

제방의 안전을 고려한 소규모 충적하천 횡단면의 설계기법 Profile Design of Small Alluvial Rivers Considering the Safety of Bank

엄 명 진* / 조 원 철**

Um, Myung Jin / Cho, Woncheol

Abstract

In this study, the method of Cheema et al., which is used to decide stable width and depth of the small alluvial rivers, is improved to consider the stability of mass failure and shear failure of the bank effectively. This improved method is applied to the actual rivers, and this result is compared with the result of the method of Cheema et al.. While the method of Cheema et al. could be applied to the alluvial rivers with channel width below 50m, this improved method shows good results in estimating stable width and depth up to 200m. Therefore, this improved method can be suggested as an effective technique in the profile design of small alluvial rivers.

keywords : alluvial river, bank safety, stable channel, profile

요 지

본 연구는 소규모 충적하천의 안정 하폭 및 수심의 결정기법인 Cheema 등의 방법을 개선한 것으로, 이 기법은 기존 방법과는 달리 제방의 일체 파괴와 전단 파괴에 대한 안정성을 고려할 수 있는 효과적인 방법이다. 실제 하천의 관측 자료에 적용시켜 본 결과, Cheema 등의 방법은 50m이하의 하폭을 가진 충적하천일 경우에 만 적용이 가능했으나, 본 연구에서 제시한 개선된 방법은 하폭 200m 이내의 충적하천의 안정하폭 및 수심을 양호하게 산정하였다. 따라서 본 연구에서 제시된 기법은 실제 충적하천 횡단면의 설계시 유용하게 적용될 수 있을 것으로 판단된다.

핵심용어 : 충적하천, 제방 안전, 안정 하상, 횡단면

* 연세대학교 대학원 토목공학과 박사과정

** 연세대학교 공과대학 사회환경시스템공학부 교수

1. 서론

안정 하천은 실질적인 하상변동이 없는 하천을 말한다. 여기서, 실질적인 하상변동이 없다는 것은 대홍수에 의해 일시적으로 하천에 국부적인 유사의 과잉 퇴적이나 침식은 가능하지만, 상당기간 동안에 걸쳐 평균적으로 하상변동이 없다는 것을 의미한다. 실질적인 하상 변화가 없는 총적하천들은 일반적으로 안정 하천이라 불 수 있으며, 그 하천의 하폭은 안정 하폭이라 할 수 있다. 만약, 인위적인 변화가 하천에 주어졌을 때 그 하천의 하폭이 어떻게 변할 것인가는 하천을 관리함에 있어서 매우 중요하다. 예를 들어 하천에서 수자원 개발을 하는 경우 하천은 일시적으로 불안정한 상태가 된다. 인위적인 하천 변화는 하폭을 변화시키는데, 이러한 하폭 변화는 하천 실무에서 매우 중요한 요소이다. 안정 하폭 예측은 현 하도를 적절히 유지하고 개선하는데 적용할 수 있고 인공 하도 설계시 하도 제원이나 규모를 결정하는데 이용되기도 한다. 따라서 하폭 변화를 예측하기 위해서 공학자들은 여러 가지 모형들을 제시하였다. 국내에서는 안정 하폭 및 수심을 결정함에 있어서 경험적 접근 방법에 주로 의존해 왔으므로, 보다 이론적인 접근 방법에 대한 연구가 필요하다.

안정총적수로의 설계법은 안정 하도법(regime method)과 합리법(rational method) 등으로 나누어져 발전되었다. 안정 하도법은 19세기 후반에 인도와 파키스탄 등지에서 관개수로 사업을 하던 공학자들에 의해 개발되었는데, 이들은 안정 상태의 모래하상 수로에서 수로폭, 수심, 수로경사 등 관련 변수들과 수로와의 상호관계를 관측하였다. 그 후 수로의 설계에 대해서 보다 다양한 이론과 정교한 기법을 반영하여 Lacey (1929), Blench (1961, 1966), 그리고 Simons 와 Albertson 등(1963)이 안정 하도법을 개선하였다. Chang (1980a, 1980b, 1988)은 유사 수송, 흐름 저항, 그리고 동적 평형 등의 물리적인 관계에 근거하여 합리법을 개발하였는데, 이 방법에서는 수로의 형상을 수로폭, 수심, 수로경사, 그리고 사면경사만으로 정의하는 사다리꼴 수로로 근사화하여 소류사 방정식과 흐름 저항 방정식에 의해 하상을 설계하도록 되어 있다. Cheema 등(1997)은 단위 소류력 (unit stream power)의 변화율, 흐름-저항, 동적 평형 등의 방정식을 이용하여 안정 하폭 및 수심을 산정하였다. Millar 와 Quick (1998)은 유사량의 변화와 제방의 안정성을 이용하여 안정하상을 설계하였다. 실제 하천에서 유사

량을 산정하는데 있어서 유사량 공식마다 큰 차이가 있으므로 본 연구에서는 Cheema 등(1997)의 방법에 Millar와 Quick (1998)이 적용한 제방의 안정성 개념을 적용한 새로운 안정하상 설계방법을 제시하였다. 이러한 접근 방법을 통하여 하천 설계를 수행함에 있어서 보다 이론적인 방법에 근거하여 하폭 200m이내의 대상 수로의 안정 하폭 및 수심을 제시하는데 본 연구의 목적이 있다.

