

# 流心特性에 관한 研究

## A Study on the Characteristics of Channel Line

文 秀 男\* · 李 種 南\*\*  
Moon, Soo Nam · Lee, Chong Nam

### Abstract

The flow in meandering channel has a great influence on curved bank revetment in river morphology. It is difficult to state generalized criteria for channel improvement applicable to any particular river. But it is very important to provide some principles and guidelines for design engineers. The objective of this experimental study in fixed bed model is to provide effective data that find out maximum velocity size by the mean velocity and the radius of curvature in curved channel, for the purpose of improving small stream without hydraulic modeling test each time.

### 요 지

하천형성의 중요한 요인이 되는 사행하천의 흐름은 만곡호안에 많은 영향을 준다. 특정한 하천에 대해 하도개량을 적용시키기 위한 일반적인 기준을 기술하기는 어려우나 토목 설계자에게 어떤 원칙과 지침을 제공하는 것은 대단히 중요하다. 본 고정상 실험연구의 목적은 평균유속과 流路彎曲部에서의 곡률반경으로 최대 유속의 크기를 구하여 매번의 수리모형실험을 실시하지 않고도 중소하천의 개수에 이용할 수 있는 자료를 제공함에 있다.

### 1. 序 論

하도의 流水는 水流가 激突하고 반사하는 과정의 반복으로 蛇行을 이루면서 흐르고 있다. 이와같은 蛇行河道에서의 수격위치는 彎曲部에서 이루어지고 이곳에서는 洗掘이 크게 일어나고 있어 제방 崩壞방지

와 護岸工의 보호를 위한 根固工등의 시설이 필요하게 된다. 특히 하천의 彎曲部에는 흐름의 원심력과 副次流가 생겨 堤外 비탈끝에서 洗掘이 시작되어 제방 비탈면에 세굴 및 崩壞現狀이 일어난다. 앞으로 우리나라의 하천 개수는 지방하천과 상류에 속하는 준용 중소하천 위주로 될 것으로 추정되어 이 부분의 개수를 위해 매번의 수리모형실험을 실시한다면 시간적,

\* 육군사관학교 토목공학과 강사  
\*\* 경희대학교 토목공학과 명예교수

경제적으로 많은 손실이 예측되어 만곡도가 180°인 수로에서 유심편기와 평균유속과 관계되는 어떤 계수의 값을 찾아내어 최대유속 지점 및 크기를 식으로 간단히 구한다면 세굴규모를 예측할 수 있어 水理模型實驗을 실시하지 않고도 중소 하천의 改修에 사용하도록, 실험을 통한 연구를 실시하게 되었다.

최근 이 분야에 대한 연구는 만곡비가 작은 수로에 대해 Ikeda 등(1981), Blondelux와 Semimara(1985) 등은 제방침식과 이행관계를 연구하였고 長谷川和義(1983)는 만곡유로에 있어서 흐름과 평형저면 형상에 관한 연구를, Kitanidis와 Kennedy(1984)는 원심력에 의해 일어나는 부차류로 인한 제방침식 크기를, Odgaard(1987)는 굴곡 이행방향의 결정을 연구하였다. 국내의 동향으로는 윤세의 등(1986)이 180°만곡수로에서의 흐름특성을 규명하였으며 이중태와 윤세의(1987)는 개수로 만곡부에서의 중심각 변화에 따른 흐름 특성에 대해 연구하였으며 차영기와 배동만(1992)은 正弦과형 하천의 이행특성에 관해 연구한 바 있다.

## 2. 한계 曲線長과 유속 및 流心 특성

螺旋流의 강도는 홍수규모에 따라 경사가 급할수록 커지고 上昇流의 발생은 온도팽창에 의한 수면 물입자의 밀도에 따르며 하상의 토사 掃流는 동일수위의 流水에서도 増水時, 等流時, 減水時에 따라 차이가 있다. 掃流는 増水時에 가장 크게 나타나며 수면 경사의 변화는 不定流의 강도에 따라 다르며 이는 하상마찰의 변화로 다음식과 같다(藤芳義男, 1949).

$$f \frac{u^2}{2g} = Ri \left[ 1 - \frac{1}{i} \left( 1 - \frac{u^2}{2gh} \right) \right] \frac{\partial h}{\partial x} \quad (1a)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} = i_1 - i_2 \quad (1b)$$

