

원형암거의 간편설계

Easy Design Procedure of Circular Pipe Culvert

유 동 훈*, 엄 호 식**
Yoo, Dong Hoon, Um, Ho Sik

Abstract

Flow through culvert is very complex depending on the characteristics of hydraulic conditions. A design method using a monograph is normally employed due to wide range of flow characteristics and the difficulty of calculating inlet water depth. The present study suggests the method of determining the inlet water depth of circular pipe culvert using Bernoulli's equation. By employing the explicit equation of inlet water depth, a standard design method of pipe culvert is developed for a wide range of flow characteristics. Explicit solution techniques are proposed to determine the diameter, slope and discharge of circular pipe culvert.

1. 서론

암거 수리설계에서는 상류부의 수위를 과다하게 상승시키지 않는 상태에서 안전하게 계획용수를 하류로 소통시킬 수 있도록 최적단면적, 암거경사, 입·출구부의 형상 등을 설계한다. 현재 국내 암거설계는 한국도로공사(1991)에서 발췌한 “도로배수계획”을 이용하고 있으며, 이는 미국 도로성(FHWA, 1985)에서 발췌한 설계기법을 그대로 인용한 것이다. 이 기법은 설계항목과 관련되는 설계유량, 암거의 길이, 경사, 상류부 수심, 입구부 모양을 결정한 다음, 경험적인 방법을 통하여 초기 단면을 가정하고, 지배단면(입구부, 출구부)을 결정하여 시행착오적인 방법으로 계획 상류부 수심을 산정하는 순서로 진행된다. 상류부의 수심

을 결정하기 위해서는 손실수두(입구부 손실수두, 출구부 손실수두, 마찰 손실수두)와 한계수심을 산정하여야 하며, 미국 도로성의 기법을 이용할 경우에는 모노그래프를 이용하여 경험적인 값을 취한다. 모노그래프를 이용하는 이유는 입구부 손실수두를 산정할 경우 입구부에서의 수심을 결정해야 하며, 그 과정은 간단치 않은 문제로 생각된다. 윤용남(1995)의 “수리학-기초와 응용”과 미국 도로교통국(ASSTHO, 1991)의 “Model Drainage Manual”에서는 암거수리 해석에 관하여 깊이 있게 다루고 있으며, 미국도로성의 설계기법을 따를 것을 권장하고 있다.

본 연구에서는 경험적 해석방식을 탈피하고 수리학적으로 명확한 수식전개 과정을 통하여 원형암거 수리를 해석하고자 한다. 또한

* 아주대학교 환경도시공학부
** 아주대학교 건설교통공학과

키워드: 원형암거, 입구부 수심, 한계수심, 경사, 유량, 직경

설계항목을 경사(설계유형 A), 유량(설계유형 B), 관경(설계유형 C)로 구분하여 설계유형별 산정식을 제시하고, 반복과정이 수반되는 경우에는 양해법 산정식을 함께 개발하고자 한다. 경험적 반복과정에 의한 암거설계의 불편함을 해소하고자 Dasika(1995)는 원형암거 흐름을 개수로 흐름과 압력관로 흐름 두가지 Class로 구분하여 각각에 대하여 실험자료를 바탕으로 단일회귀식을 제시하였다. 또한 Hager(1998)는 암거 입구부에서의 흐름상태가 사류이며, 사류가 발생한 다음 바로 도수가 발생한다는 것을 실험에 의하여 관찰하였다. 본 연구에서는 입구부에서의 흐름상태가 암거내 흐름상태와는 무관하게 단면 급축소에 의하여 사류가 발생한다는 것을 수식전개를 통하여 증명하였다. 암거흐름 단면도가 <Fig. 1>에 제시되어 있으며, h_H 는 상류부 수심, h_n 은 입구부 수심, h_x 는

출구부 수심, h_T 는 하류부 수심, h 는 암거 높이이다.

암거흐름은 상류부 수심과 단면의 높이에 따라 크게 두가지(Class I과 Class II)로 분류할 수 있으며, 한계경사·수심, 등류수심, 상·하류부 수심 등의 조건에 따라 다시 각각 네가지로 소분류할 수 있다.

