1.50 + 0.051 \cdot 2.50} = 1.188 m$$

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda_W^{(2)}}} = 2 \cdot \log\left(\frac{14.84 \cdot r_W^{(2)}}{k_W}\right) = 2 \cdot \log\left(\frac{14.84 \cdot 1.188}{0.03}\right)$$

$$= 5.538$$

$\lambda_W^{(2)} = 0.0326$

④ 3차 계산

$r_W^{(3)} = 1.313\,m, \quad \lambda_W^{(3)} = 0.0316$

⑤ 4차 계산

$\gamma_W^{(4)} = 1.272\,m, \quad \lambda_W^{(4)} = 0.0319$

⑥ 5차 계산

$r_W^{(5)} = 1.285\,m, \quad \lambda_W^{(5)} = 0.0318 \approx \lambda_W^{(4)}$

$\therefore \underline{\lambda_W = 0.0318}$

(5) 저수로부의 유속계산(5.-④ **참조)**

가. **저수로에 양쪽 분리면의 와류 저항계수를 감안한 유속계산을 위한 전체 저항계수** λ_{ges} **계산**

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda_{ges}}} = \sqrt{\frac{l_F + h_{T1} + h_{T2}}{\lambda_W \cdot l_F + \lambda_{T1} \cdot h_{T1} + \lambda_{T2} \cdot h_{T2}}}$$

$$= \sqrt{\frac{8.41 + 1.50 + 2.50}{0.0318 \cdot 8.41 + 0.089 \cdot 1.50 + 0.051 \cdot 2.50}} = 4.846$$

$\lambda_{ges} = 0.0426$

나. **저수로부의 유속**

$$V_F = \sqrt{\frac{1}{\lambda_{ges}}} \cdot \sqrt{8g \cdot r_F \cdot I_E}$$

$$= 4.846\sqrt{8 \cdot 9.81 \cdot 1.652 \cdot 0.001} = 1.745\,m/s$$

다. **저수로의 유량계산**

$$Q_F = V_F \cdot A_F = 1.745 \cdot 20.5 = 35.77\,m^3/s$$

(6) 총유량 계산(5.-⑤ 참조)

$$Q_{Total} = Q_F + Q_{V1} + Q_{V2} = 35.77 + 7.04 + 0.75 = 43.56\,m^3/s$$

나무가 있는 상태에서는 상기단면에 $Q_{Total} = 43.56(m^3/s)$ **유량이 소통된다**.

(7) 나무가 없는 상태의 유량 계산

1) 본 계산에서는 경사면과 하상을 같은 조도로 가정한다.

2) $k = 0.05\ m \rightarrow k_{st} = 33$ (자연하상과 고수부지 및 경사면에 잡초 형성)

3) 에너지 경사 : $I_E = 1.0‰$

4) 위의 조건을 이용하여 식생이 없는 상태의 유량을 계산하면 다음과 같다.

① 저수로 $V = \alpha K_{st}\ r_{hy}^{2/3}\ I_E^{1/2}$

$$= 33 \times \left(\frac{20.5}{8.41}\right)^{2/3} (0.001)^{1/2} = 1.89\ m/s$$

② 1번 단면 $V = 33 \times (1.23)^{2/3}\ (0.001)^{1/2} = 1.198\ m/s$

③ 2번 단면 $V = 33 \times (1.04)^{2/3}\ (0.001)^{1/2} = 1.071\ m/s$

④ 유량 : $Q = 1.89 \times 20.5 + 1.198 \times 10.69 + 1.071 \times 4.69 = 56.575\ m^3/s$

(8) 계산결과 검토

이상의 계산결과로부터 상기의 단면에 대해 수위가 3m 일 때, 식생이 없을 경우의 $Q = 56.575\ m^3/s$ 유량이 소통되고, 식생이 있을 경우의 $Q_{Total} = 43.56\ m^3/s$ 의 유량이 소통됨을 알 수 있다.

만약 식생이 없는 경우의 유량 $56.576\ m^3/s$ 가 설계유량이라고 가정하면, 식생이 있는 경우 수위가 3m 일 때 이 설계유량을 소통시킬 수 없으므로 이 보다 수위가 커야 설계유량을 소통시킬 수 있을 것이다. 따라서, 설계유량을 소통시킬 수 있는 수위를 산정하기 위해서는 3m 보다 큰 수위를 가정한 후 위의 (1) (6)까지의 과정을 반복한다.

h를 3.6 m 로 가정하여 (1) (6)의 과정을 반복계산한 결과 식생이 있는 경우의 총 유량은 $Q_{total} = 55.99\ m^3/s$ 로 산정되었고 이 유량은 설계유량에 대해 1%의 작은 오차를 가지므로 식생이 있는 경우 설계유량을 통과시킬 수 있는 수위는 약 3.6m 임을 알 수 있다.

위의 결과에 의하면 $56.576\ m^3/s$ 의 동일한 유량이 흐를 때, 식생이 없는 경우에 비해 식생이 있는 경우의 수위가 0.6m 더 크게 나타나므로 식생에 의한 수위의 상승효과는 0.6m 임을 알 수 있다. 동일한 유량이 흐를 때, 식생이 있는 경우와 없는 경우에 대한 계산결과는 다음 표와 같다.

하천 고수부지 식재조건	하상과 고수부지의 조도	유속 (m/s)			유량 (m³/s)	수심 (m)	수위차 (m)
		단면1	저수로	단면2			
식재 이전	하상 자연하천, 우변과 고수 부지에는 잡초가 우거짐 $k_{st} = 33$ (α값 포함됨)	1.198	1.89	1.071	56.575	3	0.60
우측사면 : 버드나무 군락 좌측 고수부지 : 오리나무 저수로 : 나무 없음	k(분리면) = 0.05 m = k_{W1} k(경사면) = 0.20 m = k_{W2}	0.677	1.745	0.15	55.99	3.6	

제 5 장 유사량 산정

5.1 개요

하천에서 유수에 의한 토사의 침식, 이송, 퇴적과 관련된 유사현상은 하천 실무 기술자들이 하도계획이나 하천시설물의 설치 및 유지관리에 있어서 가장 어려운 문제 중의 하나이다. 소하천에는 유사량 실측자료가 전무한 실정이므로 비유사량 산정법이 일반적으로 사용되고 있다. 그러나 비유사량법을 적용하기 위해서는 인근 하천의 유사량 자료가 필요하며, 대하천의 경우도 하천 유사량의 실측자료가 부족하여 유사량을 유사량 산정공식에 의거하여 산정하는 경우가 대부분이다. 또한 대하천과 소하천의 하천특성 및 유사특성이 상이하므로 본 소하천 시설기준에서 제시된 유사량 공식을 적용하여 유사량을 산정하는 것이 소하천의 유사계획 수립을 위하여 가장 적절한 방법 중의 하나인 것으로 판단된다.

향후 대표지점의 유사량 실측을 통하여 본 기준에서 제시된 공식들의 신뢰도를 검정할 필요가 있으며, 이 때 유사량 공식의 적용을 위해 조사된 기초자료가 장기적인 관점에서 유사량 자료구축을 위한 기본자료로 활용하게 될 수 있을 것이다.

본 절에서는 소하천 시설기준에 포함되지 않은 소류사량 산정공식에 대한 내용을 설명하고, 시설기준에서 제시된 유사량 산정 공식을 실무에서 실제 적용시 정확하게 이해하고 올바르게 적용할 수 있도록 예제를 제시하고자 한다.

5.2 소류사량 공식

해당 소하천의 하상토의 중앙입경 D_{50}이 자갈영역($2mm < D_{50} < 64mm$)인 경우 유사의 대부분이 소류사일 것으로 예상되므로 이 경우에는 전유사량 산정공식을 적용하는 것보다 소류사량 산정공식에 의해 유사량을 추정하는 것이 타당하다고 볼 수 있다. 소류사는 유수에 의한 직접적인 소류력에 의하여 하상면 또는 그 부근에서의 회전, 활동, 또는 도약 등에 의하여 이동되는 유사를 말한다.

소류사량 산정공식은 여러 가지가 있으나 그 중 비교적 우수한 공식으로 알려진 것에는 Meyer-Peter and Müller 공식(1948), Rottner 공식(1959), Schoklitch 공식(1934), Yang(1984)의 소류사 공식이 있다.

5.2.1 Schoklitch 공식

(1) 공식의 적용범위

Schoklitsch(1934)의 공식은 인공수로에서 0.3mm 5mm 범위의 중앙입경을 가진 등급유사에 대한 Gilbert(1914)의 실험자료를 기초로 작성된 공식이므로, 중앙입경이 0.3 5mm 범위의 값을 가지는 하천에 적용하는 것이 타당하다. 따라서, 이 공식은 부유사량이 많은 모래하상에 적용해서는 않된다.

(2) Schoklitch 공식(1934)

이 공식은 하상구성물질이 임의의 한계유량에서 움직이기 시작한다는 것과 소류사량이 윤변의 저항력을 초과하는 소류력에 의한 일률에 비례한다는 사실에 근거하여 유도된 식으로 다음 식 (5.1)과 같다.

$$g_s = \sum_{i=1}^{n} i_b \frac{25.3}{\sqrt{D_{si}}} S^{3/2} (q - q_{ci}) \tag{5.1}$$

$$q_{ci} = \frac{0.0638 D_{si}}{S^{4/3}} \tag{5.2}$$

여기서, g_s = 단위폭당 소류사량 (lb/ s/ ft)

i_b = 주어진 입도비율(size fraction)에서 하상토의 비율

D_{si} = 주어진 입도비율 i에서 유사의 평균입경(ft)

q = 단위폭당 유량($ft^3/s/ft$)

q_{ci} = 평균입경 D_{si}인 유사의 운동을 유발하는 유량의 한계값($ft^3/s/ft$)

n = 혼합 하상토의 입도범위의 수

S = 에너지경사

주어진 입도 i에 대한 i_b와 D_{si}는 체분석에 의한 입도분포곡선으로부터 구할 수 있으며, 평균입경 D_{si}는 일반적으로 기하평균입경(i 크기의 유사의 입경범위가 D_1 D_2인 경우 기하평균입경은 $\sqrt{D_1 D_2}$임)이 사용된다.

5.2.2 Meyer-Peter and Müller 공식

(1) 공식의 적용범위

Meyer-Peter and Müller 공식은 수로경사 0.0004 0.2, 수로폭 15cm 2m, 수심 1 cm 120m 범위의 인공수로의 실험자료를 기초로 작성된 공식이다. 실험에 사용된 유사의 비중은 가벼운 석탄(비중 1.25)에서부터 비중이 4를 초과하는 중정석(barite)까지 사용되었으며, 0.4 30mm 범위의 입경을 사용하였다.

이 공식은 가장 광범위하게 사용되는 자갈 이송식(Yang, 1985)공식으로 굵은 모래와 자갈에 대해 검정되었다. 따라서, 이 식은 Toffalletti 공식의 적용이 적절치 않는 조건에 대해 적절한 추정결과를 도출할 수 있으며, 5mm보다 굵은 하상토로 구성된 하천에 대해 적용하는 바람직하다(Stevens et. al., 1989).

(2) Meyer-Peter and Müller 공식(1948)

Meyer-Peter and Müller(1948) 공식은 다음과 같다.

$$\gamma \left(\frac{K_s}{K_r}\right)^{3/2} R\,S = 0.047\,(\gamma_s - \gamma)\,D_m + 0.25\left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3}\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s}\right)^{2/3} g_s^{\,2/3} \tag{5.3}$$

$$D_m = \sum_{i=1}^{n} D_{si}\, i_b \tag{5.4}$$

여기서 γ = 물의 단위중량(=1 t/m^3)

K_s = Strickler 하상조도계수(Manning 조도계수 n_s의 역수와 같음)

K_r = 입자조도계수(= $26/D_{90}^{1/6}$)

D_{90} = 하상토 무게의 90%에 해당하는 입경(m)

R = 동수반경(m)

S = 에너지 경사(m/m)

γ_s = 유사의 단위중량(석영인 경우 2.65 t/m^3)

D_m = 혼합 하상토의 유효직경(m)

g = 중력가속도

g_s = 단위폭당 소류사량(t/s/m)

n = 하상토의 입도의 수

i_b = 주어진 입도비율(size fraction)에서 하상토의 비율

D_{si} = 주어진 입도비율 i에서 유사의 평균입경(m)

5.2.3 Rottner 공식

Rottner(1959)는 차원적인 고려와 경험적 계수에 근거한 흐름 매개변수의 항으로 소류사량을 추정하는 식을 개발하였다. Johnson(1943)에 의해 수집된 자료를 사용하여 Rottner는 상대조도 매개변수 D_{50}/d의 영향을 결정하기 위하여 회귀분석을 적용하였다.

$$g_s = \gamma[(S_g - 1)gd^3]^{1/2} \times \left\{\frac{V}{\sqrt{(S_g - 1)gd}}\left[0.667\left(\frac{D_{50}}{d}\right)^{2/3} - 0.14\right] - 0.778\left(\frac{D_{50}}{d}\right)\right\} \tag{5.5}$$

여기서 g_s = 단위폭당 소류사량(lb/s/ft)

γ_s = 유사의 단위중량(lb/ft^3)

S_g = 유사의 비중

g = 중력가속도(ft/s^2)

d = 평균수심(ft)

V = 평균유속(ft/s)

D_{50} = 하상토 무게의 50%에 해당하는 입경(ft)

이 공식은 벽면과 하상형태의 효과는 고려하지 않았으며, 하상물질의 이송량이 작을 경우 이 공식은 적용할 수 없다.