여기서  $f$ 는 마찰계수,  $u$ 는 유속,  $g$ 는 중력 가속도,  $R$ 은 경심,  $i$ 는 에너지 경사로  $i_1$ 은 等流時 수면경사,  $i_2$ 는 増·減水時 수면경사를 나타내며 크기는 不等流와 같이  $\partial h / \partial x$ 의 영향을 받으며 이에 따른 증수기에는 河床摩擦은 증가하고 감수기에는 감소한다. 하상에

서 토사의 掃流는 증수기에 주로 流心部에서 이루어지며 하안의 토사는 일단 流心部로 운반되어 소류된다. 流心部에는 상승류가 있어 掃流土砂는 浮揚하는 경향이 있어 소류를 쉽게 하므로 流心部에 가까울수록 수심이 깊어진다. 감수기에는 수면경사가 완만하므로 掃流力도 저하되며 掃流土砂도 유하에 따라 침전됨을 알 수 있다. 증수기는 비교적 균등 水深河床으로 변형한 다음 減水期에는 原狀態로 바꾸어 凸岸邊으로 퇴적하는 작용을 하며 감수기의 河岸洗掘은 彎曲部에서 심한 편이다. 또한 감수기의 시간은 증수기보다 3 ~ 4배 정도로 길지만 掃流力은 증수기에 상당히 강하므로 하상침식은 감수기인 경우가 크다고 할 수는 없다. 하도 彎曲部에서 流心이 凹側에 일어나는가 또는 凸側에 일어나는가를 藤芳義男(1949)이 Bernoulli 정리, 수면경사, 원심력에 관한 식, 曲線長에 따른 유속, 流心 관계이론식을 이용하여 다음과 같이 유도하였다(Simon, 1986; Lencastre, 1987).

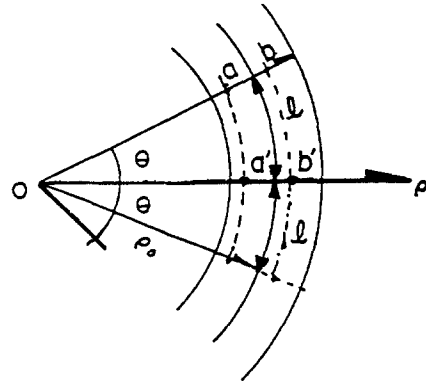


그림 1. 曲率半徑의 경계조건

그림 1에서  $a-b$ 는 유속이 이론적으로 좌우대칭되는 점으로서 다음식으로 표시할 수 있다.

$$h + \frac{v^2}{2g} = \text{일정} \quad (2)$$

흐름에서 손실수두를 고려하여  $a-a'$  유선 및  $b-b'$  유선에 Bernoulli 정리를 적용하면 다음식과 같다.

$$h_a + \frac{u_a^2}{2g} = h_a' + \frac{u_a'^2}{2g} - \frac{f}{R} \frac{u_a^2 + u_a'^2}{4g} l \quad (3a)$$

$$h_b + \frac{u_b^2}{2g} = h_b' + \frac{u_b'^2}{2g} - \frac{f}{R} \frac{u_b^2 + u_b'^2}{4g} l \quad (3b)$$

a, b에서 유속분포는  $h_a = h_b$ ,  $u_a = u_b$ 로 되어  $h_a + u_a^2 / 2g = h_b + u_b^2 / 2g$ 로 되므로 식 (3)은 다음식과 같다.

$$h_a - h_b + \frac{1}{2g}(u_a^2 - u_b^2) = \frac{f}{R} \frac{l}{4g} (u_a^2 + u_b^2) \quad (4)$$

또한, a'와 b가 근접한다면 식 (4)는 다음식과 같다.

$$\frac{\partial h}{\partial \rho} + \frac{1}{2g} \frac{\partial}{\partial \rho} (u^2) = \frac{f}{R} \frac{l}{4g} \frac{\partial}{\partial \rho} (u^2) \quad (5)$$

여기서  $\rho$ 는 곡률반경을 나타내고,  $\alpha = fl/2R$ 로 치환하면 식 (5)는 다음식과 같다.

$$\frac{\partial h}{\partial \rho} + \frac{1-\alpha}{2g} \frac{\partial u^2}{\partial \rho} \quad (6)$$

이 수면경사는 원심력이 발생하기 때문에  $w \partial h = (w/g)(u^2/\rho) \partial \rho$ 이고 여기서,  $w$ 는 물의 단위중량을 나타낸다.