본 연구에서는 암거흐름 상태 분류를 미국 도로성의 분류를 조정하여 <Table 1>과 같이 분류하였으며, 이는 Class I과 Class II의 상대적인 비교가 가능하다는 판단에서 분류된 것이다. 즉, 미국 도로성에서는 본고의 Type II-3을 Type II-1으로, Type II-1을 Type II-2로, Type II-2를 Type II-3으로 분류하고 있으나 본고에서는 <Table 1>과 같이 분류하여 I-1과 II-1, I-3과 II-3이 서로 유사한 조건으로 대응하도록 분류하였다. 따라서

<Table 1> Class of culvert hydraulics

Class	Type	Condition	Governing equation	Control section		
I	$\frac{h_H}{D} \leq \alpha$	1	$i_b < i_c$ $h_T < h_c$	$h_{Ln} + h_f + h_c + \frac{V_c^2}{2g} - i_b L$	Outlet	Mild-slope Open channel
		2	$i_b < i_c$ $h_c < h_T$	$h_{Ln} + h_f + h_{Lx} + h_T - i_b L$	Downstream	
		3	$i_c < i_b$ $h_T < h_c$	$h_{Ln} + h_c + \frac{V_c^2}{2g}$	Entrance	Steep-slope
		4	$i_c < i_b$ $D < h_T$	$h_{Ln} + h_c + \frac{V_c^2}{2g}$	Entrance	
II	$\frac{h_H}{D} > \alpha$	1	$D < h_0$ $h_T < D$	$h_{Ln} + h_f + \frac{D}{2} + h_{Lx} - i_b L$	Outlet	Inlet: Pipe flow Outlet: Channel flow
		2	$i_b < i_c$ $D < h_T$	$h_{Ln} + h_f + h_T + h_{Lx} - i_b L$	Downstream	Pipe flow
		3	$h_0 < D$ $h_T < D$	$h_{Ln} + \frac{D}{2} + \frac{V^2}{2g}$	Entrance	
		4	$i_c < i_b$ $D < h_T$	$h_{Ln} + \frac{D}{2} + \frac{V^2}{2g}$	Entrance	

V_n : Entrance velocity, V_x : Outlet velocity, Class II : $V_n = V_x = V$

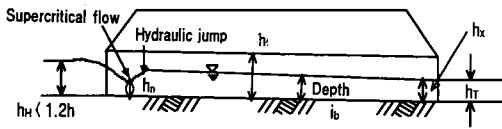
h_H : Headwater depth, h_T : Tailwater depth, D : Culvert diameter, $K_{nf} = K_n + K_f$, $\frac{V_c^2}{2g} = \frac{h_c}{2}$

K_n : Entrance loss coefficient, K_f : Friction loss coefficient, V_c : Critical velocity

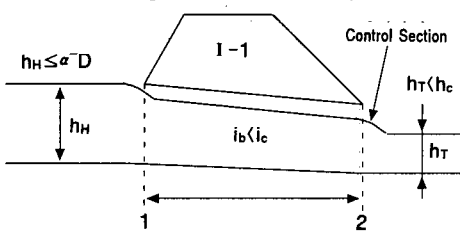
h_{Ln} : Entrance headloss, h_f : Friction headloss, h_{Lx} : Outlet headloss, $1.1 \leq \alpha \leq 1.2$

i_c : Critical slope, i_b : culvert slope

I-1과 II-1, I-2와 II-2, I-3과 II-3, I-4와 II-4의 지배방정식들은 서로 유사하게 구성된다. 일반적으로 α 는 1.2를 주로 적용하나, 설계자에 따라 약간의 차이를 보이고 있으며, 그 범위는 대략적으로 1.1~1.4 정도이다. <Fig. 2>는 Type I-1의 흐름상태를 그림으로 제시한 것이며, 각각의 흐름상태와 지배단면은 <Table 1>에 제시되어 있다



<Fig. 1> Schematic diagram of culvert hydraulics



<Fig. 2> Type I-1

II. 원형수로 한계수심 산정식

일반 단면의 한계수심을 산정할 경우 최소비에너지를 구하여 도출하는 것이 편리하다. 수로바닥을 기준면으로 설정하였을 때 단위무게당의 에너지를 비에너지(Specific energy) h_s 라 한다. 이것은 수로바닥과 에너지선 사이의 수직거리로 정의되며 다음과 같다.

$$h_s = h + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (1)$$

여기서 h 는 수심, V 는 유속, g 는 중력가속도이다.