5.2.4 Yang 공식

(1) 공식의 적용범위

이 공식에 사용된 계수들은 2.46 7.01 mm의 범위의 중간 체 직경을 갖는 자갈로 구성된 하상물질의 유량과 관련된 흐름 및 유사 매개변수에 대해 다중회귀분석에 의해 결정되었다. 따라서, 하상토의 입경이 2 10 mm의 범위를 가지는 하천의 유사량

추정에 적용하도록 추천된다.

(2) Yang의 공식(1984)

Yang(1984)은 모래질 하상 흐름에서 유사량을 유도하기 위해 사용된 방법과 동일한 차원해석과 다중 회귀분석을 이용하여 자갈 하상흐름에서 하상토의 유사농도를 산정하기 위한 식을 유도하였다. 자갈이송공식도 모래이송공식과 동일한 단위유수력의 정의를 사용하였다. Yang의 자갈 이송에 대한 무차원 단위유수력 식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \text{Log}\, C = 6.681 - 0.633 \log \frac{\omega D_{50}}{\nu} - 4.816 \log \frac{V_*}{\omega} + \\ \left(2.784 - 0.305 \log \frac{\omega D_{50}}{\nu} - 0.282 \log \frac{V_*}{\omega}\right) \log \left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr} S}{\omega}\right) \end{aligned} \quad (5.6)$$

초기이동을 나타내는 무차원 한계유속은 모래이송식과 같다. 즉.

$$\frac{V_{cr}}{\omega} = \frac{2.5}{\log \frac{V_* D_{50}}{\nu} - 0.06} + 0.06 \quad \text{for } 1.2 < \frac{V_* D_{50}}{\nu} < 70 \quad (5.7)$$

$$\frac{V_{cr}}{\omega} = 2.05 \quad \text{for } 70 \le \frac{V_* D_{50}}{\nu} \quad (5.8)$$

여기서 C = 유량농도(ppm)

ω = 입경 D_{50} 유사입자의 평균침강속도(ft/ s)

D_{50} = 하상토 무게의 50%에 해당하는 입경(ft)

ν = 동점성계수(ft^2/s)

V_* = 전단유속(ft/ s)

V = 평균유속(ft/ s)

S = 에너지 경사(ft/ ft)

V_{cr} = 초기이동을 나타내는 평균유속(ft/ s)

5.3 유사량 산정예제

하천의 수리학적 특성이 다음 <표 5.1>과 같고, 입경가적곡선이 <그림 5.1>과 같을 때 단위폭당 유사량 및 유사농도를 4가지 유사량산정 공식에 의하여 산정하는 예제이다.

<표 5.1> 하천의 수리특성

수 리 특 성	기호	SI 단위	영미단위	환산계수(SI = 영미/환산계수)
유 량	Q	41.34 cms	1460 cfs	3.2808^2
평 균 수 심	d	1.027 m	3.37 ft	3.2808
하 상 경 사	S_0	0.00098	0.00098	-
수 온	T	15 ℃	59 °F	℃ = 5(°F-32)/9
하 폭	B	34.14 m	112 ft	3.2808

<그림 5.1> 입경가적곡선

유사량 산정공식을 적용하기 이전의 선행과정으로 하상토 조사 및 입도분석에 의해 작성된 입경가적곡선(<그림 5.1>)으로부터 D_{35}, D_{50}을 산정하면 다음과 같다.

D_{35}	D_{50}
0.300 mm	0.362 mm

5.3.1 Colby의 도해법(1964)

(1) 필요자료

가. Colby**의 도해법은 이용하는 그래프가 영미단위이므로** SI**단위로 환산한다**. SI **단위로의 환산은** <**표** 5.1>**과 같다**.

나. 수심 3.37 ft, **수온** 59°**F**, D_{50}= 0.362mm

다. 평균유속 : V = Q/ Bd = 1460 / (112 × 3.37) = 3.868 ft/ sec

(2) 단위폭당 유사량 산정(<그림 5.2> 이용)

수심이 3.37ft **일 경우**, **그래프에 제시된 수심이** 0.1ft, 1ft, 10dft, 100ft**에 해당하지 않으므로 다음과 같은 방법으로 수심** 3.37ft**에 대한 유사량을 내삽한다**.

가. <**그림** 5.2>**로부터 수심** 1ft(**두번째 간**)**에 해당하는 곡선을 이용하여 중앙입경** 0.362mm, **유속** 3.37ft/ sec**에 대한 유사량을 읽는다**. → 29.5 U.S.tons/ day/ ft

나. 수심 10ft**에 대한 유사량을 읽는다**. ((1)**의 경우와 동일**) → 45.0 U.S.ton/ day/ ft

다. 다음 공식에 의하여 3.37ft**에 대한 유사량으로 내삽한다**.

$$\begin{aligned} \log q_{t1} &= \log q_{d1} + \frac{(\log q_{d10} - \log q_{d1})}{(\log 10 - \log 1)}(\log d - \log 1) \\ &= \log 29.5 + \frac{(\log 45.0 - \log 29.5)}{(\log 10 - \log 1)}(\log 3.37 - \log 1) \\ &= 1.56658 \end{aligned}$$

$\therefore \quad q_{t1} = 10^{1.56658} = 36.862$ U.S. tons/ day/ ft

(3) 단위폭당 유사량보정

<**그림** 5.2>**는 중앙입경이** 0.2 0.3mm**의 범위이고**, **수온이** 60°**F에 대한 유사량이므로**, **수온과 중앙입경에 대하여** <**그림** 5.3>**을 이용하여 보정하여야 한다**.

가. 수온 보정계수 : **수온이** 59°**F이므로** k_1 = 1.05

나. 유사농도 보정계수 : k_2 = 1.0(**미립유사농도가** 10,000 ppm**보다 작은 경우**)

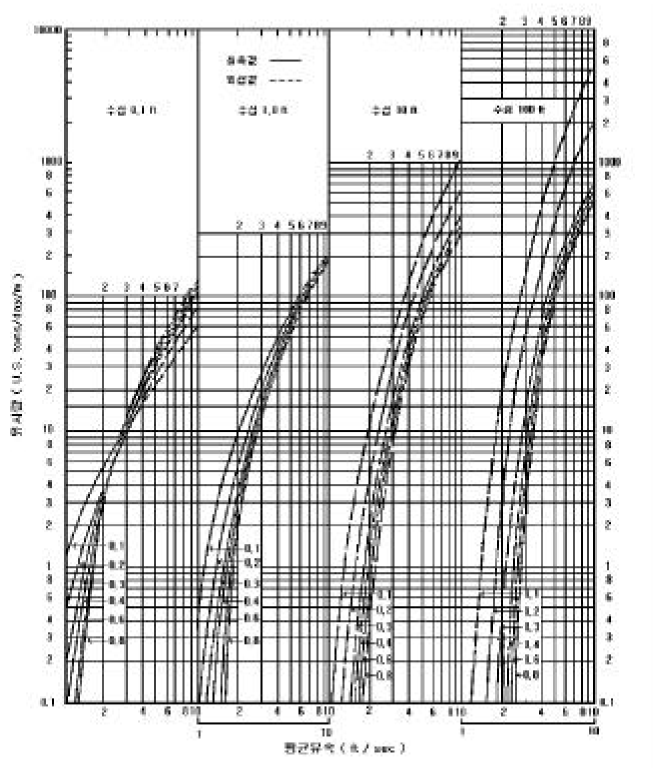
다. 입경보정계수 : k_3 = 90

라. 유사량 보정

$$q_t = [1 + (k_1 k_2 - 1) k_3 / 100] q_{d10}$$
$$= [1 + (1.05 \times 1.0 - 1) \times 90/100] \times 36.862$$
$$= 38.521 \text{ U.S. tons/day/ft}$$

마. 단위환산 : U.S. tons/day/ft = 2.98 metric tons/day/m 이므로

$$q_t = 38.521 \times 2.98 = 114.793 \text{ tons/day/m}$$



<그림 5.2> 평균유속과 유사량과의 관계(Colby, 1964)

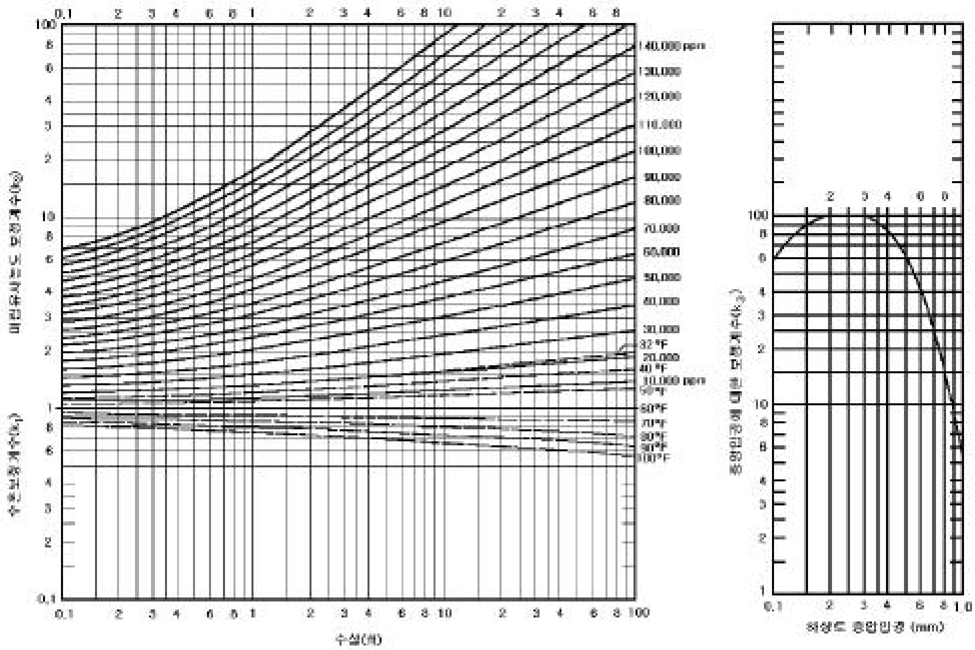
(4) 총유사량 및 유사농도

가. 총유사량

$$Q_t = q_t \times B = 114.793 \times 112/3.2808 = 3{,}918.81 \text{ tons/day}$$

나. 유사농도

$$C_t = \frac{Q_t}{Q} = \frac{3{,}918.81 \text{ tons/day}}{41.34 \text{ m}^3/\text{sec}} \times \frac{\text{day}}{86{,}400 \text{sec}} \times 10^6 \text{ppm} = 1097.2 \text{ ppm}$$



<그림 5.3> 수온, 미립유사농도와 유사입경에 대한 보정계수(Colby, 1964)

5.3.2 Engelund and Hansen 공식(1967)

(1) 필요자료

가. **수심** 1.027m, **하폭** 34.14m, **유량** 41.34cms

나. **중앙입경** D_{50} = 0.362mm

다. **평균유속** : $V = \dfrac{Q}{Bd} = \dfrac{41.34}{34.14 \times 1.027} = 1.179 \ m/\sec$

라. **비중** : s_g = 2.65(**자료가 없는 경우 일반적으로** 2.65**로 가정**)

마. **단위중량** : γ_s = 2,650 kg/m^3

바. **에너지 경사** : $S = S_0 = 0.00098$

(2) 단위폭당 유사량

$$q_t = 0.05\gamma_s V^2 \frac{(dS)^{3/2}}{D_{50}\sqrt{g}(s_g - 1)^2}$$

$$= 0.05 \times 2,650 \times 1.179^2 \frac{(1.027 \times 0.00098)^{3/2}}{0.362 \times 10^{-3} \times \sqrt{9.8}(2.65 - 1)^2}$$

$$= 1.90611 \ kg/sec/m = 1.90611 \times 10^{-3} \ tons/sec/m$$

(3) 총유사량 및 유사농도

가. 총유사량

$$Q_t = q_t \times B = 1.9061 \times 10^{-3} \times 34.14$$

$$= 6.5074 \times 10^{-2} \ tons/sec = 5622.41 \ tons/day$$

나. 유사농도

$$C_t = \frac{Q_t}{Q} = \frac{5622.42 \ tons/day}{41.34 \ m^3/sec} \times \frac{day}{86,400 sec}$$

$$= 0.001574 \ tons/m^3 = 1574.12 \ ppm$$

5.3.3 Ackers and White 공식(1973)

(1) 필요자료

가. 수심 1.027m, **하폭** 34.14m, **유량** 41.34cms

나. 수온 : T = 15℃

다. D_{35} = 0.300mm

라. 평균유속 : $V = \frac{Q}{Bd} = \frac{41.34}{34.14 \times 1.027} = 1.179 \ m/sec$

마. 하상경사 : S_0 = 0.00098

바. 비중 : s_g = 2.65(**자료가 없는 경우 일반적으로** 2.65**로 가정**)