2. Cheema 등의 방법

하폭에 비례하는 단위 소류력 변화율은 안정 하폭을 결정하는데 있어서 중요한 요소이다. 따라서 하폭에 비례하는 최소 에너지 소비 변화율은 안정 하폭을 설계함에 있어서 필수 조건이다. 이러한 이론에 따라서 Cheema 등(1997)의 방법으로 수로를 설계하기 위해서는 유량, 모래입경, 수로경사와 제방의 재료에 근거한 사면경사를 먼저 결정해야 한다. 그 뒤 몇 가지 과정을 거쳐서 안정 하폭 및 수심을 구할 수 있다.

유속은 Darcy-Weisbach 마찰계수(f)를 이용하여 구할 수 있다. 총적하천에서의 수리학적 조도는 입자조도와 형상조도로 구성되어 있다. 입자 조도는 직접적으로 수심과 유효조도높이와 관련이 있다. 하천바닥의 크기와 형상의 함수로 표현된 형상조도는 직접적 또는 간접적으로 수로의 지리학적 특성 및 수로경사와 관련이 있다. Karim과 Kennedy (1990)는 수리학적 조도를 식 1(a)와 1(b)로 나타내었다.

$$\frac{f}{f_o} = 1.28 + 8.92[0.080 + 2.24\left(\frac{\theta}{3}\right) - 18.13\left(\frac{\theta}{3}\right)^2 + 70.9\left(\frac{\theta}{3}\right)^3 - 88.33\left(\frac{\theta}{3}\right)^4] \quad \theta \leq 1.5 \quad (1a)$$

$$\frac{f}{f_o} = 1.2 \quad \theta > 1.5 \quad (1b)$$

여기서 f_o 는 입자 조도 마찰 계수, θ 는 무차원전단응력 ($= \frac{\tau_o}{\gamma(s-1)d_{50}}$), τ_o 는 바닥 전단 응력, s 는 유사 입자의 비중, γ 는 흙의 단위중량, d_{50} 은 중앙입경이다. 입자 조도 마찰 계수는 식 (2)와 같다.

$$f_o = \frac{8}{[6.25 + 2.5 \ln(D/2.5d_{50})]^2} \quad (2)$$

여기서 D 는 수심이다.

단위 소류력(unit stream power)은 단위 시간 동안의 에너지 소비량을 나타낸다. 에너지 소비량의 변화는 하천 폭의 변화를 야기하며, 단위 소류력의 변화율은 하천폭에서의 에너지 소비량의 변화율에 비례한다. 이러한 관계는 그림 1에 도시되어있다. 에너지 소비량이 최소일 경우의 하천폭을 안정 하폭이라 한다. 일정한 수로 경사일 경우, 단위 소류력의 변화율은 식 (3)과 같다.

$$\frac{d(VS)}{dB} = -S \frac{Q}{A^2} \frac{dA}{dB} \quad (3)$$

여기서 V 는 평균 유속, S 는 수로경사, Q 는 유량, A 는 하천단면적, B 는 하폭이다.

식 (3)을 차별화하여 나타내면 식 (4)와 같다.

$$\frac{d(VS)}{dB} = -S \frac{Q}{A^2} \frac{A_1 - A_2}{2\Delta B} \quad (4)$$

여기서 A_1 는 $B - \Delta B$ 단계의 하천단면적, A_2 는 $B + \Delta B$ 단계의 하천단면적이다.

단위 소류력의 변화율은 하폭의 변화와 비교해서 극히 작음을 알 수 있다. 일정한 수로경사일 경우, 단위 소류력의 변화율은 동적에너지 변화율에 비례함을 알 수 있다 (Cheema 등, 1997). 연속방정식을 이용하여 동적에너지 변화율을 나타내면 식 (5)와 같다.

$$\begin{aligned} \frac{d(V^2/2g)}{dB} &= -\frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dB} \\ &= -\frac{Q^2}{gA^3} \left(D + b \frac{dD}{dB} \right) \end{aligned} \quad (5)$$

여기서 b 는 저수로 폭, g 는 중력가속도이다.

Cheema 등(1997)은 하폭 70m이하의 하천에 적용하여 우수한 결과를 보여주었다. 그렇지만 적용범위에 대한 특별한 제한 사항은 두지 않았다.