식 (1)을 일반단면에 적용하여 일반화된 비에너지 방정식을 제시하면 다음과 같다.

$$h_s = h + \frac{Q^2}{2gA^2} \dots\dots\dots (2)$$

여기서 Q 는 유량, A 는 유수 단면적이다. 한계수심은 식 (2)를 h 에 관하여 미분하고 그 결과가 0일 때 발생하므로 식 (3)과 같이 된다.

$$\frac{dh_s}{dh} = 1 + \frac{Q^2}{2g} \left(-\frac{2}{A^3} \frac{dA}{dh} \right) = 0 \dots\dots\dots (3)$$

dA 와 dh 간의 관계는 $dA=Tdh$ 와 같으며, T 는 수면폭이다. 이들의 관계로부터 다음과 같은 관계식을 도출할 수 있다.

$$\frac{Q^2}{gA_c^3} T_c = 1 \dots\dots\dots (4)$$

또한 식 (4)로부터 다음과 같은 단면계수 산정식을 도출할 수 있다.

$$\sqrt{\frac{Q^2}{g}} = \sqrt{\frac{A_c^3}{T_c}} = Z_c \dots\dots\dots (5)$$

여기서 Z_c 는 단면계수이며, 무차원수는 아니다. 등류이고 정상류인 경우 Q 는 일정하므로 단면계수 Z_c 는 일정하다. 한계수심은 이 방정식을 만족해야 한다. 식 (2)에 식 (5)를 대입하여 Q 를 소거하면 다음과 같다.

$$h_s = h_c + \frac{A_c}{2T_c} \dots\dots\dots (6)$$

식 (6)으로부터 속도수두가 평균수심 A/T 의 1/2일 때 최소에너지가 일어남을 알 수 있으며

이때의 수심이 한계수심이다. 이를 불규칙한 단면에 적용하면 다음과 같다.

$$f(h) = \frac{Q^2 T}{g A^3} \dots\dots\dots (7)$$

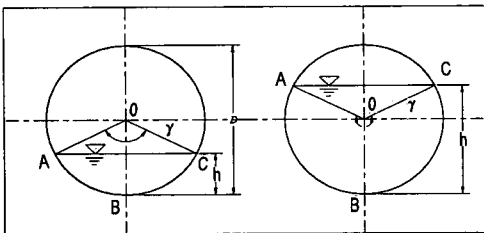
식 (7)을 도시함으로써 시행착오법으로 해를 얻을 수 있다. 한계수심은 $f(h)=1$ 일 때 발생한다.

원형단면의 내경을 D라 하고 수면과 단면의 중심이 이루는 각을 θ (단위: Radian)라 하면, 단면적 A, 수면폭 T, 수심 h는 다음과 같다.

$$A = \frac{D^2}{8}(\theta - \sin \theta)$$

$$T = D \sin \frac{\theta}{2} \dots\dots\dots (8)$$

$$h = \frac{D}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right)$$



<Fig. 3> Cross section of circular pipe

식 (8)의 관계를 이용하여 단면계수 Z_c 를 표현하면 다음과 같다.

$$Z_c^2 = 2^{-9} D^5 \frac{(\theta - \sin \theta)^3}{\sin^3 \frac{\theta}{2}} \dots\dots\dots (9)$$

한편 무차원수 F_{DD} 를 도입하여 한계수심을 구하며, 단면계수 Z_c 와 무차원수 F_{DD} 는 다음과 같은 관계가 있다.

$$Z_c^2 = \frac{Q^2}{g} = D^5 F_{DD}^2 \dots\dots\dots (10)$$

여기서 $F_{DD} = \frac{Q}{D^2 \sqrt{gD}}$

각각의 변수들의 상호관계는 다음과 같다.