(2) 유사량 산정

가. 무차원 입경함수(D_{gr})의 계산

1) **동점성계수 ν의 계산**

$$\nu = \frac{1.785 \times 10^{-6}}{1 + 0.03368\,T + 0.000221\,T^2}$$

$$= \frac{1.785 \times 10^{-6}}{1 + 0.03368 \times 15 + 0.000221 \times 15^2}$$

$$= 1.148 \times 10^{-6}$$

2) **무차원 입경함수의 계산**

$$D_{gr} = D_{35}\left[\frac{g(s_g - 1)}{\nu^2}\right]^{1/3} = 0.3 \times 10^{-3} \times \left[\frac{9.8(2.65 - 1)}{1.148 \times 10^{-6}}\right]^{1/3}$$

$$= 6.9193$$

나. 무차원 입경(D_{gr})의 함수로 표시되는 계수의 계산

$1 < D_{gr} = 6.9193 \le 60$**이므로 다음의 공식을 이용하여 계산한다.**

1) C_A **의 계산**

$$\log C_A = 2.86 \log D_{gr} - (\log D_{gr})^2 - 3.53$$

$$= 2.86 \log(6.9193) - [\log(6.9193)]^2 - 3.53$$

$$= -1.8331$$

$$\therefore\ C_A = 10^{-1.8331} = 1.4686 \times 10^{-2}$$

2) n**의 계산**

$$n = 1 - 0.56 \log D_{gr} = 1 - 0.56 \times \log(6.9193) = 5.2979 \times 10^{-1}$$

3) A**의 계산**

$$A = 0.23/\sqrt{D_{gr}} + 0.14 = 0.23/\sqrt{6.9193} + 0.14 = 2.2744 \times 10^{-1}$$

4) m**의 계산**

$$m = 9.66/D_{gr} + 1.34 = 9.66/6.9193 + 1.34 = 2.7361$$

다. 이동수 F_{gr}의 계산

1) **마찰속도 u_*의 계산**

$$u_* = \sqrt{g\,d\,S} = \sqrt{9.8\times 1.027\times 0.00098} = 9.9314\times 10^{-2}\,m/sec$$

2) **이동수 F_{gr}의 계산**

$$F_{gr} = \frac{u_*^n}{\sqrt{gD_{35}(s_g - 1)}}\left[\frac{V}{\sqrt{32}\log(10\,d/D_{35})}\right]^{1-n}$$

$$= \frac{(9.9314\times 10^{-2})^{0.5298}}{\sqrt{9.8\times 0.300\times 10^{-3}\times(2.65-1)}}$$

$$\times\left[\frac{1.179}{\sqrt{32}\times\log(10\times 1.027/\{0.3\times 10^{-3}\})}\right]^{(1-0.5298)}$$

$$= 0.9890$$

라. 무차원 유사량 G_{gr}의 산정

$$G_{gr} = C_A\left(\frac{F_{gr}}{A} - 1\right)^m$$

$$= (1.4686\times 10^{-2})\times\left(\frac{0.9890}{2.2744\times 10^{-1}} - 1\right)^{2.7361}$$

$$= 0.4008$$

(3) 유사농도 및 총유사량 산정

가. 유사농도 C_t의 산정

$$C_t = \frac{G_{gr}s_gD_{35}\left(\frac{V}{u_*}\right)^n}{d}$$

$$= \frac{0.4008\times 2.65\times 0.3\times 10^{-3}\left(\frac{1.179}{9.9314\times 10^{-2}}\right)^{0.5298}}{1.027}$$

$$= 1.1508\times 10^{-3} = 1{,}151\ ppm$$

나. 총 유사량 Q_t 산정

$$Q_t = C_t\times Q = 1.1508\times 10^{-3}\times 41.34 = 4.7574\times 10^{-2}\ tons/sec$$

$$\therefore\ Q_t = 4.7574\times 10^{-2}\times 86{,}400 = 4{,}110\ tons/day$$

5.3.4 Yang의 공식(1979)

(1) 필요자료

가. 수심 1.027m, **하폭** 34.14m, **유량** 41.34cms

나. 수온 : T = 15℃

다. D_{35} = 0.300mm

라. 평균유속 : $V = \frac{Q}{Bd} = \frac{41.34}{34.14 \times 1.027} = 1.179\ m/sec$

마. 하상경사 : $S_0 = 0.00098$

바. 비중 : s_g = 2.65(**자료가 없는 경우 일반적으로** 2.65**로 가정**)

(2) 유사농도의 계산

가. 동점성계수 ν의 산정

$$\nu = \frac{1.785 \times 10^{-6}}{1 + 0.03368\,T + 0.000221\,T^2}$$
$$= \frac{1.785 \times 10^{-6}}{1 + 0.03368 \times 15 + 0.000221 \times 15^2}$$
$$= 1.148 \times 10^{-6}$$

나. 마찰속도 u_*의 계산

$$u_* = \sqrt{g\,d\,S} = \sqrt{9.8 \times 1.027 \times 0.00098} = 9.9314 \times 10^{-2} m/sec$$

다. 침강속도 w의 산정

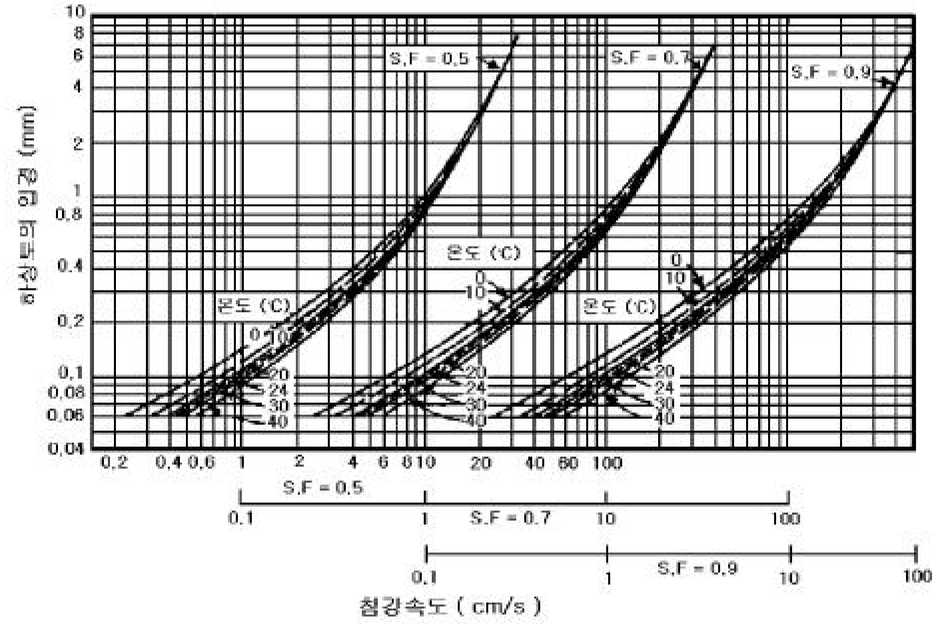
<그림 5.4>**로부터 형상계수** 0.7, **중앙입경** 0.362mm **에 대한 침강속도** w**를 읽으면**, w = 5cm/sec = 0.05 m/sec

라. 유사농도의 계산

1) $\frac{wD_{50}}{\nu} = \frac{0.05 \times 0.362 \times 10^{-3}}{1.148 \times 10^{-6}} = 15.7666$

2) $\frac{u_*}{V} = \frac{9.9314 \times 10^{-2}}{1.179} = 8.4236 \times 10^{-2}$

3) $\frac{VS}{w} = \frac{1.179 \times 0.00098}{0.05} = 2.3108 \times 10^{-2}$



<그림 5.4> 유사입자의 침강속도

4) **유사농도 계산**

$$\log C_t = 5.165 - 0.153\log\frac{wD_{50}}{\nu} - 0.297\log\frac{u_*}{w}$$
$$+\left(1.780 - 0.360\log\frac{wD_{50}}{\nu} - 0.480\log\frac{u_*}{w}\right)\times\log\frac{VS}{w}$$
$$= 5.165 - 0.153\log(15.7666) - 0.297\log(8.4236\times10^{-2})$$
$$+ [1.780 - 0.360\log(15.7666)$$
$$- 0.480\log(8.4236\times10^{-2})]\times\log(2.3108\times10^{-2})$$
$$= 2.2500$$

$$C_t = 10^{2.2500} = 177.83\ \text{ppm}$$

마. 유사량 산정

$$Q_t = C_t\times Q = 177.83\times10^{-6}\times41.34 = 7.3514\times10^{-3}\ \text{tons/sec}$$

$$\therefore\ Q_t = 7.3514\times10^{-3}\times86{,}400 = 635\ \text{tons/day}$$

부록 A. 소하천 시설기준 해설

A.1 수질조사 해설

A.2 경제성분석 해설

A.3 사석결정공식

A.1 수질조사 해설

A.1.1 환경부 수질 측정망 운영계획 자료

소하천 시설기준 "제2장 제5절 수질조사"와 관련된 환경부의 전국 하천 및 호소 등 수질보전 대상 공공수역에 대한 수질 현황 조사의 일반적인 기준과 방향을 살펴보면 다음과 같다. 이는 환경정책기본법 제15조(환경오염의 조사), 수질환경보전법 제3조(상시 측정), 그리고 상수원관리규칙 제23조의2(원수의 수질검사)에 따라 하천 및 호소의 수질 변화 추세를 통해 이미 집행된 주요 수질개선 정책 사업의 효과를 분석하여 장래 수질보전정책 수립을 위한 기초자료를 확보하기 위한 우리 나라 하천 및 호소 수질 측정망 운영 계획이다.

수질 측정망 구성을 위한 수질측정 지점 선정의 기본 개념은 먼저, 하천 및 호소 등 수계수질관리 필요지점, 상수원수 및 농업용수 취수 지점, 그리고 배출업소 관리를 위한 공단배수 및 도시관류 지점을 위주로 한다. 이에 따른 측정지점 선정 기준은 수질개선을 위하여 수질상태를 파악할 필요가 있는 지점, 양호한 수질상태 유지를 위하여 보전하여야 할 지점, 수질 변화 상태 및 오염 추세를 파악하기 위한 지점, 수체에 유입되는 오염물질 및 그 영향을 파악하기 위한 지점, 그리고 담수와 해수의 혼합지점에서 담수에 의한 오염부하량을 파악할 수 있는 지점을 참고한다.

한편 수질 측정망 운영에 대한 환경부의 기준은 <표 A.1.1>과 같으며, <표 A.1.2>는 상시 측정 지점에 대한 조사 지점 및 조사 기관의 운영 계획, 시료 채취 방법 등을 나타낸 것이다.

<표 A.1.1> 측정망별 항목, 조사회수 및 조사시기

구 분		조 사 항 목	조사회수	시기(월)	비 고 (항목선정기준)
하천수		수위 또는 유량, pH, DO, BOD, COD, SS, 총질소, NH_3-N, NO_3-N, 총인, 수온, 페놀류, 전기전도도, 분원성 대장균군수, 총대장균군수	12회/년 (48회/년)	매월	하천수질 환경기준 및 하천보호상 필요한 항목
		Cd, CN, Pb, Cr^{+6}, As, Hg, ABS	4회/년 (12회/년)	3,6,9,12월	
		PCB, 유기인, TCE, PCE	1회/년	7월	
호소수		수위 또는 유량, pH, DO, BOD, COD, SS, 총질소, NH_3-N, NO_3-N, 총인, 수온, 페놀류, 전기전도도, 클로로필a, 투명도, 분원성대장균군수, 총대장균군수, 식물성플랑크톤(조류)	12회/년	매월	호소수질 환경기준 및 호소수질변화 상태파악 항목
		Cd, CN, Pb, Cr^{+6}, As, Hg, ABS	4회/년	3,6,9,12월	
		PCB, 유기인, TCE, PCE	1회/년	7월	
상수원수	하천수	pH, BOD, SS, DO, 대장균군수	월1회 이상	매월	상수원관리규칙규정에 의함
		Cd, As, CN, Hg, Pb, Cr^{+6}, F, Se, NH_3-N, NO_3-N, 페놀류, ABS, 카바릴, 1,1,1트리클로로에탄, TCE, PCE, PCB, 유기인	4회/년	3,6,9,12월	
	호소수	pH, COD, SS, DO, 대장균군수	월1회 이상	매월	
		Cd, As, CN, Hg, Pb, Cr^{+6}, F, Se, NH_3-N, NO_3-N, 페놀류, ABS, 카바릴, 1,1,1트리클로로에탄, TCE, PCE, PCB, 유기인	4회/년	3,6,9,12월	
농업용수		pH, DO, BOD, COD, SS, 총질소, 총인, Cu, Pb, Cd, Cl^-, 전기전도도, 식물성플랑크톤(조류)	2회/년	6, 9월	수질환경기준및농수산물재배제한기준항목
공단폐수		pH, DO, BOD, COD, SS, 수온, 전기전도도	24회/년	매월2회	폐수배출허용기준및방류수수질기준항목
		Cd, CN, Pb, Cr^{+6}, As, Hg, Cu, Zn, Cr, 총질소, 총인, 페놀, N-핵산, 용해성망간, 용해성철, 대장균군수	12회/년	매월	
		유기인, PCB, TCE, PCE	1회/년	11월	

<표 A.1.2> (a) 매일측정 지점의 항목, 조사회수 및 조사시기 (미량유해화학물질)

수 계	조 사 지 점 (1일 총조사회수)	조 사 기 관	조 사 항 목	비고
낙동강	○ 왜관대교(1)	경북도보건환경연구원	TCE, PCE, 1,1,1-트리클로로에탄, 페놀, 디클로로메탄, 사염화탄소, 벤젠, 톨루엔, 크실렌, 에틸벤젠	
	○ 성주대교(1) ○ 사문진교(1)	대구시상수도사업본부 대구시보건환경연구원	TCE, PCE, 1,1,1-트리클로로에탄, 페놀, 디클로로메탄, 사염화탄소	
	○ 성서공단복개천(1) ○ 서대구공단천 (1) ○ 대구3공단천(1) ○ 고령교(1)	대구지방환경관리청	디클로로메탄, 벤젠, 톨루엔, 크실렌, 에틸벤젠	
	○ 강창교(1) ○ 사문진교(갈수기1) ○ 대명천과 진천천 합류점(1)	대구지방환경관리청	디클로로메탄, 벤젠, 톨루엔, 크실렌, 에틸벤젠, 페놀	
	○ 칠서(2) ○ 적포교(2) ○ 대암나루터(2) ○ 삼랑진(2)	마산칠서정수사업소 낙동강환경관리청 낙동강환경관리청 부산시상수도사업본부	디클로로메탄, 벤젠, 톨루엔, 크실렌, 에틸벤젠, 페놀	
금 강	○ 금남교(2) ○ 백제대교(1)	금강환경관리청	디클로로메탄, 벤젠, 톨루엔, 크실렌, 에틸벤젠, 페놀	
	○ 신구교(1)	대전시보건환경연구원	디클로로메탄, 벤젠, 톨루엔, 크실렌, 에틸벤젠, 페놀	
영산강	○ 극락교(1)	영산강환경관리청	디클로로메탄, 벤젠, 톨루엔, 크실렌, 에틸벤젠, 페놀	

주) 수질자동측정망이 설치된 지점은 정상가동되는 날부터 국립환경연구원장이 인정하는 측정항목에 대하여는 측정을 생략할 수 있다.