3. Cheema 등의 방법의 개선

3.1 제방의 침식 과정

본 연구에서는 Millar와 Quick (1998)이 제안한 제방 안전 개념을 도입하여 Cheema 등(1997)의 방법을 개선하였다. 일반적으로 점착성이 있는 제방의 붕괴 과정은 일체 파괴(mass failure)와 소류력에 의한 전단 파괴의 두 가지 과정으로 고려할 수 있다 (Thorne, 1982; Stevens, 1989). 일체 파괴는 제방 높이가 한계 높이를 초과할 경우 사면 침하 또는 붕괴되는 현상을 말한다. 전단 파괴는 흐름에 의한 전단 작용에 의해 사면이 침하 또는 붕괴되는 현상을 말한다.

3.2 일체법

제방과 일반 사면의 차이점은 제방은 홍수시 주기적으로 만수위에 도달된다는 것이다. 홍수후 수위 하강동

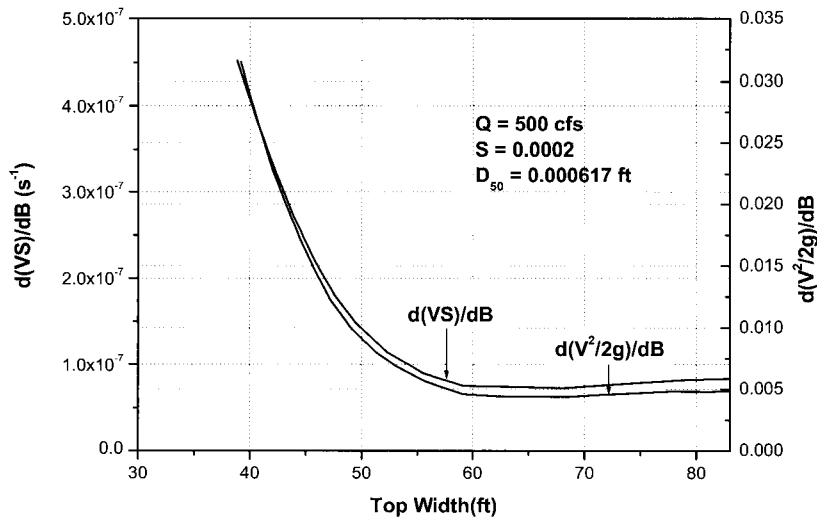


그림 1. 하폭에 따른 단위 소류력 및 동적 에너지의 변화 (Cheema 등, 1997)

안 흙의 단위 중량과 간극수압이 증가하면서 제방 강도가 감소하게 된다. 이때 종종 한계 제방 상태가 발생하며 제방이 붕괴된다 (Darby와 Thone, 1996).

본 연구에서는 총 응력을 토대로 하여 안정해석을 하고자 한다. 제방이 포화되고 비배수 상태일 때 제방이 가장 파괴되기 쉬울 것이라 가정하여 안정 해석을 한다. 유효 응력에 근거한 총 응력 안정해석의 장점은 다음과 같다. 첫째 총 응력 안정해석의 경우 간극 수압을 계산할 필요가 없고, 둘째 총 응력을 이용한 비배수 흙 강도 측정이 유효 응력을 이용한 방법보다 쉽고 간단하다. Mohr-Coulomb 이론에 따르면 흙의 전단 강도는 식 (6)과 같다.

$$S_u = c + \sigma \tan \phi \quad (6)$$

여기서 S_u 는 전단강도(kPa), c 는 점착력(kPa), σ 는 총 응력(kPa), ϕ 는 마찰각(°)이다.

일체법은 총 응력 또는 유효응력을 기반으로 해석하

는 방법이다. 유효응력 (σ')은 총 응력에서 간극수압을 뺀 것으로 식 (7)과

$$\sigma' = \sigma - u \quad (7)$$

여기서 u 는 간극수압(kPa)이다.

총 응력 해석은 비배수 전단응력에 기초한다. 배수와 비배수 상태의 차이는 그림 2에 나타나 있다. 처음에 하천에서의 수위는 제방의 선단부에 근접해 있고 하천 제방은 완전히 포화되어 있고 제방은 수로의 물로부터 지지하는 정수력 때문에 안정하다 (그림 2(a)). 그림 2(b)에서 수위 저하가 된 비배수 상태에서 제방내 수면 곡선은 수평이고 제방내의 간극수압분포는 정수역학적인 상태이다. 배수 상태에서 제방내 수면곡선은 자유수면의 수위저하에 영향을 받고, 수로로 통하는 지하수 흐름이 생길 것이다. 이 때 제방내의 간극수압분포는 정수역학적인 상태가 아니다. 그림 2(b)의 비배수 상태는 자연하천에서 완전히 발달된 형태로 발생하지는 않