윗식은  $\partial h / \partial \rho = u^2 / \rho g$ 로 되어 이것을 식 (6)에 대입하여 정리하면 다음식과 같다.

$$\frac{1}{g} \frac{u^2}{\rho} + \frac{u}{g} (1-\alpha) \frac{\partial u}{\partial \rho} = 0 \quad (7a)$$

$$\frac{\partial \rho}{\rho} + (1-\alpha) \frac{\partial u}{u} = 0 \quad (7b)$$

$$u \rho^{\left(\frac{1}{1-\alpha}\right)} = C \quad (7c)$$

경계조건으로서 하도 중앙에서  $u = u_0$ ,  $\rho = \rho_0$ 로 하면  $C = u_0 \rho_0^{\frac{1}{1-\alpha}}$ 이므로

$$u = u_0 \left(\frac{\rho_0}{\rho}\right)^{\frac{1}{1-\alpha}} \quad (8)$$

$$\alpha = \frac{fl}{2R} = \frac{2gl}{2C^2 R} = \frac{g l}{u^2} \quad (9)$$

여기서  $l$ 은 流心變移의 限界曲線長으로 유심선이 하도 중앙으로 되는 지점으로부터의 곡선길이이며  $\alpha$ 는 流心偏奇係數라 한다.

$\alpha < 1$ 인 경우 하도중앙선을 기준으로 流心線은 內岸으로 偏奇하고  $\alpha > 1$ 인 경우 流心線은 外岸으로 偏奇하고 있어  $\alpha = 1$ 을 경계로 하여

$\alpha < 1$ 인 流速은 曲率半徑  $\rho$ 에 반비례하므로 凸側에 流心이 된다. 예로  $\alpha = 1/2$ 인 경우는  $u = u_0 (\rho_0 / \rho)^2$ ,  $\alpha = 0$ 인 경우는  $u = u_0 (\rho_0 / \rho)$ 가 된다. 이 경우들은 彎曲部의 길이가 작을때를 나타내고 주로 兩岸은 浸蝕과 堆積 가능성이 없는 岩盤種類의 지질로 형성된 것으로 생각할 수 있다.

$\alpha > 1$ 인 경우의 流速은 曲率半徑  $\rho$ 에 비례하므로 流心은 凹側에 나타난다. 예로  $\alpha = 1.5$ 에서는  $u = u_0 (\rho / \rho_0)^2$ ,  $\alpha = 2$ 에서는  $u = u_0 (\rho / \rho_0)$ 가 된다.

$\alpha = 1$ 인 곳에서는 流心の 위치는 급반전 한다. 즉, 식 (9)에서  $\alpha = gl/u^2 = 1$ 이고  $u = u_0$ 로 동일 유속을 가지며 특히  $\alpha = 1$ 인 경우 流心과 하도 中央線이 근사함으로 彎曲部에서의 兩岸 수위차  $\Delta h$ 는 다음식과 같다.

$$\Delta h = \left(\frac{u^2}{g}\right) \left(\frac{b}{\rho}\right) \quad (10)$$

여기서  $u$ 는 유속,  $b$ 는 하폭,  $\rho$ 는 曲率半徑이다.

### 3. 水理 模型 實驗 제작 및 장치

#### 3.1 水理實驗 대상 하천 규모

표 1과 같이 중소하천의 규모는 하폭 40 ~ 450 m이고 설계홍수량은 300 ~ 5000 m<sup>3</sup>/s로서 우리나라 건설부의 하천 시설기준에 나타나 있어 하폭 100 m의 경우 1200~1500 m<sup>3</sup>/s를 150 m에서는 1900~2400 m<sup>3</sup>/s의 유량을 유하시켜야 한다.