<표 A.1.2> (b) 매일측정 지점의 항목, 조사회수 및 조사시기
(중금속 : 1일 1회 분석지점)

수 계	조 사 지 점	조 사 기 관	조 사 항 목	비 고
한 강	왕숙천(왕숙교)	서울시보건환경연구원	Cu, Cd외 2개항목	
	신 천(초성교)	경기도보건환경연구원	Cr^{+6}, Cd, Pb, Cu, Mn, CN외 2개항목	
낙동강	사문진교(갈수기), 강창교, 대명천과 진천천 합류점	대구지방환경관리청	Cu, Cd, Pb, CN, Cr^{+6}, As외 2개항목	
영산강	극락교(광주2)	영산강환경관리청	Cu외 2개항목	

주) 월 2회 분석지점 : 1일 1회 분석지점외의 지점

(1) 시료채취

가. 시료채취 시기 및 지점

1) 채취시기 : 조사기관의 계획에 의거 실시하되, 가능한한 수질이 안정되고 대표적인 상태라고 판단되는 때에 채수한다.
단, 강우시에는 가능한 한 강우의 영향을 받지 않는 시기에 측정하여야 한다.
2) 채수지점 : 수체(Water body)의 수질에 대한 대표성이 가장 큰 지역

나. 시료채취 방법

1) 시료는 목적시료의 성질을 대표할 수 있는 위치에서 시료채취용기 또는 채수기를 사용하여 채취하여야 하며, 채취용기는 시료를 채우기 전 3회 이상 씻은 다음 사용하여야 한다
2) 시료채취용기에 시료를 채울때에는 어떠한 경우에도 시료의 교란이 일어나서는 안되며 가능한한 공기와 접촉하는 시간을 짧게 하여 채취한다.
3) 채취된 시료는 즉시 실험하여야 하며 그렇지 못할 경우에는 4. 시료관리에 따라 보존하여 규정된 시간내에 실험하여야 한다.
4) 시료채취량은 시험항목 및 시험회수에 따라 차이가 있으나 보통 3 5ℓ 정도이어야 한다. 다만 시료를 즉시 실험할 수 없어 보존하여야 할 경우 또는 시험항목에 따라 각각 다른 채취용기를 사용하여야 할 경우에는 시료채취량을 적의 증

감하여야 한다.

(2) 시료관리

시료는 <표 A.1.3>에 나타낸 기준과 같이 가능한 한 빠른 시일 내에 분석하여야 하며 일시적인 저장, 보관이 필요한 경우에는 아래 항목별 시료관리 요령에 따르되, 그 외의 항목은 가급적 4℃에서 보관하여 24시간 내에 시험함을 원칙으로 한다.

(3) 측정자료 관리 및 활용

가. 측정자료의 관리

1) 총괄관리

① 측정기관별 보고된 자료는 환경부에서 총괄관리

② 총괄적인 수계별 수질변화 추이파악 및 분석

2) 생산자(측정기관)

① 측정기관은 반드시 이상자료 검색 및 원인규명

3) 전산통계처리(전산통계담당관실)

① 측정기관별 입력된 측정자료를 측정망별, 측정항목별 전산통계처리

② 수질평가를 위한 전산프로그램 개발

나. 측정자료 보고

1) 보고체계

① 환경부 주전산기와 전국 On-line망을 이용하여 보고

2) 보고요령

① 측정망운영기관은 측정 당월 말일까지 월별 수질오염 실태 보고(별도 서식2)는 환경부 전산망으로, 전산입력현황(서식3) 및 특이측정치현황(서식4)은 모사전송(FAX)으로 환경부장관에게 보고하여야 함

② 주전산기 고장등 부득이하여 측정당월 말일 이후에 수정입력할 경우에는 유선보고(수질정책과, 전산통계(담))한 후 입력하여야 하며 수정이 완료된 후 전산통계(담)에서는 출력하여 해당과에 통보

③ 측정치가 전월대비 이상변동 발생시에는 반드시 원인을 규명하여 함께 보고하고 원인규명 불가시에는 재측정하여 보고하여야 함

<표 A.1.3> 시료의 보존 방법

측정항목		시료용기	보 존 방 법	최대보존기간 (권장보존기간)
수위, 유량, 수온, pH, 투명도		P.G	-	즉시측정
용존산소	전 극 법	BOD병	-	즉시측정
	윙클러법	BOD병	현장에서 용존산소 고정후 암소 보관	8시간
생물화학적산소 요구량		P.G	4℃ 보관	48시간(6시간)
화학적산소 요구량		P.G	4℃, H_2SO_4로 pH 2이하	28일(7일)
부유물질		P.G	4℃ 보관	7일
염소이온		P.G		28일
노말핵산추출물질		G	4℃, H_2SO_4로 pH 2이하 (채취한 시료 전량을 취하여 실험)	28일
암모니아성 질소		P.G	4℃, H_2SO_4로 pH 2이하	28일(7일)
질산성 질소		P.G	4℃ 보관	48시간
총질소		P.G	4℃, H_2SO_4로 pH 2이하	28일(7일)
총 인		P.G	4℃, H_2SO_4로 pH 2이하	28일
페놀류		G	4℃ 보관, H_3PO4로 pH_4 이하로 조정한후 $CuSO_4$ 1g/ ℓ 첨가	28일
시 안		P.G	4℃ 보관, NaOH로 pH 12이상(잔류염소가 공존할 경우 아스코로빈산 1g/ ℓ 첨가)	14일(24시간)
6가크롬		P.G	4℃	24시간
크롬, 아연, 구리, 카드뮴, 납, 망간, 비소, 철		P.G	$C\text{-}HNO_3$ 2㎖/ ℓ	6개월
수 은		P.G	$C\text{-}HNO_3$ 2㎖/ ℓ	1개월
유기인		G	4℃ 보관 HCl pH 5 9	7일(추출후 40일)
폴리클로로니네이티드비페닐(PCB)		G	4℃ 보관 HCl pH 5 9	7일(추출후 40일)
음이온계면활성제		P.G	4℃ 보관	48시간
대장균군수		P.G	4℃ 암소보관	6시간
클로로필 a		P.G	CF/ C 여과후 -20℃ 보관	7일
식물성플랑크톤 (조류)		P.G	냉암소보관	즉시시험

주) P : Polyethylene, G : Glass

다. 매일측정자료의 보고주기

1) 측정기관(부서)에서는 측정자료를 매월 익월 3일까지 환경부(환경조사과), 환경관리청 및 유역내 시·도등 관련기관에 보고(통보)
단 특이사항 발견시에는 즉시 관련기관에 FAX 보고(통보)

라. 자료의 활용

1) 측정자료의 공표 및 활용
① 환경부는 측정자료를 취합한 후 4대강 주요 20개지점을 대표로 하여 일괄 공표
② 측정기관은 환경부의 자료공표 후 필요한 자료를 전산출력하여 업무에 활용토록하고 관내의 측정자료를 대외에 공표하거나 필요시 자료를 제공할 수 있음

2) 측정기관은 공단배수 및 매일측정지점의 측정결과를 측정분석시기마다 평가·분석하고 관내 유관기관에 통보하여 배출업소에 대한 지도점검 및 오염사고의 긴급대처 등의 업무에 활용토록 조치하여야 함

마. 측정결과의 평가

1) 측정기초자료 분석 평가
① 조사지점별 수질환경기준의 해당 항목별 적합 여부
② 조사지점별 수질측정치 변화 추이
③ 인근유역 오염원 변화 추이

2) 수역별(하천, 호소) 수질분석 평가
① 하천, 호소별 환경기준 달성율 현황
② 하천유량 변화 및 오염도 변화와의 상관성 분석
③ 수역구간별 환경기준 미달성 구간에 대한 대안 검토

(4) 기타사항

가. 수질오염측정망의 운영

1) 수질측정망의 운영은 본 계획에 의거, 각 조사기관별로 세부계획을 수립하여 시행한다.
2) 수질조사지점의 부득이한 변경시에는 즉시 보고하여야 한다.

나. 조사지점

1) 측정담당기관이 변경되거나 시료채취자가 변경될 경우에는 조사지점의 위치, 채

수경로 등에 관하여 전임자와 후임자가 반드시 1회이상 공동으로 채수하여 일관성이 유지되도록 한다.

2) 측정기관은 채수자 변경시 및 조사지점 변경시에는 동일한 채수지점 및 위치에서 시료를 채취할 있도록 측정망 운영관리대장(서식1)을 2부 작성하여 1부는 시료채취에 활용토록 자체적으로 비치하고, 1부는 환경부에 제출하여야 한다.

3) 동일수계에서 2개이상의 측정기관이 조사하는 경우 상호연계하여 시료채취 및 측정분석하여야 한다.

다. 업무의 공동수행

1) 조사목적에 따라 관련기관과 업무를 공동으로 수행코자 하는 경우, 상호 관련기관과 협의하여 이를 시행한다.
울산광역시는 울산광역시 보건환경연구원 발족시까지는 수질분석업무 등에 대해 경상남도 등 관계기관과 협의하여 운영한다.

2) 시험기기의 미비등 시험분석이 불가능한 항목이 있을 때에는 시료를 항목별 시료관리 요령에 따라 보관하여 국립환경연구원등 시험분석이 가능한 기관에 의뢰하여 분석한다.

3) 기관간의 수질오염도 조사자료는 업무에 상호활용이 될 수 있도록 자료의 신속한 제공 등 기관간에 협조하도록 한다.

A.1.2 배출원별 오염부하 원단위 자료

하천 유역의 오염 발생원 및 부하량 조사와 관련된 오염 원단위는 기본적으로 해당 소유역에 대해 실측치를 기본으로 하나, 실측이 어려울 경우에는 현재까지 국내 하천 유역의 인구, 산업, 축산 및 토지 이용 등의 오염원수와 여기서 발생되는 원단위를 적용한다.

(1) 생활오수

유역의 생활오수 발생량은 인구수와 1인 1일 오수발생 원단위를 이용하여 산정하였다. 이때 오수발생 원단위는 급수량 원단위와 유수율 및 하수 발생률을 이용하여 결정한다. 급수량 원단위에 따른 오수발생량은 지역에 따라 큰 차이를 보이므로 행정구역에 따른 정확한 자료를 사용한다. 이에 따른 원단위는 <표 A.1.4>와 같다.

<표 A.1.4> 생활 하수에 의한 발생 원단위 (단위: g/인/일)

참고문헌 \ 항목		구분	BOD	TN	TP	출처
‘87년 안동다목적댐 유역수질 및 오염원 조사연구보고서 (산업기지개발공사, 1983)		수거식	15	-	-	
		수세식	30	-	-	
		아파트	41	-	-	
전국주요하천 기초조사 (국립환경연구원, 1983)		도시	55	-	-	
		농촌	44	-	-	
낙동강유역 환경보전 종합설계사업 최종보고서 (환경청, 1985)		수거식	16	-	-	
		수세식	32	-	-	
		아파트	43	-	-	
		영업장	17.5	-	-	
수계별 수질관리 최적화 방안(국립환경연구원)		도시	50	-	-	
		농촌	39	-	-	
전국환경보전 장기종합계획보고서 (환경청, 1986)		수거식	16	-	-	
		수세식	32	-	-	
건설부 하수도 시설기준 (건설부)		녹지	28	-	-	
		기타 · 도시	55	-	-	
‘86년 농업용수 수질오염조사보고서 (농업진흥공사)		20만이상	39.5	-	-	
		20만이하	36	-	-	
담수호의 환경오염 및 부영양화방지 대책수립(I), (농업진흥공사, 1987)		농촌	50	-	-	
		도시	44	-	-	
전국오염하천 정화를 위한 조사보고서(환경청, 1987)		난용수	20.4	-	-	
		분뇨	19.1	-	-	
한강유역을 중심으로 한 환경관리 기술개발 (국립환경연구원, 1992)		하수	20.2	1.65	0.37	일본과 한국의 원단위를 평균하여 사용함.
		분뇨	22.3	6.78	0.97	
		계	**42.5**	**8.43**	**1.34**	
수환경정책자료집 (환경처, 1994)	1990년	시가	59	7.75	1.63	수질보전장기종합계획수립용역보고서
		비시가	48	7.75	1.63	
	1996년	시가	65	7.75	1.63	
		비시가	54	7.75	1.63	
	2001년	시가	70	7.75	1.63	
		비시가	59	7.75	1.63	
	2006년	시가	75	7.75	1.63	
		비시가	64	7.75	1.63	
저수시 수질측정 및 오염부하량 산정- 금강하류부를 중심으로 (한국건설기술연구원, 1995)		도시	56	13	2.2	다목적댐 수질 조사보고서(한국수자원공사, 1990)
		시외	45	10	1.2	
팔당상수원 수질개선 방안에 관한 연구 (경기개발연구원, 1997)		인구	65.0	13.0	1.80	한강유역을 중심으로 한 환경관리 기술개발(국립환경연구원, 1992)
		하수	20.2	1.65	0.37	
		분뇨	22.3	6.78	0.97	
팔당호등 한강수계 상수원 수질개선 특별종합대책(안), (환경부, 1998)		1997년	60	17.358	1.63	수환경정책자료집 (환경처, 1994)
		2002년	65	〃	〃	
		2005년	65	〃	〃	

(2) 축산 폐수

최근에 하천 오염에 큰 부분을 차지하고 있는 축산폐수 발생량은 가축의 사육 두수와 축산폐수 발생 원단위를 이용하여 산정하는데, 표 6.5에 나타낸 축산폐수 발생 원단위와 오염물질 발생 원단위를 이용한다.