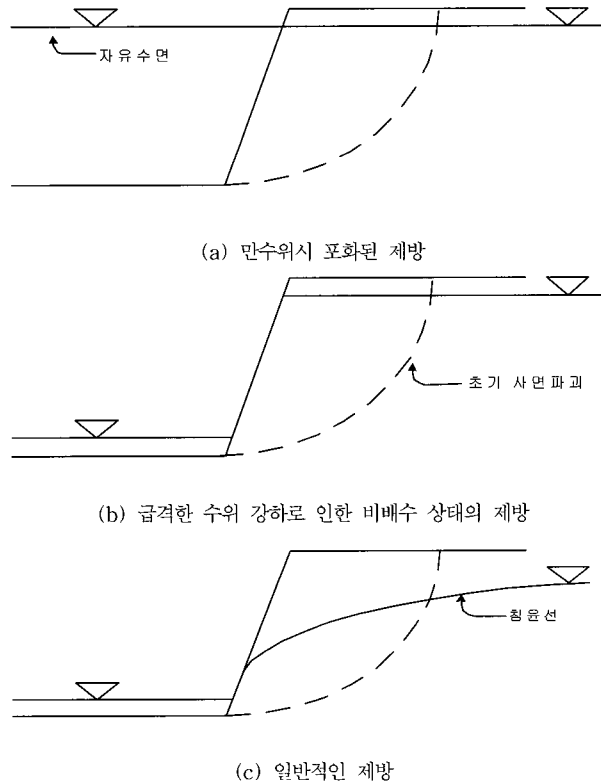


그림 2. 배수와 비배수 상태의 제방 개념도 (Millar와 Quick, 1998)

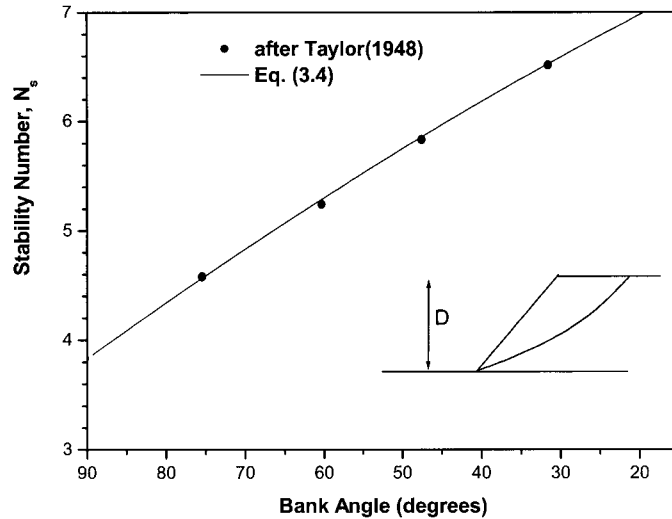


그림 3. $\phi=0$ 안정곡선 (Millar와 Quick, 1998)

는다. 그러나 만약 자유수면의 수위저하가 제방내의 지하수 흐름의 발생과 비교해 상대적으로 빨리 이루어진다면 제방내의 초기의 파괴면을 따라 비배수 상태가 될 것이다. 이 때 비배수 제방은 한계 상태에 도달할 것이다.

3.3 제방 높이 안전

제방 높이 안전율(FS_H)은 식 (8)과 같다.

$$FS_H = \frac{H_{crit}}{D} = \frac{N_s C_u}{D \gamma_t} \quad (8)$$

여기서 D 는 수심(m), H_{crit} 는 최대안정 혹은 한계제방 높이(m), C_u 는 비배수 응집력(kPa), γ_t 는 흙의 포화단위중량(kN/m^3), N_s 는 무차원 안정수이다.

제방은 $FS_H > 1.0$ 일 경우 안정한 상태이고, $FS_H = 1.0$ 일 경우 한계 안정 상태이고, $FS_H < 1.0$ 에서는 불안정 상태가 된다.

균질의 흙으로 구성된 사면에서 비배수($\phi=0$)인 경우에 N_s 에 대한 해법은 일반적인 제방 안정해석에 이용된다. 사면 기울기(θ)와 관련하여 N_s 의 변화는 안정곡선으로 표현된다. 선단(toe) 파괴에 대한 $\phi=0$ 안정곡선은 그림 3에 도시하였다 (Taylor, 1948). 여기서 $15^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ 범위에서 N_s 의 변화는 식 (9)와 유사함을 알 수 있다.

$$N_s = 3.83 + 0.052(90 - \theta) - 0.0001(90 - \theta)^2 \quad (9)$$

H , θ , γ_t , C_u 식 (8)과 (9)를 이용하여 제방 높이 안전율을 구할 수 있다.

3.4 제방 전단 안전

하천 침식시 발생하는 소류력(driving force)은 사면에서 발생하는 전단응력을 나타낸다. 점착성이 있는 퇴적물에 대한 입자 상호간의 합성력은 각각의 인력과 반발력의 최종결과이다. 이러한 힘들은 복잡한 전기화학 과정의 결과이고 점토광물학과 내용, 공극의 온도와 화학반응, 침식하고 있는 하천 등을 포함한다 (Raudkivi, 1990). 질량 파괴에 대한 안정해석과 비교해 보면 하천 침식에 대한 안정 해석은 매우 어렵다.

제방 전단 안전율 (FS_r)은 식 (10)과 같이 나타낸다.

$$FS_r = \frac{\tau_{crit}}{\tau_{bank}} \quad (10)$$

여기서 τ_{bank} 는 평균 제방 전단응력(kPa), τ_{crit} 는 한계 제방 전단응력(kPa)이다.