하도의 曲率半徑比  $\rho/b$ 는 원활한 유수소통과 지형 지질상의 요건을 감안하여 最少限으로  $\rho/b > 5$ 로 하고 있다(千田稔, 1971). 따라서 본 실험에서는 하

표 1. 계획고수유량과 하폭(중소하천)

계획고수유량 m <sup>3</sup> /sec	하 폭 m
300	40 ~ 60
500	60 ~ 80
800	80 ~ 110
1000	90 ~ 120
1500	120 ~ 170
2000	160 ~ 220
3000	220 ~ 300
5000	350 ~ 450

폭 100 m와 150 m에서 평균  $\rho/b \approx 5$ 로 하여 모형을 제작하였으며 河道는 유속과 유심변화가 많은 만곡하도로 하였고 중소하천 중에서流速 3.5 m/s와河床경사 1/400로 유속과 경사가 큰 곳을 임의 선정하였으며, 이河道內에서의 안정한 구조물은 타 중소하도에서도 안정된 구조물이 될 것으로 생각하여 비교적 만곡이 급한 180° 하도를 대상으로 실험하였다.

홍수파의 형상과 式은 하천유역 형상에 따라 다양하며 증수기와 감수기의 시간별 洪水量은 曲線模型 式으로 표시되나 模型實驗에서는 홍수량과 시간의 변화를 조정하기 쉬운 類似模型의 直線모형식으로 한다. 이러한 點에서 이탈리아 소유역의 하천 실험에 의해 산출된 Possenti의 式을 사용하였다(江守一郎, 1985).

이같은 홍수파형은 삼각형 파형에 근사한 것으로서 증수기간을 T, 감수기간을  $\lambda \cdot T$ 로 표시하고 유역 면적에 관계되는  $\lambda$ 는 표 2와 같다.

표 2. Possenti의 값

유역면적 Km <sup>2</sup>	500이하	500~1000	1000~8000	8000~20000	20000~70000
$\lambda$	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0

따라서 증·감수기 시간 T와 첨두홍수량  $Q_0$ 로 시간별 홍수량이 直線變化 하도록 하였으며 水理模型實驗에서는 洪水波와 같이 時間別 流出量에 맞춰 流出시켜야 하나 실제로는 홍수파의 증수기와 수면경사 i가 상당히 급하여 소유력은 커지며 이때 하상 시설물 붕괴를 더욱 야기시킬 것이며 증수기와 감수기에 세굴과 퇴적이 반복될 것이다. 준용 중소하천에서 洪水波의 形狀은 표 2에서  $\lambda = 4$ 로 假定하고 100年 확률 강우량

을 350 mm/day, 流出率을 80%로 추정하여 洪水波를 가정하였다. 따라서 하폭 100 m와 150 m의 尖頭 洪水 상승시간을 2.5 hr과 3 hr로하며 減水期의 시간은 4배인 10 hr과 12 hr로 가정하였다(江守一郎, 1985).

### 3.2 相似性 및 模型 수로의 제원

본 모형은 수심에 비해 하폭이 넓은 歪曲模型(distorted model)이므로 徑心  $R \approx y$ 로 나타낼 수 있고 水平縮尺比를  $L_r$ , 垂直縮尺比를  $y_r$ 로 나타내어 Froude의 상사법칙으로 원형수로의 주요 수리제량을 모형 수리제량으로 환산하여 구하면 표 3과 같다.

표 3. 모형수로의 수리제량 환산비

단면적비	유량비	유속비	시간비	경사비	조도계수비
1/3000	1/16432	1/5.48	1/18.26	1/3	1.036

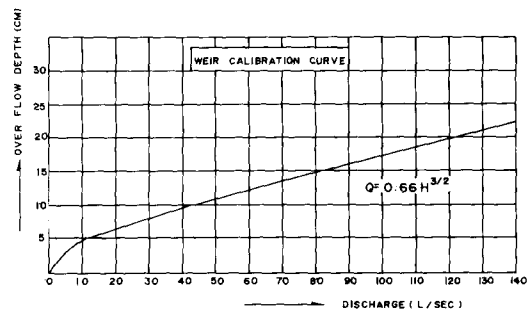


그림 2. 水位-流量 관계곡선

本 실험에서는 여러 제약조건을 감안하여 유량검정은 4角웨어 유량공식을 사용하여 유량계수 0.66으로 직접 유량을 검정할 수 있는 그림 2와 같은 水位-流量曲線을 활용하였고 유속계의 검정은  $a = 0.251$ ,  $b = 3.0$  ( $V = a n + b$ )의 값을 갖는 電計式 프로펠러 유속계를 사용하였으며 2점법을 택하였다. 粗度에 대한 檢定은 일정 유량 유하후 수리량을 측정하고 그 測定值를 Manning 공식에 대입하여 粗度係數 n를 산출하여 수위를 일치시켜 粗度を 조절하였으며 水位 측정은 1/10 mm까지의 精度를 갖는

Point Gauge를 사용하였다.