<표 A.1.5> 축산폐수에 의한 발생 원단위(단위: g/두/일)

참고문헌 \ 항목	구분	BOD	TN	TP	출 처
‘87년 안동다목적댐 유역수질 및 오염원 조사연구보고서 (산업기지개발공사, 1983)	소	640	128	72	
	돼지	125	20.4	16.8	
전국주요하천 기초조사 (국립환경연구원, 1983)	소	640	-	-	
	돼지	125	-	-	
낙동강유역 환경보전 종합설계사업 최종보고서(환경청, 1985)	소	18.65	-	-	
	돼지	22.98	-	-	
수계별 수질관리 최적화 방안(국립환경연구원)	소	640	-	-	
	돼지	125	-	-	
‘86년 농업용수 수질오염조사보고서 (농업진흥공사)	소	640	128	72	
	돼지	125	20	16	
담수호의 환경오염 및 부영양화방지 대책수립(I), (농업진흥공사, 1987)	소	640	128	72	
	돼지	125	20	16	
전국오염하천 정화를 위한 조사보고서(환경청, 1987)	소	640	-	-	
	돼지	125	-	-	
한강유역을 중심으로 한 환경관리 기술개발(국립환경연구원, 1992)	소	581	220	40.8	실험하여 측정
	돼지	179	36	13.4	
	닭	3.7	1.3	0.41	
수환경정책자료집(환경처, 1994)	소 한우	640	128	72	
	소 젖소	170	126.5	187	
	돼지	125	20.4	16.8	
	가금	12.5	0.96	0.78	
	말	640	128	72	
저수시 수질측정 및 오염부하량 산정- 금강하류부를 중심으로 (한국건설기술연구원, 1995)	한우	640	378	56	다목적댐 수질조사 보고서(한국수자원공사, 1990)
	돼지	125	40	25	
	닭	5	0.94	0.77	
팔당상수원 수질개선 방안에 관한 연구(경기개발연구원, 1997)	소	628	203	41	한국과 일본의 원단위의 평균값을 사용
	돼지	178	37.2	15.5	
	닭	5.7	1.28	0.52	
팔당호등 한강수계상수원 수질개선 특별종합대책(안), (환경부, 1998)	소	175	22.8	3.6	환경부
	돼지	60	7.8	1.24	

(3) 토지 이용

배수구역별 토지 이용에 따른 오염물질 발생부하량은 토지 이용별 면적과 토지 이용별 오염물질 발생원단위를 이용하여 산정하며, <표 A.1.6>의 토지 이용별 오염물질 발생원단위를 이용한다.

<표 A.1.6> 토지이용에 위한 발생 원단위(단위: kg/km^2/일)

항목 / 참고문헌	구분	BOD	TN	TP	출처
'87년 안동다목적댐 유역수질 및 오염원 조사연구보고서 (산업기지개발공사, 1983)	전	15	-	-	
	답	30	-	-	
	임야	41	-	-	
전국주요하천 기초조사 (국립환경연구원, 1983)	전	7.10	-	-	
	답	5.12	-	-	
	임야	0.96	-	-	
	기타	0.96	-	-	
수계별 수질관리 최적화방안 (국립환경연구원)	전	25.87	-	-	
	답	18.65	-	-	
	임야	3.48		0.06	
'86년 농업용수 수질오염조사보고서 (농업진흥공사)	전	11.9	2.5	12.0	
	답	51.1	43.5	-	
	임야	9.5	-	-	
담수호의 환경오염 및 부영양화방지 대책수립(I), (농업진흥공사, 1987)	전	7.1	0.25	1.2	
	답	5.12	4.35	-	
	임야	0.96	-	-	
	기타	0.96	0	0.6	
전국오염하천 정화를 위한 조사보고서(환경청, 1987)	전	7.10	-	-	
	답	5.12	-	-	
	임야	0.96	-	0.17	
한강유역을 중심으로 한 환경관리 기술개발 (국립환경연구원, 1992)	전	5.18	8.95	0.39	일본과 한국의 원단위를 평균하여 사용함
	답	4.56	9.24	0.28	
	임야	1.00	4.64	0.021	
	대지	87.6	10.05	0.55	
	기타	0.96	4.64	0.027	
수환경정책자료집(환경처, 1994)	전	59	7.75	1.63	
	답	48	7.75	1.63	
	임야	65	7.75	1.63	
	대지	54	7.75	1.63	
	기타	70	7.75	1.63	
저수시 수질측정 및 오염부하량 산정- 금강하류부를 중심으로 (한국건설기술연구원, 1995)	전	6.30	3.21	0.269	다목적댐 수질조사 보고서(한국수자원공사, 1990)
	답	5.11	3.21	0.269	
	목장	560.82	3.21	0.269	
	임야	0.96	0.759	0.027	
	대지	87.56	0.759	0.027	
	기타	0.96	0.759	0.027	
팔당상수원 수질개선 방안에 관한 연구(경기개발연구원, 1997)	전	5.18	8.95	0.39	한강유역을 중심으로 한 환경관리 기술개발 (국립환경연구원, 1992)
	답	4.56	9.24	0.28	
	임야	1.00	0.55	0.021	
	대지	0.96	2.33	0.55	
	목장지	6.20	3.60	0.40	
	기타	0.96	0.76	0.027	
팔당호등 한강수계 상수원 수질 개선 특별종합대책(안), (환경부, 1998)	전	1.6	9.44	0.24	비점오염원 조사연구 (환경부, 1995)
	답	2.3	6.56	0.61	
	임야	0.93	2.20	0.14	
	대지	85.9	13.69	2.10	
	목장	35.1	5.37	1.72	
	기타	0.96	0.059	0.027	

(4) 산업 폐수

배수 구역내 산업 폐수 발생량은 각 산업체의 폐수 배출량 현황을 조사하여 산정한다. 산업단지의 오염물질 발생부하량은 각 산업체의 폐수발생량과 폐수의 오염물질농도를 산정하여야 하나, 오염 물질 농도의 실측이 불가능하므로 표 6.7에 나타낸 폐수 배출 기준 농도를 이용하여 산정한다.

<표 A.1.7> 산업폐수에 의한 발생 원단위(단위: g/m^3/일)

항 목 / 참고문헌	구분	BOD	TN	TP	출처
서울시 상수도 취수원의 북한강 상류이전 타당성 연구 (서울시 상수도 사업본부, 1993)		30	3.81	1.05	다목적댐 수질예측에 따른 오염저감 최적화 방안에 관한 연구(2차)보고서(한국수자원공사, 1992)
도시하천 수질관리 방안을 위한 연구(안양천을 중심으로), 서울시정개발연구원, 1993	96년 이전	150	-	-	한강대권역 수질보전계획 (1992 1996)(환경처, 1992)
	96년 이후	120	-	-	
물관리 업무자료 (수질개선기획단, 1998)		354	-	1.06	수환경 평가 참고자료 (환경부 수정 67400-414: ‘95.5.30)
저수시 수질측정 및 오염부하량 산정- 금강하류부를 중심으로 (한국건설기술연구원, 1995)		30.0	3.81	1.05	다목적댐 수질조사 보고서, (한국수자원공사, 1990) 단위: kg/ km^2 · 일
팔당상수원 수질개선 방안에 관한 연구(경기개발연구원, 1997)		957	34.4	7.5	팔당상수원보호종합대책에 관한 연구, 2차년도 (국립환경연구원, 1989)
팔당호등 한강수계상수원 수질개선 특별종합대책(안), (환경부, 1998)		545	23.9	6.8	BOD: “산업폐수의 발생과 처리“ 통계(‘97), TN, TP: 한강유역을 중심으로 한 환경 관리 기술개발(국립환경연구원, 1992) 단위: g/ 인 · 일

A.2 경제성 분석 해설

A.2.1 하천경제 조사

첫째, 하천경제조사는 하천에 관한 제반시책과 관계되는 여러 효과중 경제성과 관련되는 효과를 파악하는 것을 목적으로 한다. 일반적으로 하천사업이나 시책에 관계되는 여러 계획을 검토할 때는 그 사업과 시책이 완료되었을 때의 효과가 어떤 형태로 나타날 것인가를 파악하고 평가하는 것이 중요하다.

둘째, 이때 나타나는 각종 효과 중에서 경제적 정량화가 가능한 효과를 파악하고 이를 시책별 또는 대안별로 비교하는 것은 하천사업을 시행하는데 있어서 대단히 중요한 요소가 된다.

셋째, 따라서 하천 등에 관한 시책의 여러 효과 중에서 경제평가의 비중이 높은 분야의 시책에 대해서는 하천경계조사를 실시하는 것이 바람직하다. 즉, 하천개수사업이나 댐 건설사업에 대해서는 치수경제조사, 수자원개발사업에 대해서는 수리경제조사, 수질보존사업에 대해서는 수질보존경제조사 등을 실시하게 된다. 소하천에 있어서도 이와 마찬가지로 하천의 개수 등의 대책을 마련했을 때 이를 통한 경제성 분석이 필요하며, 이를 위해서는 해당 사업에 소요되는 비용과 이를 통해 얻어질 수 있는 각종 경제성을 평가하여 투자대 효율의 비가 가급적 큰 사업부터 우선순위를 설정하는 것이 적절할 것이다.

넷째, 그러나 치수경제성 조사는 조사방법이 정확하게 확립되어 있지 않고, 평가내용으로 산입하는 기준의 다양성과 모호성, 간접적 효과의 계량화 등과 같은 어려움 때문에 그 기준을 확립하는 것이 곤란하다.

다섯째, 따라서 본 장에서 제시하는 기준은 하천개수사업에 대한 기존의 각종 방안이나 기준 등을 검토하여 합리적이라고 판단되는 분석방법을 제시하였으며, 향후 좀 더 합리적이고 적정한 기준을 연구, 개정할 계획이다.

여섯째, 일반적으로 치수경제조사는 치수사업의 여러 효과중 경제평가가 가능한 것을 파악하여 치수사업의 편익으로 하고 치수사업을 실시하는데 소요되는 비용 및 시설의 유지, 관리에 소요되는 비용 등을 치수사업의 비용으로 설정하여 비교를 사업지구별로 실시하여 동일수계내의 여러 사업지구에 대한 우선순위 및 각 사업지구에 대한 적정 투자규모 등을 분석하여 효율적인 치수사업을 수행할 수 있도록 하는데 그 목적이 있다.

일곱째, 치수사업의 여러 효과중 경제적 편익은 크게 직접 편익과 간접 편익으로

나뉘어 진다. 직접 편익은 치수사업의 효과가 미치는 지역(수익지)에서 마땅히 해야 되는 사회경제활동이 수해로 말미암아 입은 피해가 치수사업을 실시함으로써 감소되는 이익이며, 간접편익은 치수사업으로 인해 증대되는 수익지의 사회경제활동 이익이다. 그러나 간접편익인 고도화 편익에 대해서는 조사방법이 확립되어 있지 않으므로 본 장의 내용은 주로 직접편익을 파악하는 조사에 중점을 두기로 한다.

여덟째, 편익 및 비용을 연평균 현재가치로 환산할 때는 재해연보 등에서 제시하고 있는 연도별 물가지수 등 정부에서 고시하는 각종 계수를 이용하여 산정하기로 한다.

A.2.2 치수경제조사

(1) 치수경제조사 절차

첫째, 대상이 되는 치수시설에 대하여 어느 정도의 유량에 의해 어느 정도의 구역이 어느 정도의 시간, 얼마만한 수심으로 침수 또는 범람하는가를 추정해서 범람에 의하여 피해가 발생하는 규모를 산정하고, 유량규모의 연평균 발생확률을 곱해서 유량규모의 홍수에 의한 연평균피해액을 계산한다. 이 작업은 조사대상으로 하는 최소 유량규모의 홍수로부터 최대 유량규모의 홍수까지 누가하면 그 범람구역의 연평균 피해액이 산정된다. 이와 같이 대상이 되는 치수시설에 대한 현재의 연평균 피해액과 계획목표로 하는 치수시설을 설치하여도 발생가능한 연평균 피해액을 산정해서 그 차를 구하면 치수사업의 피해경감효과가 된다.