제방은 $FS_r > 1.0$ 일 경우 안정한 상태이고, $FS_r = 1.0$ 일 경우 한계 안정 상태이고, $FS_r < 1.0$ 에서는 불안정 상태가 된다. 실제로 τ_{crit} 의 측정은 힘들고 건조균열과 해빙활동으로 인하여 시간에 따라 변화한다

(Lawler, 1992). 따라서 τ_{crit} 을 구하는데 간접적인 방법들이 사용된다. 평균 바닥 전단응력(τ_{bed})과 평균 제방 전단응력(τ_{bank})은 수로 제방의 안정성을 결정하기 위해서 필요하다. τ_{bed} 와 τ_{bank} 는 Knight (1981)와 Knight 등(1984)에 의해 개발되고 Flintham과 Carling (1988)에 의해 수정된 방법을 이용하여 구한다. 이 방법은 수로 제방에 작용하는 총 전단력의 비율(SFbank)을 추정하는 것이다. SF_{bank} 는 식 (11)로 나타낸다.

$$SF_{bank} = \frac{\tau_{bed} P_{bank}}{\tau P} \quad (11)$$

여기서 τ 는 평균 수로 전단응력(kPa), τ_{bed} 는 평균 제방 전단응력(kPa), P 는 총 윤변, P_{bank} 는 사면의 길이이다.

사각형수로와 사다리꼴 수로에서 사용되는 SF_{bank} 실험식은 식 (12)와 같다.

$$SF_{bank} = 1.77 \left(\frac{b}{P_{bank}} + 1.5 \right)^{-1.4} \quad (12)$$

τ_{bed} 와 τ_{bank} 의 값은 식 (13)과 (14)를 이용해서 구할 수 있다.

$$\frac{\tau_{bank}}{\gamma DS} = SF_{bank} \left[\frac{(B+b) \sin \theta}{4D} \right] \quad (13)$$

$$\frac{\tau_{bed}}{\gamma DS} = (1 - SF_{bank}) \left(\frac{B}{2b} + 0.5 \right) \quad (14)$$

3.5 제방 안정

안정 하폭 및 수심을 구하는데 중요한 두 가지 제한 조건은 유량과 제방 안정성이다. 설계 유량은 입력 유량(Q)과 같아야 한다. 설계 유량은 연속방정식을 이용하여 구할 수 있다. 연속방정식은 식 (15)과 같다.

$$Q = VA \quad (15)$$

여기서 V 는 평균 유속(m/s), A 는 하천단면적(m^2)이다.

V 는 Darcy-Weisbach 식을 이용하여 구한다. 그리고 마찰계수(f)는 모래하상일 경우 식 (1)과 (2)를 이용해서 구하고, 자갈하상일 경우에는 Graf 등(1987)이 제안한 식 (16)를 이용해서 계산한다.

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 5.75 \log \left(\frac{R}{d_{50}} + 3.25 \right) \quad (16)$$

여기서 R 은 동수반경이다.

일체 파괴에 대한 안정성과 하천침식에 의한 안정성을 확보한다면 제방이 안정한 상태라고 말할 수 있다. F_{SH} 와 $F_{S\tau}$ 를 식 (8)과 (10)을 이용해서 계산하여, 그 결과가 식 (17)과 (18)을 모두 만족할 때, 제방은 안정하다.