### 3.3 모형의 제작 및 설치

모형수로는 建設試驗所內 옥내 실험실에 콘크리트 모르타르로 제작되었으며 그 평면도와 단면도는 그림 3과 같으며 水平縮尺은 1/100, 垂直縮尺은 1/30로 모형화하였으며 콘크리트블럭으로 제작하고 河床面은 모래를 깔고 그위에 모르타르를 발랐다.

粗度係數는 평균치인  $n = 0.032$ 를 취하였고 조도를 맞추기 위해 자갈, 돌기물을 바닥에 부착하여 실험을 실시하였다. 수로의 原形 폭  $b$ 는 100 m와 150 m, 10.8, 43.3 및 75.7 cm, 만곡부 좌안에서 5.4, 10.8, 27.0, 43.3, 59.5 및 75.7 cm로, 원형 하폭 150 m 모형의 경우에는 직선부 좌안에서 17.1, 68.3 및 119.4 cm, 만곡부 좌안에서 8.5, 17.1, 42.7, 68.3, 93.8 및 119.4 cm로 각각 결정하였다.

彎曲수로는 중심각이  $180^\circ$  이다. 模型水路의 曲率半徑는 6.40 m와 6.65 m, 총연장은 32.17 m와 32.89 m이고 상류 직선부는 8 m, 하류 직선부는 4 m이다. 모형 제방높이  $h$ 는 15 cm로 堤防 護岸경사는 1 : 1.5인 사다리꼴 단면으로 모형을 제작, 설치하였다.

실험 流量 給水는 대형 高架水槽로부터 整水板을 통해 整流水路를 거쳐 수로로 공급하였고 수위조절을 위해 수로 하류 말단부에 tail gate를 설치하였다. 實驗實施中 流速을 측정하기 위한 측점은 단면중심과 내외측을 기준으로 설치하였으며 측정위치는 원형 하폭 100 m 모형의 경우에는 직선부 좌안에서

### 4. 流心 偏奇係數 결정

원형하폭 100 m와 150 m에 100年確率頻度 降雨量의 洪水量으로 1,400 m<sup>3</sup>/s와 2,200 m<sup>3</sup>/s를 유하시켰을 때 양안의 수위차  $h$ 는 그림 4와 같으며 同資