$$h = \frac{D}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right)$$

$$\cos \frac{\theta}{2} = 1 - 2t, \quad t = \frac{h_c}{D}, \quad 0 < t < 1$$

$$\theta = 2 \cos^{-1}(1 - 2t)$$

$$\sin \frac{\theta}{2} = \sqrt{1 - (1 - 2t)^2} = 2\sqrt{t(1-t)}$$

$$\sin \theta = 2 \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} = 2^2 (1 - 2t)\sqrt{t(1-t)}$$

..... (11)

식 (10)과 식 (11)의 관계식을 이용하여 식 (9)를 정리하면 다음과 같은 원형수로 한계수심 산정식을 도출할 수 있다.

$$2^7 \sqrt{t(1-t)} \cdot F_{DD}^2 - [\cos^{-1}(1 - 2t) - 2(1 - 2t)\sqrt{t(1-t)}]^3 = 0$$

..... (12)

식 (12)를 F_{DD} 에 관하여 정리하면 다음과 같다.

$$F_{DD} = \frac{2^{-7} [\cos^{-1}(1 - 2t) - 2(1 - 2t)\sqrt{t(1-t)}]^{3/2}}{[t(1-t)]^{1/4}} \dots\dots\dots (13)$$

식 (13)에서 한계수심 산정을 위한 미지수 t는 전적으로 무차원수 F_{DD} 의 함수이고, 양해적으로 한계수심을 산정할 수 없는 형태로 제시되어 있다. 한계수심을 양해적으로 산정할 경우 원형암거 수리해석에서 수식유도 과정의

간결성이 보장된다.

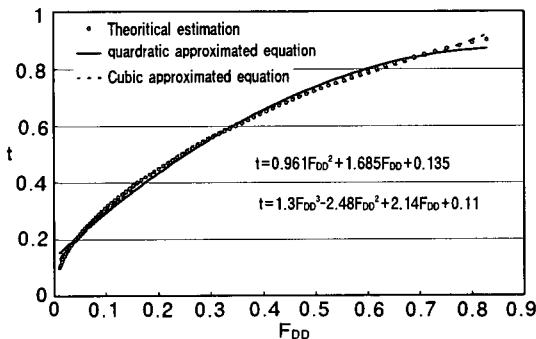
원형수로 한계수심 양해법 근사식은 임의의 $t(0 < t < 1)$ 를 대입하여 무차원수 F_{DD} 를 산정한 다음, <Fig. 4>과 같이 t - F_{DD} 의 관계 그래프를 회귀분석하여 개발되었으며, 산정식은 다음과 같다.

$$t = -0.961 F_{DD}^2 + 1.685 F_{DD} + 0.135 \dots (14a)$$

또는

$$t = 1.3 F_{DD}^3 - 2.48 F_{DD}^2 + 2.14 F_{DD} + 0.11 \dots (14b)$$

식 (14a)와 식 (14b)는 각각 2차식과 3차식으로 회귀분석한 결과이며, 관경과 유량이 주어지면 원형수로 한계수심을 양해적으로 산정할 수 있다. 한계수심 산정식을 F_{DD} 의 3차식으로 표현할 경우 후술할 설계유형별 산정에서 수식의 복잡성으로 인하여 양해법 산정식의 도출에 어려움이 따른다. 그러므로 다소의 오차를 포함하더라도 2차식의 적용이 필요하다. <Fig. 4>에서도 볼 수 있듯이 2차 회귀분석식의 오차율도 전구간에 걸쳐 $\pm 5\%$ 이내로 상당한 정확도를 보이고 있다. 원형암거 수리해석에서는 한계수심 산정식으로 식 (14a)를 적용하였으나, 보다 정확한 한계수심 산정이 필요한 경우 식 (14b)를 적용하여야 한다.



<Fig. 4> Critical depth of circular pipe flow

Ⅲ. 원형암거 입구부 수심 산정식

압력관로 흐름(Class II)인 경우 암거높이가 직경 D 와 동일하지만, 개수로 흐름 (Class I)인 경우 입구부에서의 수심은 직경 D 와 동일하지 않다. 원형암거 Class I의 경우 만수가 되지 않은 상태이므로 흐름 단면적 산정은 간단치 않은 문제이다. 유동훈과 오윤창(1999)은 원형단면 형상비 관계수치를 이용하여 흐름 단면적을 산정할 수 있는 식을 제시하였으며, 본 연구에서는 이를 바탕으로 원형암거 수리해석을 하였다. 원형단면 형상비 관계수치는 <Table 2>에 제시하였다. <Table 2>의 수치는 식 (8)의 관계를 이용하여 수학적으로 계산된 수치이다.