$$F_{SH} \geq 1.0 \quad (17)$$

$$F_{S\tau} \geq 1.0 \quad (18)$$

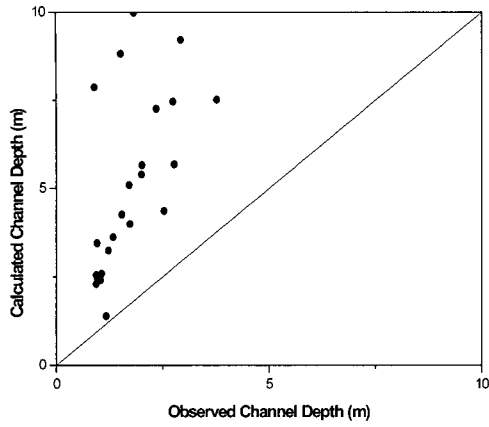
4. 모형의 적용 및 검증

4.1 자료의 수집 및 적용

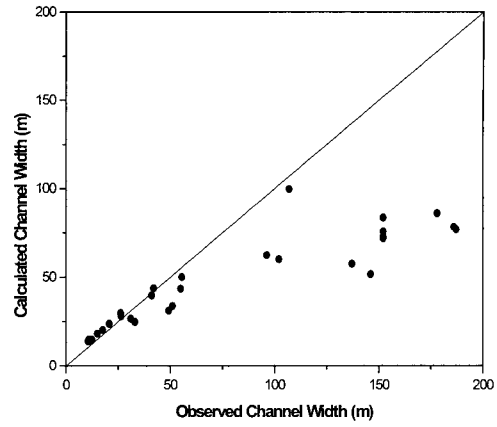
안정 하상 설계 방법을 검증하기 위해서는 입력 자료가 필요하다. 이러한 입력 자료는 비교적 소규모 총적하천으로서 일정기간 동안 하상 변동이 아주 작거나 거의 없어 안정상태로 판단될 수 있는 곳을 선정하여야 한다. 국내에서는 잦은 하천의 개발로 인하여 이러한 조건을 만족하는 자료를 구하기 매우 어렵다. 따라서 본 연구에서는 관측하폭이 200m이하인 안정한 총적 하천을 대상으로 국외 문헌에 나와 있는 자료를 이용했다. 모래하상 자료는 Lacey (1929), Chitale (1970)과 Parker (2001)의 자료를 이용하였으며, 관측 유량은 0.2~1359cms의 값을 가지고 중앙입경은 0.043 ~ 2.05mm의 값을 가진다. 자갈하상 자료는 Kellerhals (1967), Bray (1979)와 Hey와 Thorne (1986)의 자료를 이용하였으며, 관측 유량은 3.11~750.4cms의 값을 가지고 중앙입경은 13.9~175.8mm의 값을 가진다. Cheema 등(1997)가 적용시킨 하천자료는 제시되어 있지 않았으므로 사용하지 못하였다.

해석 과정을 용이하게 하기 위해서, 하천 단면을 단순 사다리꼴 단면으로 가정하였다. 제방은 점착성이 있다고 가정하고, 하상은 동적 하상이라 가정하였다. 2차 흐름(secondary current)에 의한 굴곡은 분석에 포함시키지 않았다. 일반적으로 비배수 응집력은 무기성 실트에서 약 31kPa 값을 갖고, 점토질의 사력층과 자갈, 모래와 점토가 골고루 섞여 있는 곳에서는 약 10kPa 값을 갖는다 (Stevens, 1989). 일반적으로 사면경사는 1:2 이상의 완만한 경사를 가지도록 설계하지만, 하천 주변 환경에 따라서 변동가능하다. 따라서 본 연구에서는 비배수 응집력은 10kPa, 사면 경사는 안정성을 고려하여 30°라 가정한 후 안정해석을 수행하였다.

그림 4와 5를 살펴보면 Cheema 등(1997)의 방법은 관측 하폭이 50m이내에서는 하폭을 양호하게 산정

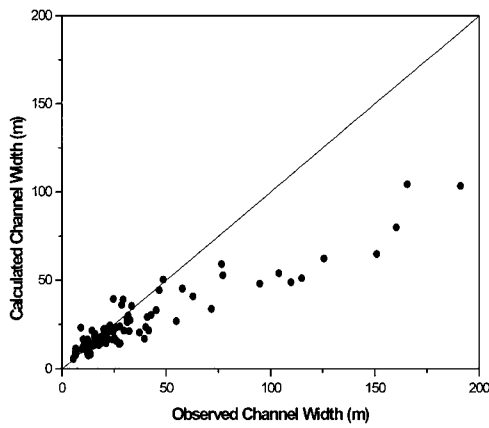


(a) 하폭

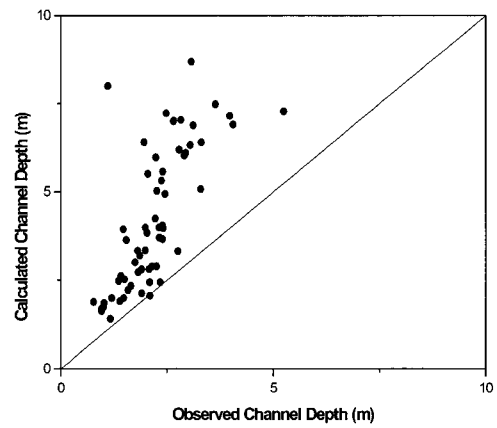


(b) 수심

그림 4. Cheema 등의 방법으로 계산된 값과 관측값의 비교 (모래하상)

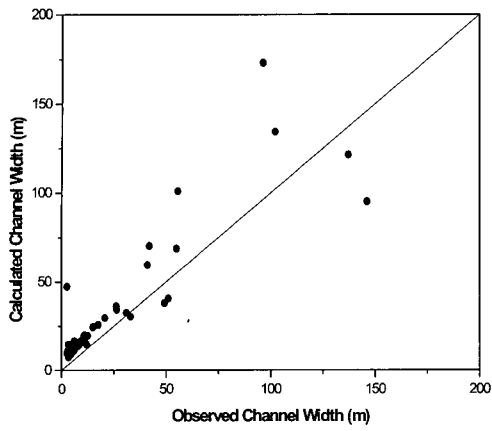


(a) 하폭

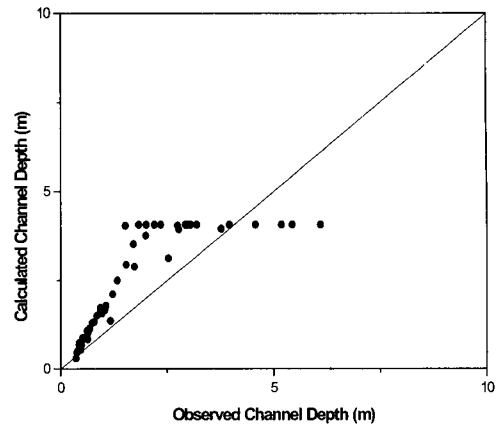


(b) 수심

그림 5. Cheema 등의 방법으로 계산된 값과 관측값의 비교 (자갈하상)