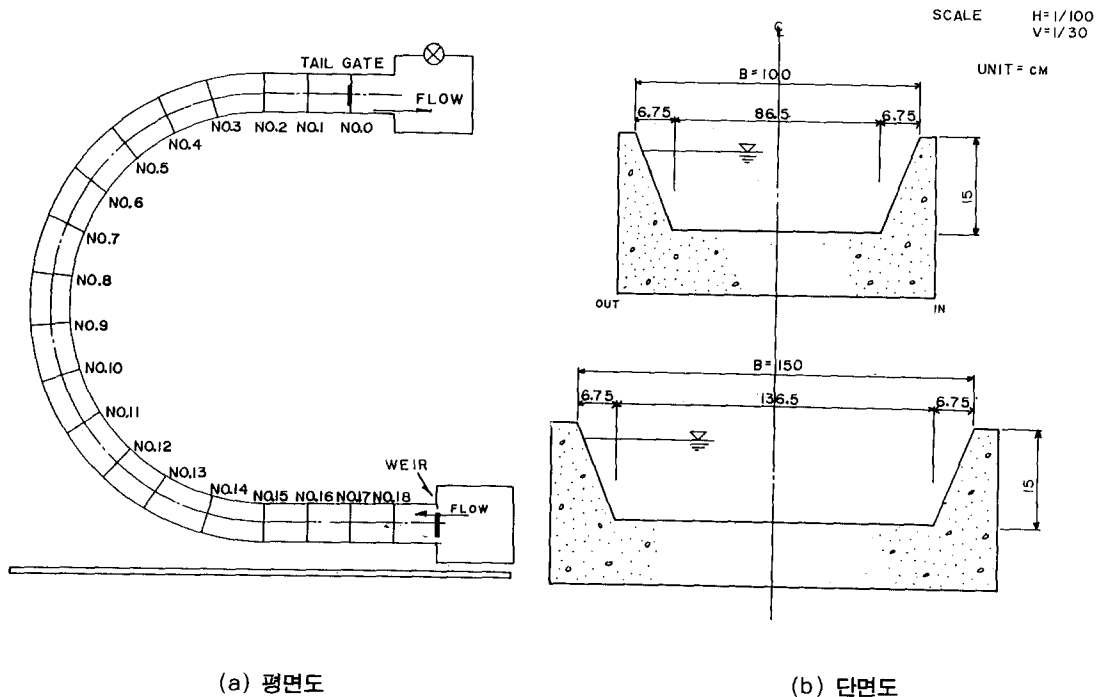


그림 3. 모형 평면도와 단면도

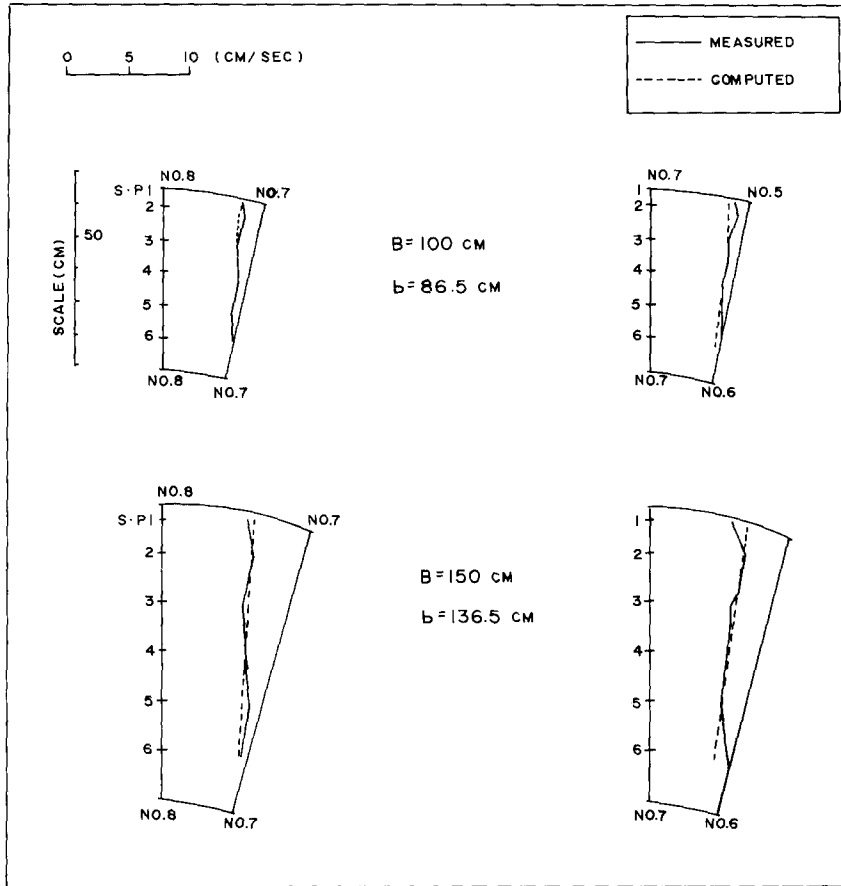


그림 4. 兩岸의 수위차

料 NO. 7點의 兩岸 水位差를 계산을 해본 결과 100 m 하폭에서는 0.086 m, 150 m 하폭에서는 0.207 m를 보이고 있어 실험값과 식 (10)에 의한 계산값이 근사함을 알 수 있었다.