둘째, 이러한 작업을 위해서는 대상지역의 설계유량 규모를 결정하는 작업이 우선적으로 이루어져야 한다. 설계유량을 결정하는 방법은 장기간의 홍수량 실측을 통해 얻어진 홍수량 자료를 직접 빈도해석하여 구하는 방법이 가장 적절하지만 이를 위해 소요되는 비용이 많이 필요로 한다. 따라서 소하천과 같이 미계측 유역이 대부분인 경우 지형도로부터 대상 소하천의 유역을 분리하여 확률강우량 해석이 이미 인근 지역의 자료를 사용하여 단위도법 등에 의해 설계빈도별 확률홍수량으로 변환하는 방법이 주로 사용된다.

(2) 치수경제조사 내용

첫째, 전술한 바와 같이 설계강우량에 대한 강우-유출모형의 모의에 의해 계획홍수량을 산정하지만 실측 자료를 필요로 하는 경우도 있어 해당 지점의 홍수량 자료 등을 사용할 경우에는 유량규모는 무해유량을 최소로 하고 계획홍수량을 포함한 발생가능한 최대홍수시의 홍수량을 최대로 하여 빈도별 홍수량 등을 토대로 5 6개 정도의

유량규모로 정하는 것을 원칙으로 한다.

둘째, 지형도를 사용하여 조사대상구역의 지반고 조사를 수행할 경우에는 원칙적으로 표고차 1m 간격으로 구분해서 실시한다. 이때 사용되는 지형도는 축척 1:5,000 또는 최대 1:25,000의 지형도를 이용하며, 대축척의 등고선을 보간법에 의하여 실시할 수도 있으나 원칙적으로 현장에서는 종횡단측량을 실시해야 하며 기본계획 수립 및 실시설계 등 기존 조사측량이 완료된 경우에는 그 성과를 활용할 필요가 있다.

셋째, 범람수리조사란 조사대상 유량규모에 대응한 범람 및 침수예상구역을 추정하고 지반고 조사의 결과에 따라서 예상범람구역에 대하여 등지반고(等地盤高)의 지구별 침수심(侵水深), 침수일수(侵水日數)를 추정하는 작업을 의미한다. 현재 상태에서 홍수범람형태를 파악하고자 할 때에는 설계빈도별 홍수위 또는 홍수범람 시뮬레이션 모형을 사용하여 빈도별 홍수량 등을 기초자료로 범람 또는 침수범위를 예측하며, 해당지역의 과거 홍수피해흔적조사 등을 고려하여 종합적으로 판단하게 된다. 이때 침수심, 침수일수의 추정은 향후 침수에 의한 자산종류별 피해율의 정도가 피해산정항목에 따라 달라지기 때문에 적용하게 된다.

넷째, 범람구역(汎濫區域) 자산조사란 예상범람구역내 침수에 의한 발생가능한 자산을 조사하는 것를 의미한다. 조사대상 자산은 일반자산(가옥, 가계, 사업소 상각자산, 재고자산, 농어촌 자산), 농작물, 공공토목시설(하천, 도로, 교량, 농업용 시설, 철도, 전신, 전화, 전력시설 등), 가축자산 등으로 한다. 조사는 원칙적으로 등지반고 지구별로 실시한다.

A.3 사석결정공식

사석의 크기를 결정하는 공식은 여러 가지가 있으나, 대부분의 공식이 유속과 수심만을 변수로 하여 하천의 상황을 종합적으로 반영하지 못하고 있다. 그러나 미공병단 Engineer Manual 1110-2-1601에서 제시한 다음 공식은 하천의 유속, 수심과 함께 곡률, 사면경사 등을 종합적으로 고려하여 신뢰성이 높은 공식이라 할 수 있다.

A.3.1 개요 및 한계

본 공식에서는 단면 평균된 국부 유속을 이용하여 사석의 크기를 결정한다. 즉, 국부 유속과 국부 수심을 이용하여 외력을 계산하고, 사석의 크기와 단위 중량에 의해 반력이 결정된다. 본 공식은 실험실 실험 결과에 기초를 두고 있으며 많은 현장결과와 비교되었다(Maynord 1988). 본 공식은 사석의 입도분포를 결정하며, 결정된 입도분포를 갖는 사석을 1D100이상의 두께로 배치할 때 안정성을 보장할 수 있다. 그리고 본 공식이 유효한 사면경사는 1:1.5 이하이다.

A.3.2 계산 방법

(1) V_{ss}(사면 특성 유속) 계산

사면 기단부로부터 20% 이상되는 지점의 수심평균된 국부유속으로 일반적으로 한 단면에서 발생하는 최대 유속으로 이해할 수 있다. 그러나 HEC-2등을 이용하여 구할 수 있는 유속은 곡률을 고려하지 못한 단면평균유속이므로 단면평균유속을 이용하여 사면특성유속을 구하는 공식이 필요하여 수치계산을 이용하여 자연하천의 경우 다음과 같은 공식을 제시하고 있다.

$$\frac{V_{ss}}{V_{avg}} = 1.74 - 0.52\log\left(\frac{R}{W}\right) \qquad \text{(A.3.1)}$$

여기서 R은 곡률반경, W는 수면폭을 나타낸다.

인공하도의 경우는 일반적 공식을 대신하여 수치계산에 의한 표를 제공하고 있으나, 일반적인 경우에 사용하기에 무리가 따른다. 그런데 인공하도의 Vss가 자연하천의 Vss보다 적은 값을 가지므로 위의 공식을 인공하도에 사용하여도 안정측으로 계산되므로 안정성의 면에 오히려 유리하다. 하천이 사행하는 지점에는 위의 공식을 이용하여 Vss를 산정하고 직선하도의 경우는 저수로에서의 유속이 평균유속에 비하여

10-20%정도 높은 값을 가지므로 이를 고려하여 V_{ss}를 산정하면 무리가 없다.

(2) D_{30}계산

$$D_{30} = S_F C_S C_V C_T \left[\left(\frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \right)^{1/2} \frac{V}{\sqrt{K_1 g d}} \right]^{2.5} \quad (A.3.2)$$

S_F : 안전율을 나타내는 인자로 보통 1.1을 사용한다.

C_S : 초기 파괴에 대한 안전계수

각이 진 사석 = 0.30

둥근 사석 = 0.375

C_V : 연직방향 유속분포 계수

직선 하도, 만곡부의 안쪽 = 1.0

만곡부의 바깥쪽 = 1.283-0.2log(R/ W)

R/ W > 26인 경우 = 1

콘크리트 하도의 하류 = 1.25

수제의 끝부분 = 1.25

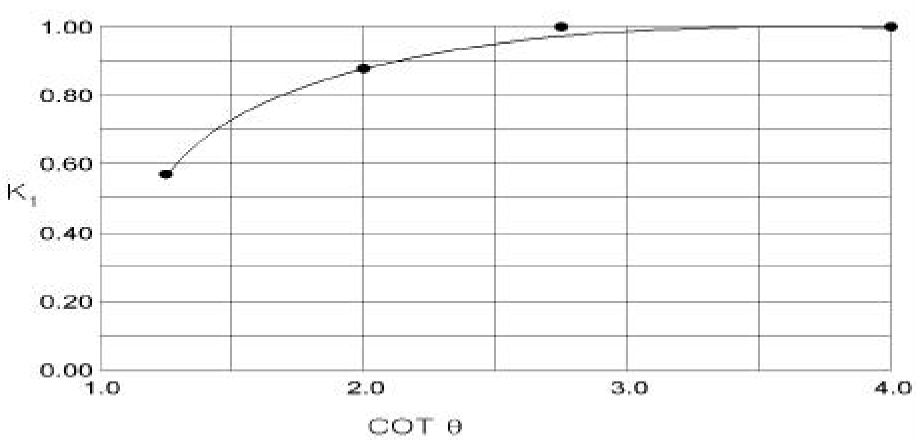
C_T : 사석 쌓는 두께에 대한 안전계수

사석을 쌓는 두께가 $1D_{100}$ 또는 $1.5D_{50}$인 경우(=1.0)

d : 수심

V : 국부 평균 유속, 만곡부의 경우 V_{ss} 사용

K_1 : 경사면 보정계수, 다음 그래프에서 결정. θ는 사면 경사



<그림 A.3.1> 사면 경사와 K1의 상관관계

(3) D_{100} 결정 : <표 A.3.1>에 의해 D_{100} 결정

<표 A.3.1> 사석의 등급

Limits of Stone Weight, lb[1], for Percent Lighter by Weight								
D_{100}(max)	100		50		15		D_{30}(min)	D_{90}(min)
mm	Max	Min	Max[2]	Min	Max[2]	Min	mm	mm
Specific Weight = 2.48								
229	34	14	10	7	5	2	130	180
305	81	32	24	16	12	5	160	240
381	159	63	47	32	23	10	210	300
457	274	110	81	55	41	17	250	360
533	435	174	129	87	64	27	290	420
610	649	260	192	130	96	41	330	480
686	924	370	274	185	137	58	370	540
762	1,268	507	376	254	188	79	420	600
838	1,688	675	500	338	250	105	460	660
914	2,191	877	649	438	325	137	500	720
1,067	3,480	1,392	1,031	696	516	217	580	840
1,219	5,194	2,078	1,539	1,039	769	325	660	960
1,372	7,396	2,958	2,191	1,497	1,096	462	750	1,080
Specific Weight = 2.65								
229	36	15	11	7	5	2	130	180
305	86	35	26	17	13	5	160	240
381	169	67	50	34	25	11	210	300
457	292	117	86	58	43	18	250	360
533	463	185	137	93	69	29	290	420
610	691	276	205	138	102	43	330	480
686	984	394	292	197	146	62	370	540
762	1,350	540	400	270	200	84	420	600
838	1,797	719	532	359	266	112	460	660
914	2,331	933	691	467	346	146	500	720
1,067	3,704	1,482	1,098	741	549	232	580	840
1,219	5,529	2,212	1,638	1,106	819	346	660	960
1,372	7,873	3,149	2,335	1,575	1,168	492	750	1,080
Specific Weight = 2.81								
229	39	15	11	8	6	2	130	180
305	92	37	27	18	14	5	160	240
381	179	72	53	36	27	11	210	300
457	309	124	92	62	46	19	250	360
533	491	196	146	98	73	31	290	420
610	733	293	217	147	109	46	330	480
686	1,044	417	309	209	155	65	370	540
762	1,432	573	424	286	212	89	420	600
838	1,906	762	565	381	282	119	460	660
914	2,474	990	733	495	367	155	500	720
1,067	3,929	1,571	1,164	786	582	246	580	840
1,219	5,864	2,346	1,738	1,173	869	367	660	960
1,372	8,350	3,340	2,474	1,670	1,237	522	750	1,080

Notes :
1. Stone weight limit data from ETL 1110-2-120(HQUSACE, 1971(14 May), "Additional Guidance for Riprap Channel Protection, CH 1," US Government Printing Office, Washington, DC). Relationship between diameter and weight is based on the shape of a sphere.
2. The maximum limits at the W_{50} and W_{15} sizes can be increased as in the Lower Mississippi Valley Division Standardized Gradations shown in Appendix F.

A.3.3 하천의 적용 예

어떤 하천구간에서 설계홍수량(50년 빈도)에 대한 유속과 수심이 아래와 같을 때 사석 호안에 대하여 사석크기를 계산하면 다음과 같다.

(1) 자료

1) 단면 평균유속(V) = 3.5m/s(최고유속)
2) 수심(h) = 3.0 m (최고유속 발생 지점의 수심)
3) 사면경사(V:H) = 1 : 2
4) 곡률에 대한 고려 : 저수시에는 저수로는 어느정도 사행하나 홍수시에는 유수가 저수로와 둔치 상부로 넘치는 관계로 제방선을 따라 유수가 유하하게 된다. 따라서 직선하도로 생각할 수 있다.

(2) 사석크기 계산

1) Vss : 직선 하도인 관계로 평균유속을 그대로 사용
2) 이상의 자료를 이용하여 위의 공식에 대입하면 다음 표와 같다.

D_{30}	S_F	C_s	C_v	C_t	d(수심)	V	K_1	g
0.20	1.1	0.3	1	1	3	3.5	0.9	9.81

3) <표 A.3.1>에 의해 D_{90}은 30cm, D_{100}은 38.1cm이다.
4) 즉 20cm이상에서 38cm 이하의 사석을 38cm 정도의 두께로 쌓으면 안정하다고 할 수 있다.

부록 B. 자연형 하천정비 사례

B.1 하천환경 및 자연형 하천정비

B.2 자연형 하천정비 사례

B.1 하천환경 및 자연형 하천정비

소하천 시설기준 '제 6 장 하천환경정비 및 관리'에서 기술하고 있는 바와 같이 하천환경이란 물과 주변 공간과의 통합체인 하천 그 자체로서 하천수량, 하천수질, 하천공간과 빛 등으로 구성된 자연적/ 인위적인 모습이라 할 수 있다. 하천환경은 이수 및 치수와 더불어 하천의 3대 고유기능 중 하나로서, 수질자정이나 생태적 서식처로서의 자연보전 기능과 수변경관, 정서함양 기능으로서의 친수기능, 그리고 하천부지 이용, 피난 및 방재공간, 지리분할 기능으로서의 공간기능 등을 가지고 있다. 그러나 근년에 이르기까지 이러한 하천고유의 환경적인 기능을 고려하지 않고, 인간위주로 하천을 정비하게 됨에 따라 이수와 치수기능만이 강조되어 하천이 각종 용수공급로나 배수로처럼 취급되어 왔으며, 심지어 타용도로 변경되거나 점용되어 왔다. 이러한 치수 · 이수 기능만을 고려한 하천정비는 다음과 같은 하천환경의 변화를 초래하게 된다.