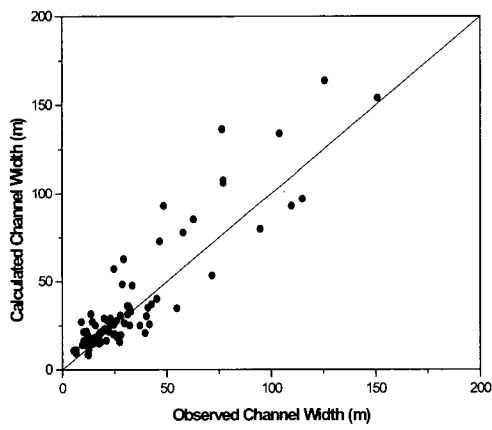


(a) 하폭

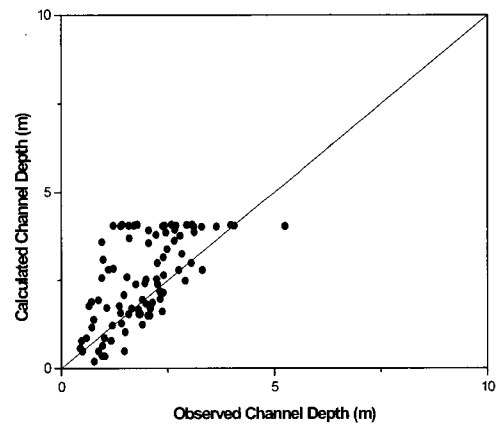


(b) 수심

그림 6. 개선된 방법으로 계산된 값과 관측값의 비교 (모래하상)

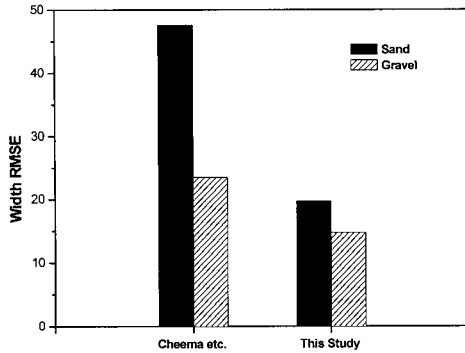


(a) 하폭

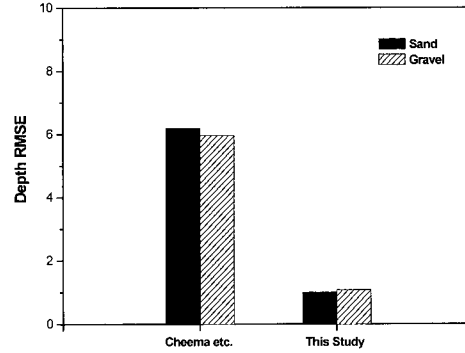


(b) 수심

그림 7. 개선된 방법으로 계산된 값과 관측값의 비교 (자갈하상)



(a) 하폭



(b) 수심

그림 8. 방법별 예측결과 정확도의 통계적 검증

정하였지만 그 이상의 관측 하폭에서는 작게 산정하였고, 수심은 과대 산정하였다.

그림 6과 7를 살펴보면 모래하상에 대하여 개선된 방법은 하폭도 양호하게 산정하였고, 수심 또한 Cheema 등(1997)의 방법보다 정확하게 산정하였다. 여기서 수심이 일정한 값 이상으로 커지지 않는 것은 식 (17)과 (18)의 제방 안전 제한 조건이 적용되었기 때문이다.

4.3 안정 하상 설계법의 분석

제시된 방법들에 의한 결과의 타당성 및 적합성을 검증하기 위해 통계적 방법을 이용하여 식 (19)의 평균 제곱근 오차(root mean squared error)를 이용하여 각 방법들의 오차를 비교·검토하였다.

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (C_i - O_i)^2} \quad (19)$$

여기서 N은 자료의 수, C_i는 계산 값, O_i는 관측 값이다.

예측결과에 대한 정확성 및 적합성은 식 (19)의 값이 작을수록 좋은 것이 된다.

그림 4~8에 따르면 본 연구에서 제시한 개선된 방법은 계산 하폭과 관측 하폭이 비슷하였지만, 기존의 Cheema 등(1997)의 방법은 관측 하폭이 커짐에 따라 안정 하폭을 작게 산정하는 결과를 나타냈다. 따라서 개선된 방법은 관측하폭이 200m이하인 안정한 충적 하천에 대해서 기존 방법보다 정확하게 안정하폭 및 수심

을 산정하였다. 그러므로 개선된 방법은 기존의 방법보다 더욱 향상된 결과를 나타내었다.