또한 曲線長에 따른 유속과 流心의 관계에서 본 실험결과인 실측 流速자료와 계산자료를 가지고 분석하였다. 먼저 대상지점을 유속과 유심편기가 가장 큰 만곡부 頂點 NO. 8과 NO. 7점을 선정하여 식 (9)를 이용하여 경계값으로 사용된 1.0을 제외하고  $\alpha$ 의 값을 0 ~ 2.0 까지 변화시켜 계산해 본 결과,  $\alpha = 1.5$  일때 식에 의한 계산치와 수리 모형실험에 의한 실측치가 비슷하여  $\alpha = 1.5$ 로 정하여 다른 측정점의 유속도 계산하였다.  $\alpha = 1.5$  일때  $u = u_0(\rho/\rho_0)^2$ 이므로 유속  $u$ 는 평균유속과 曲率半徑比에 의해 정해짐을 알

수 있다.

표 4의 실측치는 모형수로의 측정점에서 실제로 측정된 유속을 원형수로의 유속으로 환산한 수치이며 그림 5와 같이 계산치와 매우 근사함을 볼 수 있다. 특히 정점 NO. 8 지점에 있어서는 거의 일치함을 보이고 있어 만곡수로의 만곡정점 내에서의 각 위치별 단면별 유속을 계산 함으로서 일일이 수리 모형실험에 의하지 않고도 최대 유속의 크기를 이론식을 이용하여 추정할 수 있다.

앞으로 더욱 연구해야 할 과제는  $90^\circ$ ,  $180^\circ$ , 正弦 곡형(S)에 대해 만곡부 시점에서 종점까지 전구간에 걸쳐 측정별로 타당한 유심편기 계수  $\alpha$ 의 값을 찾아 내는 것이다.

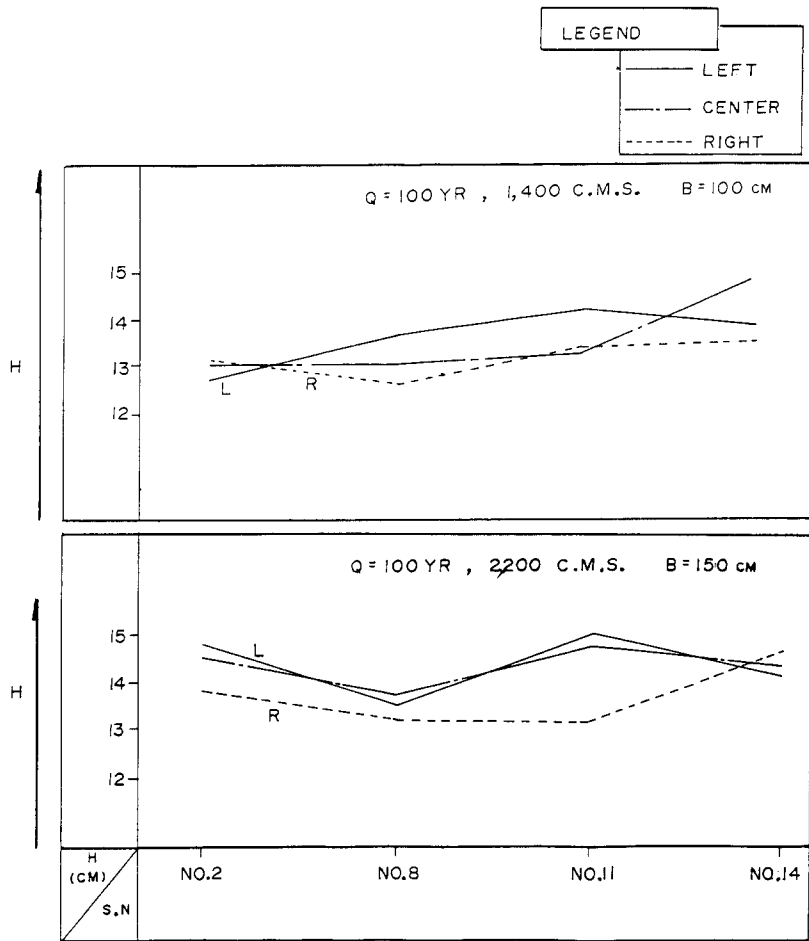


그림 5. 實測 및 計算 유속 비교 ( $\alpha = 1.5$ , NO. 7, NO. 8)