<표 B.1.1> 하천정비에 따른 하천환경의 변화

정비내용	정비목적	변 화 내 용	하천생태계의 영향
제방 및 저수로의 직 선 화	고수부지 개발 및 하천정비 간 편 성	- 하상내 심저수의 상실 : 여울, 소, 사주 등의 발달저해 - 하상재료 및 수심의 균일화 - 흐름형태의 단순화 - 수온상승	- 어류서식 및 산란장 파괴 - 갈수기 어류 피난강 상실 - 수생곤충의 감소 - 균일한 이토 및 모래퇴적에 따른 먹이확보 곤란 - 자정능력감소 - 저수로변 식생상태 단순화
첩 수 로 (방수로)	홍수소통 능력확보 및 토지이용도 제고	- 하상경사의 급변 - 유속의 증가 - 첨수로 구간내 침식, 운반, 퇴적 작용 활발 - 하상재료의 균일화 - 사수역의 형성곤란	- 새로운 수로에 어류 서식환경 조성 등 생태계 복원에 장시간 소요 - 과다침식(시점부) 및 과다 퇴적(종점부)에 따른 어류 산란장 및 생육장 파괴
하상굴삭	홍수소통 능력향상 및 골재채취	- 하상형태의 단순화 - 지천과의 낙차발생 - 식생 水際帶 형성의 곤란 - 지하수위 저하 초래 - 단면적 확대에 따른 유속의 완화로 퇴적 가중	- 어류산란 및 피난강 감소 - 본류 및 지천간 어류의 왕복불가 - 수생곤충 서식환경 파괴 - 고수부지의 식생의 종의 획일화 초래

<표 B.1.1> 하천정비에 따른 하천환경의 변화(계속)

정비내용	정비목적	변 화 내 용	하천생태계의 영향
확 폭	홍수소통 능력확보	- 소류력 감소에 의한 토사 이동의 감소 - 상시수위 저하 - 수온상승	- 갈수시의 어류 서식 및 피난처 감소 - 하천의 자정능력감소
고수부지 개 발	고수부지 조성 및 하도정비	- 고수부지 높이 획일화 - 다양한 형태의 물길 상승 - 흐름 형태의 단순화	- 어류의 서식 및 산란장 파괴 - 수생곤충 서식환경 파괴 - 수변식생 단순화
콘크리트 호 안	침 식 에 대 한 제방보호	- 지하수 흐름의 저해 - 유속의 증가 - 하천조도의 균일 - 수온상승 - 지수역감소	- 어류의 산란장, 서식 및 피난장소 감소 - 수변곤충의 감소 - 먹이의 감소 - 수변식생의 상실
낙차공 및 보	취 수 위 확보 및 하상안정	- 담수에서 급류로 변화(흐름의 급변) - 토사이동의 차단 - 국소세굴 및 하상저하 (장갑화 현상 초래) - 구조물 상류에서의 이토 퇴적	- 어류의 상、하류 통과성 저해초래 - 구조물 직하에서의 어류의 산란 및 서식 장소, 피난장소의 감소
하천복개	주 차 장 및 도로건설	- 콘크리트 구조물의 배수로화 - 빛 및 공기의 차단 - 악취 및 유해가스 발생 - 물 오염 가속	- 하천생태 환경의 근원적인 파괴초래 - 수변식생 상태 말살 - 하천환경 기능 상실
하천내 도로 및 주차장	도 로 및 주 차 장	- 포장에 의한 강우의 비침투 - 수질오염 가속	- 하천생태 환경파괴 - 수변식생 감소 - 수변곤충 및 수조류 등의 서식환경 파괴
골재준설	골재준설	- 하상변동 초래 - 하상저하 - 여울 및 소의 상실 - 하상재료의 균일화 - 유속의 완화	- 어류의 산란 및 서식장소 파괴 - 2차 오염에 의한 어류 서식환경 파괴 - 먹이의 감소

자연형 하천정비는 표와 같이 인간위주의 인위적인 하천정비로 인해 발생하는 각종 문제를 최소화하기 위한 것이며, 하천환경의 요소를 최대한 보전하고 증진시키기 위해서 추진하는 각종 다양한 형태의 하천정비를 의미한다.

B.2 자연형 하천정비 사례

하천환경에 대한 중요성은 1960년대 중반 독일, 스위스 등 독일어 문화권을 중심으로 인식되기 시작하여 영국, 미국, 일본 등으로 확산되었다. 1960년대 중반 이후 이들 국가에서는 하천환경에 대한 관련 법률의 정비 및 관련 연구에 착수하였으며, 1980년대에 이르러 하천환경 종합계획을 수립하고 실행에 착수하게 되었으며, 현재까지 다양한 자연형 하천공법의 개발이 이루어지고 있다.

우리나라의 경우 자연형 하천정비의 개념이 도입되기 시작한 것은 1990년대 초반이며, 실제 하천에 대한 자연형 하천공법의 적용시기는 1990년대 중반이후 라고 볼 수 있다. 그러나 대부분의 경우 하천유역의 종합적인 정비차원이 아니라 시험유역운영이나 일부 공법을 특정구간에 적용하는 정도이고, 국내의 수리·수문학적 특성, 환경특성 등을 고려하여 개발된 공법의 다양한 사례가 없기 때문에 자연형 하천정비에 많은 어려움을 겪고 있는 실정이다.

따라서, 본 부록에서는 '국내 여건에 맞는 하천공법의 개발(환경부, 1998)'의 시험구간으로 운영되고 있는 '양재천 과천 시험구간'에 적용된 자연형 하천공법을 위주로 하여 자연형 하천공법의 사례를 제시함으로써 실무자들의 소하천 정비에 다소나마 도움이 되고자 한다. 그러나, 소하천은 지형학적, 수리·수문학적, 기상학적 특성 및 환경특성 등이 매우 다양하므로 여기에 제시된 하천공법이 지역에 따라 부적절한 경우도 있을 수 있으므로, 지역의 특수성을 적절히 고려한 자연형 하천정비가 이루어져야 할 것으로 판단된다. 그리고, 자연형 하천정비와 관련된 연구는 현재 국립방재연구소에서 수행중에 있고, 환경부, 건설부, 한국건설기술연구원 등에서 지속적으로 연구를 수행하고 있으므로 보다 적절한 자연형 하천공법이 개발될 수 있을 것으로 기대된다. 따라서 자연형 하천공법의 기술축적도를 반영하여 본 참고자료집도 지속적으로 갱신되어야 할 것이며, 이를 위해서는 관심있는 분들의 적극적인 협조가 필요하다고 판단된다.

(1) 자연형 저수로 계획

<그림 B.1>과 같이 직선형의 콘크리트 저수호안의 선형을 자연하천과 유사하게 완만하게 사행시킴으로써 자정능력을 향상시키고, 각종 어류의 서식처 및 다양한 수변 생태계를 조성할 수 있다.

(a) 자연형 하천공법 시공전의 하천전경(환경부, 1998)

(b) 자연형 하천공법 시공후의 하천전경

<그림 B.1> 자연형 저수로 선형

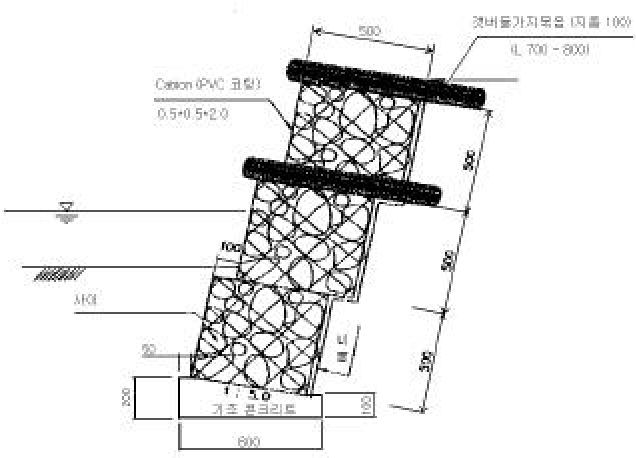
(2) 저수로 호안공법

가. 개비온(돌망태) 공법

개비온 공법은 철망을 사각형으로 만들어 그 안에 부순돌을 채워 넣어 시공하며, 콘크리트 호안보다 자연스런 경관을 연출할 수 있고, 식생의 활착에도 효과가 크다. 개비온 공법은 내구성이 크기 때문에 홍수의 위험이 있는 부분에 사용하여 호안의 침식을 방지할 수 있는 공법이다. 생태계면에서는 물속의 돌틈 사이에 미생물과 어류 등이 놀 수 있는 공간을 제공하고 홍수시 토사 등이 쌓이면 식물이 성장할 수 있는 환경을 제공하게 된다. 그러나 개비온 공법은 기계시공

에 어려움이 있어 인력에 의존해야 하므로 공사비가 높아질 우려가 있으며, 시공시 망태의 간격보자 적은 입자의 돌은 시공 후 돌이 빠져 나올 수 있으므로 주의가 요구된다. <그림 B.2>의 (a)는 만곡 수충부에 조성된 저수로 개비온 호안 공법의 사례를 나타낸 것이며, (b)는 개비온 공법의 단면도를 도시한 것이다.

(a) 개비온 공법의 시공사례



(b) 개비온 공법의 단면도

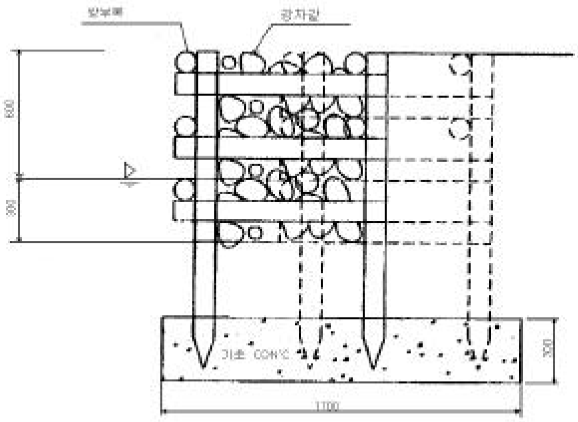
<그림 B.2> 개비온(돌망태 공법)(환경부, 1998)

나. 통나무상자 공법

통나무 상자 공법은 통나무로 틀을 만들고 그 안에 틈이 많은 사석을 넣어 조성하는 호안으로, 돌틈에 토사가 채워지면 식생이 활착되고 식생이 성장할수록 더욱 튼튼해 지게 된다. 개비온 공법과 같이 비교적 안정된 공법으로 침식이 많이 일어나는 곳에도 적용할 수 있다. 돌틈에서 미생물과 물고기들이 서식할 수 있으며, 홍수시 토사가 퇴적되면 식물의 성장기반이 마련되며, 개비온에 비해 좀더 자연스러운 경관을 연출할 수 있다. <그림 B.3>은 통나무상자 공법의 적용사례를 나타낸 것으로 (a)는 통나무 상자공법의 시공사례이며, (b)는 시공후 통나무 상자안에 토사가 퇴적되어 식생이 활착하고 있는 모습을 나타낸 것이다. 그림 (b)는 98년 홍수직 후의 모습으로 식생이 다소 유실된 상태이다. (c)는 통나무 상자공법의 단면도를 나타낸다.

(a) 통나무상자 공법의 시공사례(환경부, 1998)

(b) 시공후 식생의 활착



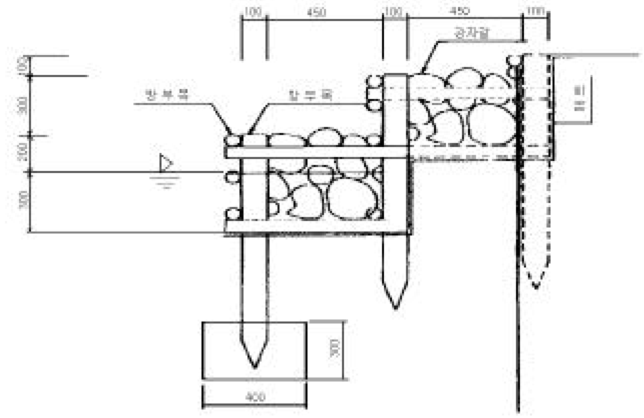
(c) **통나무상자 공법의 단면도**(**환경부**, 1998)

<그림 B.3> 통나무상자 공법

다. **자연석 계단호안**

자연석 계단호안은 통나무상자 공법과 유사하며 계단식으로 조성하는 경우의 단면도를 나타내고 있다.

(a) **자연석 계단 호안**



(b) 계단식 호안공법의 단면도

<그림 B.4> 자연석 계단호안 공법(환경부, 1998)

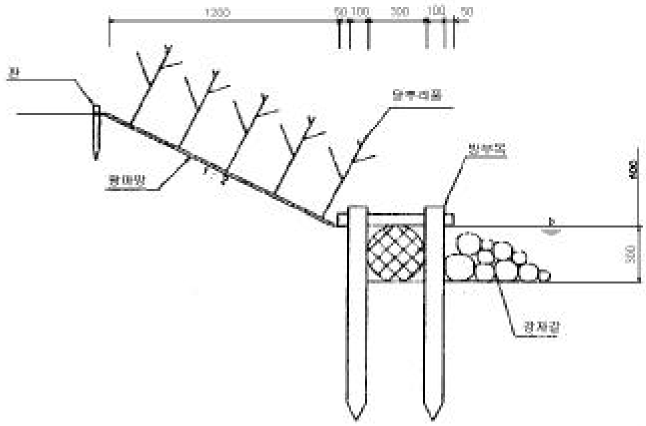
라. 식생호안

식생호안 공법은 유속, 수심 등 유수의 특성, 하상경사, 하상토의 재료 등을 고려하여 공법의 종류, 사용재료 및 조합방식 등이 결정되어야 하기 때문에 국내·외의 적용사례를 보면 그 종류가 아주 다양하다.