5. 결론

본 연구에서는 점착성 제방을 가진 소규모 충적 수로에서 최소 소류력 이론과 제방 안정성을 고려한 안정 하상 설계방법을 제시하였다. 흐름저항, 연속방정식과 최소 소류력 이론을 이용한 Cheema 등의 방법은 관측 하폭이 약 50m보다 작을 경우에는 안정 하폭 및 수심을 비교적 잘 산정하였으나 관측 하폭이 약 50m보다 커짐에 따라서 안정 하폭은 작게 산정하고 수심은 과대하게 산정하는 경향이 있었다. 제방의 일체 파괴와 전단 파괴에 대한 안정성을 추가로 고려한 개선된 방법은 하상조건에 상관없이 안정 하폭을 양호하게 잘 산정하였으며, 수심도 더욱 정확하게 산정하였다. 따라서 본 연구에서 제시한 개선된 방법은 제방의 안정성을 고려하지 않은 Cheema 등의 방법 보다는 더욱 향상된 결과를 나타내었다.

참고문헌

- Blench, T. (1961). Hydraulics of canals and rivers of mobile boundary in *Civil Engineering Reference Book*, 2nd edition, Butterworths Scientific Publications, London.
- Blench, T. (1966). *Mobile-Bed Fluvialogy*, Alberta, Canada.
- Bray, D. I. (1979). "Estimating average velocity in gravel-bed rivers." *Journal of Hydraulic*

- Engineering*, ASCE, 105(9), pp. 1103-1122.
- Chang, H. H. (1980a). "Stable alluvial canal design." *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, 106(5), pp. 873-891.
- Chang, H. H. (1980b). "Geometry of gravel streams." *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, 106(9), pp. 1443-1456.
- Chang, H. H. (1988). *Fluvial Processes in River Engineering*. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Cheema, M. N., Marino, M. A., and DeVries J. J. (1997). "Stable width of an alluvial channel." *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, 123(1), pp. 55-61.
- Chitale, S. V. (1970). "River channel patterns." *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, 96(1), pp. 201-221.
- Darby, S. E. and Thorne, C. R. (1996). "Development and testing of riverbank-stability analysis." *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 122(8), pp. 443-454.
- Flintham, T. P. and Carling, P. A. (1988). "The prediction of mean bed and wall boundary shear in uniform and compositely roughened channels." *International conference on river regime*, W. P. White, ed., John Wiley & Sons, Inc., Chichester, England, pp. 273-287.
- Graf, W. H. and Suszka, L. (1987). "Sediment transport in steep channels" *Journal of Hydro-science and Hydraulic Engineering*, ASCE, 5(1).
- Hey, R. D. and Thorne, C. R. (1986). "Stable channels with mobile gravel beds." *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, 112(8), pp. 671- 689.
- Karim, M. F. and Kennedy, J. F. (1990). "Menu of coupled velocity and sediment-discharge relations for rivers." *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 116(8), pp. 978-996.
- Kellerhals, R. (1967). "Stable channels with gravel-paved bed." *Journal of Water Harbors Division*, ASCE, 93(1), pp. 63-84.
- Knight, D. W. (1981). "Boundary shear in smooth and rough channels." *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, 107(7), pp. 839-851.
- Knight, D. W., Demetrious, J. D., and Hamed, M. E. (1984). "Boundary shear in smooth rectangular channels." *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, 110(4), pp. 405-422.
- Lacey, G. (1929). "Stable channels in alluvium." *Proceedings of Institution of Civil Engineers*, 229.
- Lawler, D. M. (1992). "Process dominance in bank erosion." *Lowland floodplain rivers*, P. A. Carling and G. E. Petts, eds., John Wiley & Sons, Inc., Chichester, England.
- Millar, R. G. and Quick, M. C. (1998). "Stable width depth of grave-bed rivers with cohesive banks." *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 124(10), pp. 1005-1013.
- Parker, G. (2001). <http://archives.ce.umn.edu/~parker/>.
- Raudkivi, A. J. (1990). *Loose boundary hydraulics*. 3rd Edition, Pergamon Press, Inc., Tarrytown, New York.
- Simons, D. B. and Albertson, M. L. (1963). "Uniform water conveyance channels in alluvial material." *Transactions*, ASCE, 128.
- Stevens, M. A. (1989). "Width of straight alluvial channels." *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 115(3), pp. 309-326.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Thorne, C. R. (1982). "Processes and mechanism of riverbank erosion." *Gravels-bed rivers*, R. D. Hey, J. C. Bathurst, and C. R. Thorne, eds., John Wiley & Sons, Inc., Chichester, England, pp. 217-271.

(논문번호:02-11:접수:2002.2.22/심사완료:2002.04.15)