표 4. 만곡부에서의 계산유속 및 실측유속 자료

河幅 100m						河幅 150m					
流量 1400 m <sup>3</sup> /sec						流量 2200 m <sup>3</sup> /sec					
測点	NO. 8 流速 m/s		曲率半徑 m	NO. 7 流速 m/s		測点	NO. 8 流速 m/s		曲率半徑 m	NO. 7 流速 m/s	
	實測	計算		實測	計算		實測	計算		實測	計算
1	4.77	4.61	677.8	4.82	4.54	1	4.71	5.07	724.7	3.88	5.00
2	4.88	4.54	672.4	5.04	4.47	2	5.09	4.95	716.2	4.98	4.88
3	4.38	4.32	656.2	4.49	4.26	3	4.43	4.60	690.6	4.32	4.54
4 中央	4.11	4.11	640.0	4.05	4.05	4 中央	4.27	4.27	665.0	4.21	4.21
5	3.94	3.90	623.8	4.05	3.85	5	4.27	3.94	639.1	3.99	3.89
6	3.78	3.70	607.6	3.89	3.65	6	3.77	3.64	613.8	4.40	3.59

### 5. 결론

本 水理模型實驗은 중소하천을 대상으로 유속과

掃流力이 큰 河道를 택하여 固定床 실험을 실시하여 180°만곡수로의 정점부에서의 유심偏奇 계수값을 찾아내었으며 여기에서 가장 뚜렷한 부분의 현상을

요약한 결론은 다음과 같다.

(1) 곡선장에 따른 流心線이 중앙으로 흐른 지점부터의 곡선장인 한계곡선장  $l$ 에 관계되는 流心偏寄係數를 분석해본 결과는 曲率半徑比와 평균유속의 크기에 좌우되며  $180^\circ$ 만곡 하도에서는 식  $u = u_0 (\rho_0/\rho)^{1/(1-\alpha)}$ 에서 유심 편기계수  $\alpha$ 의 값은 1.5로 정할 수 있다.

(2) 최대 유속선은 만곡부 시작부근에서는 内側右岸에 발생하다가 끝나는 부근에서는 外側左岸부근에 발생함을 알 수 있고  $180^\circ$ 만곡수로의 각 위치별 단면별 최대유속의 크기를 이론식  $u = u_0 (\rho / \rho_0)^2$ 을 이용하여 쉽게 추정할 수 있다.

### 참 고 문 헌

윤세의, 이종태, 이원환 (1986). “만곡수로에서의 2차원 흐름 해석.” 대한토목학회 논문집, 제6권, 제1호, pp. 90-92.  
이종태, 윤세의 (1987). “개수로 만곡부에서의 중심각 변화에 따른 흐름 특성.” 대한토목학회 논문집, 제7권, 제3호, pp. 195-202.  
차영기, 배동만 (1992). “정원파형 하천의 이행특성.” 한국수문학회지, 제8권, 제2호, pp. 79-87.  
江守一郎 (1985). 模型實驗의 理論と 應用. 技報堂 出版

株式會社. 東京.  
千田稔 (1971). 實用河川計劃: 中小河川 改修計劃의 理論と 實際. 理工圖書 株式會社, 東京.  
藤芳義男 (1949). 河川の 蛇行と 災害 (河川 蛇行論). 佐木圖書出版株式會社, 東京.  
長谷川和義 (1983). “蛇曲流路にあける 流わと 平面底面 形狀に 關する 研究.” 日本土木學會論文報告集, 第333號, pp. 105-114.  
Blondelux, P., and Semimara, G. (1985). “A unified bar-bend theory of river meanders.” *J. Fluid Mech.*, Vol. 157, pp. 449-470.  
Ikeda, S., Parker, G., and Sawai, K. (1981). “Bed theory of river meanders, Part I: Linear development.” *J. Fluid Mech.*, Vol. 112, pp. 362-377.  
Kitanidis, P.K., and Kennedy, J.F. (1984). “Secondary current and river-meander formation.” *J. Fluid Mech.*, Vol. 114, pp. 217-229.  
Odgaard, A.J. (1987). “Streambank erosion: Two rivers in Iowa.” *Water Resour. Res.*, Vol. 23, No. 7, pp. 1225-1236.  
Simon, A.L. (1986). *Hydraulics*, third edition, Wiley, New York.  
Lencastre, A. (1987). *Handbook of hydraulic engineering*. Ellis Horwood Series in Civil Engineering, New York.

(접수: 1996년 3월 12일)