1) 야자섬유망과 갯버들을 이용한 공법

이 공법은 평수위 윗 부분의 완사면에 야자섬유망을 핀으로 고정하고 갯버들을 식재하고, 평수위 아랫 부분에는 원통형 coir roll과 나물말뚝을 설치하며, 그 앞면에 강자갈을 쌓는 방법으로 시공한다. 야자섬유망은 5 7년 후 자연적으로 썩게 되며, 식생의 성장을 돕게 된다. 이 공법은 경사가 작은 절개지로 식생이 활착되면 세굴에 저항할 수 있는 곳에 적용하며, 공사직후 하천변이 세굴되는 것을 방지하여 자연식생이 잘 활착되며, 갯버들이 활착되면 물가의 생태계 서식환경에 좋게 한다. <그림 B.4> (a)는 이 공법의 시공사례를 나타낸 것이며, (b)는 단면도를 나타낸다.

(a) **야자섬유망과 갯버들을 이용한 호안공법**



(b) **단면도**

<그림 B.4> 야자섬유망 씌우기와 갯버들 식재

2) **사석쌓기와 갯버들을 이용한 공법**

사석을 쌓으면서 틈에 갯버들을 꺽꽂이하여 갯버들이 활착하도록 하는 공법이다. 이 공법은 돌 뒤로 뻗은 버드나무 뿌리로 배후의 토사를 안정시키고, 줄기의 성장에 의하여 돌끼리의 결합력이 증가된다. 버드나무의 줄기에 의하여 홍수류가 호안부근에서 완화되며, 물고기를 비롯한 수생생물에 피난장소를 제공한다. 이 공법은 비교적 홍수류의 강도가 큰 스위스 퇴스강에 적용된 바 있으며, 국내

에서는 양재천 과천 시험구간에 시공되어 있으며, 다음 <그림 B.4> (a)와 같다. (b)는 이 공법의 단면도를 나타낸 것이며, (c)는 (a)와 유사한 형태이나 통나무로 기초를 하고 완만한 경사로 사석을 쌓은 다음, 사석을 따라 갯버들을 식재한 공법이다.

(a) 사석쌓기와 갯버들을 이용한 공법 사례

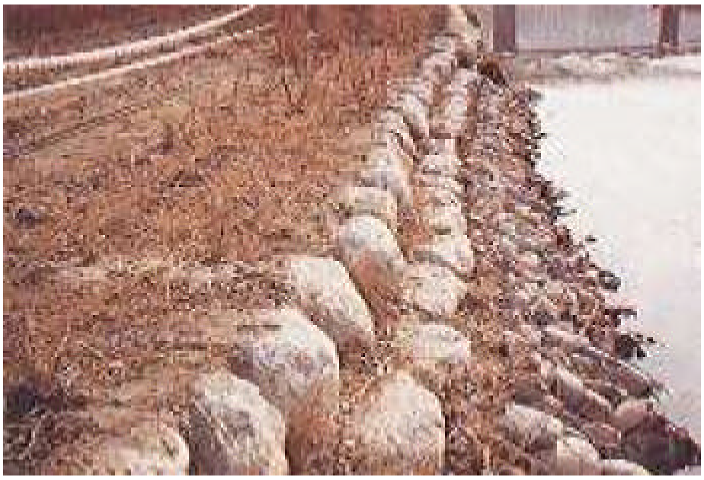
(b) 측면 개요도

(c) 통나무를 기초로 한 사석쌓기 및 갯버들 식재공법

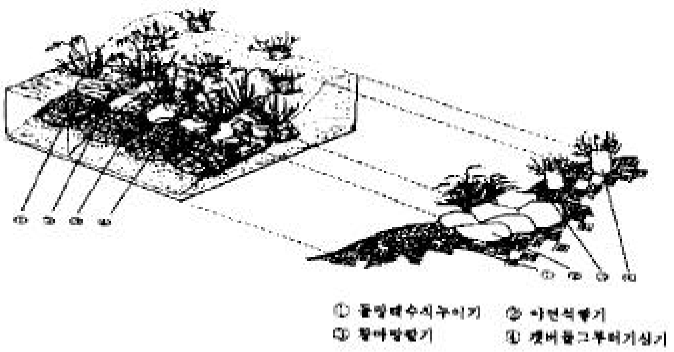
<그림 B.5> 사석쌓기와 갯버들을 이용한 공법

3) 자연석 쌓기와 갯버들을 이용한 공법

이 공법은 위의 공법에서 사석쌓기 대신에 자연석 쌓기를 한 다음 갯버들을 식재하여 갯버들이 활착하도록 하는 공법이다. 그림은 양재천 하구 학여울 구간에 적용된 식생호안 공법을 나타낸다.



(a) 자연석 쌓기와 갯버들을 이용한 식생호안



(b) 자연석 쌓기와 갯버들을 이용한 식생호안 개요도

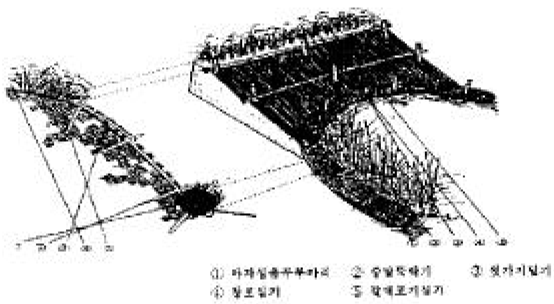
<그림 B.5> 자연석쌓기와 갯버들을 이용한 공법(송재우 등, 1997)

4) 복단면 완사면부에 적용된 식생호안 공법

이 공법은 완사면부에 욋가지(wattling) 또는 야자섬유망을 설치하고, 이를 고정시키기 위하여 나무말뚝 박기를 한 다음, 파종법이나 식재에 의하여 식생호안을 조성하는 방법이다. 다양한 식생의 발생을 촉진하고 이로 인한 다양한 동물의 서식환경을 조성할 수 있으나, 급경사 또는 하폭이 협소한 소하천의 경우 적용성이 떨어진다. 아래 그림 (a)는 욋가지를 사용한 공법이며, 그림 (b)는 야자섬유망을 이용한 방법을 나타낸다.

(a) 욋가지를 이용한 식생호안 공법

(b) **야자섬유망을 이용한 식생호안 공법**



(c) **도면(송재우 등,** 1997)

<그림 B.6> 복단면 완사면부에 적용된 식생호안 공법

5) **기타 식생호안 공법**

위에 제시된 식생호안 공법외에도 외국의 경우 다양한 적용사례가 많으나 국내의 하천과는 그 특성이 상이하기 때문에 그대로 도입될 수는 없다. 특히 소하천은 하천의 중상류부에 위치하여 하도경사가 급하기 때문에 홍수시 큰 소류력이 발생하고, 또한 하폭이 협소하기 때문에 제방의 사면경사를 완만하게 할 수 없는 등 그 조건이 열악하다고 할 수 있다. 따라서, 국내에서는 각종 보강재를 사용하여 식생이 홍수에도 안전하게 유지되도록 하는 공법들이 개발되고 있으나, 현재까지는 시험단계에 있으며 지속적인 연구에 의하여 국내 실정에 적합한 공법 및 적용기준 등의 마련이 시급한 실정이다.

<그림 B.7>은 양재천 우면동 구간에 시공중인 중공 호안블록을 사용한 식생호안 공법을 나타낸 것이며, 상대적으로 제방사면의 경사가 큰 곳에도 시공되고 있다. 그 외 플라스틱 재질의 식생매트를 anchor로 고정하는 방법과 격자상의 방틀로 사면을 보호하고 격자상의 방틀을 anchor로 고정하여 식생호안을 보강하는 공법도 있다.

<그림 B.7> 중공호안블럭을 이용한 식생호안

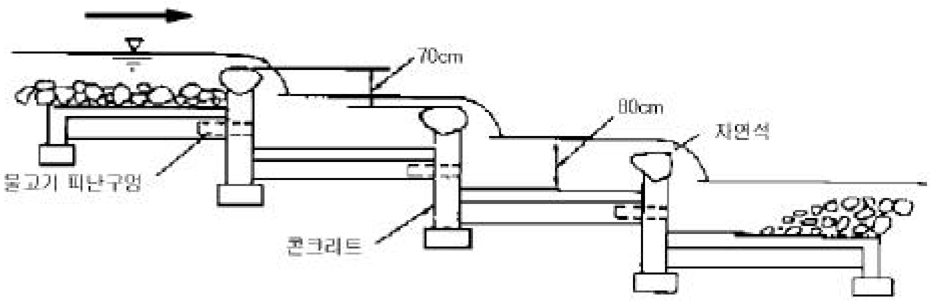
(3) 여울

하천의 인위적인 정비는 홍수유량, 유로연장, 하폭, 하상형태 등의 변화를 초래하게 되고, 결과적으로 전체 하천의 평형상태를 깨트리게 됨으로써 자연적으로 발생된 여울과 소의 변화를 야기함으로써 수생생물의 귀중한 서식처를 파괴하게 된다. 여울은 어류의 먹이가 되는 수생곤충이나 부착조류 등이 소보다도 훨씬 많이 존재하는 것으로 알려져 있으며, 여러 종류의 어류들이 산란하는 곳이기도 하다. 반면 소는 홍수와 가뭄시 어류의 피난처 역할뿐만 아니라 치어들의 생육장소로 이용되기 때문에 소와 여울의 변화는 수생생태의 큰 변화를 야기시킨다고 볼 수 있다. <그림 B.8>은 인위적으로 조성된 V자형 여울로서 큰 돌을 쌓아 V자형의 좁은 단면을 조성해 유속을 증가시킴으로써 하류에 소가 형성되도록 한 것이다.

<그림 B.8> V자형 여울

(4) 낙차공

보 및 낙차공은 종단경사를 완화하여 흐름을 제어하고 하상세굴을 방지하기 위한 하천횡단구조물이며, 이 시설물들은 상하류의 연속성을 단절함으로써 어류의 상하류간의 이동을 저해하게 된다. 따라서, 이들 시설물은 하천 주변을 포함한 하천경관이나 하천 생태계의 서식환경 및 어류의 이동을 배려하여 시설물을 배치하고 적절한 구조와 재질을 선택하는 것이 좋다. 다음 그림은 낙차공의 다양한 예를 나타낸다.



(a) 퇴스강의 계단식 낙차공(환경부, 1998)

(b) 자연석과 콘크리트를 이용한 계단식 낙차공(クリスチャン・ゲルディ, 1994)

(c) 목재를 이용한 계단식 낙차공(クリスチャン・ゲルディ, 1994)

(d) 자연석을 이용한 경사로(クリスチャン・ゲルディ, 1994)

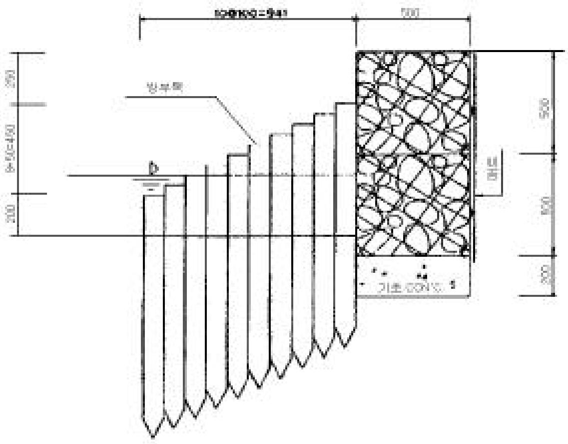
<그림 B.9> 낙차공의 예

(5) 수제

수제는 제방으로 향하는 유로의 방향을 하천중심부 방향으로 제어함으로써 제방의 국부적인 세굴을 방지하기 위하여 설치된다. 그러나 최근 수제는 이와 같은 치수기능 외에 하천생태계에 유리한 사행 및 여울과 웅덩이의 조성을 목적으로 설치되기도 한다. 다음 그림은 수제의 예를 나타낸 것이다. 그림 (a)는 저수로 호안에 돌망태와 거석 수제를 조성한 것으로 호안 부근에 흐름을 약화시켜 호안을 보호하고 수제의 하류부에는 토사의 퇴적을 유발하여 물가에 식물의 정착을 유도하기 위한 것으로 양재천 우면동 구간에 시공 중에 있으며, (b)는 개비온과 나무말뚝 수제를 시공한 예로 양재천 과천 시험구간에 시공된 것이다. (c)는 개비온과 나무말뚝 수제의 단면도를 나타낸 것이다.

(a) 돌망태와 거석수제

(a) 개비온과 나무수제(환경부, 1998)



(c) 개비온과 나무수제의 단면도(환경부, 1998)

<그림 B.10> 수제의 시공예

(7) 기타 공법

위에 기술된 자연형 하천공법 외에도 산책로, 자전거 도로, 접근계단, 하중도, 징검다리, 자연관찰 및 놀이공간 등의 친수시설, 어도 등 생태보전시설, 역간접촉산화법, 박층류법, 언정화법, 식생정화시설 등 하도내 수질정화시설과 같이 다양한 공법들이 있으며, 하천정비시 해당 하천의 특성이 최대한 유지되도록 적절한 공법이 선정되어야 할 것이다.