유동훈과 오윤창(1999)은 <Table 2>의 수치를 <Fig. 6>와 같이 도시하고, 세구간으로 나누어 양해법 근사식을 개발하였다. 양해법 근사식은 지수함수 형태로 제시하였으며 다음과 같다.

<Table 2> Schematic factors for estimations of circular pipe cross section

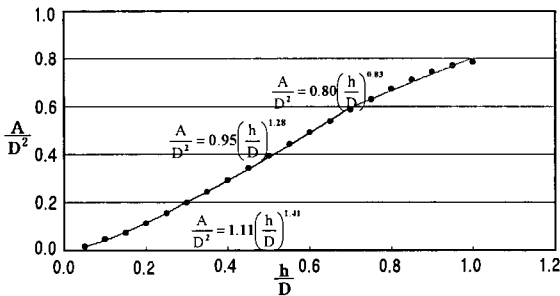
$\frac{h}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{H}{D}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{H}{D}$
0.05	0.015	0.033	0.55	0.443	0.265
0.10	0.049	0.064	0.60	0.492	0.278
0.15	0.074	0.093	0.65	0.540	0.288
0.20	0.112	0.121	0.70	0.587	0.296
0.25	0.154	0.147	0.75	0.632	0.302
0.30	0.198	0.171	0.80	0.673	0.304
0.35	0.245	0.193	0.85	0.712	0.303
0.40	0.293	0.214	0.90	0.745	0.298
0.45	0.343	0.233	0.95	0.771	0.286
0.50	0.393	0.250	1.0	0.784	0.250

$$\frac{A}{D^2} = a \left(\frac{h}{D}\right)^b \dots\dots\dots (15)$$

여기서 a와 b의 수치는 <Table 3>에 제시된 바와 같으며, <Fig. 5>에서도 볼 수 있듯이 전구간에 대하여 상당히 양호한 결과를 보여주고 있다.

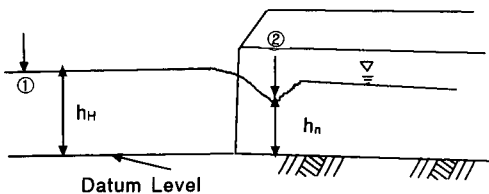
<Table 3> Parameter of power law for the estimations of circular pipe

	$\frac{h}{D}$	a	b
I	0.00 ~ 0.30	1.11	1.41
II	0.30 ~ 0.70	0.95	1.28
III	0.70 ~ 0.90	0.80	0.83



<Fig. 5> $\frac{A}{D^2}$ vs $\frac{h}{D}$

전술한 바와 같이 Class I 인 경우 만수가 되지 않으므로 암거높이와 입구부에서의 수심은 동일하지 않다. 후술할 설계유형별 산정식 개발을 위하여 입구부에서의 수심 산정은 반드시 필요하다.



<Fig. 6> Application of Bernoulli's equation

암거 상류부 임의점(①)과 암거 입구부(②)에서 베르누이 방정식을 적용하면 다음과 같다.

$$\frac{V_H^2}{2g} + \frac{p_H}{\rho g} + h_H = \frac{V_n^2}{2g} + \frac{p_n}{\rho g} + K_n \frac{V_n^2}{2g} + h_n \dots\dots\dots (16)$$

여기서 첨자 H는 암거 상류부, n은 암거 입구부를 지칭한다. 식 (16)에서 암거 상류부(①)의 속도수두 $\frac{V_H^2}{2g}$ 는 무시할 수 있을 정도로 작다. <Fig 6>과 같이 베르누이 방정식의 적용에 있어 기준면을 바닥으로 잡을 경우 지점 ①과 ②의 압력수두 $\frac{p_H}{\rho g}$ 와 $\frac{p_n}{\rho g}$ 는 자유표면을 가지고 있으므로 zero이며, 각각의 위치수두는 지점수심 (h_H, h_n)이다. 식 (16)을 다시 정리하면 다음과 같다.

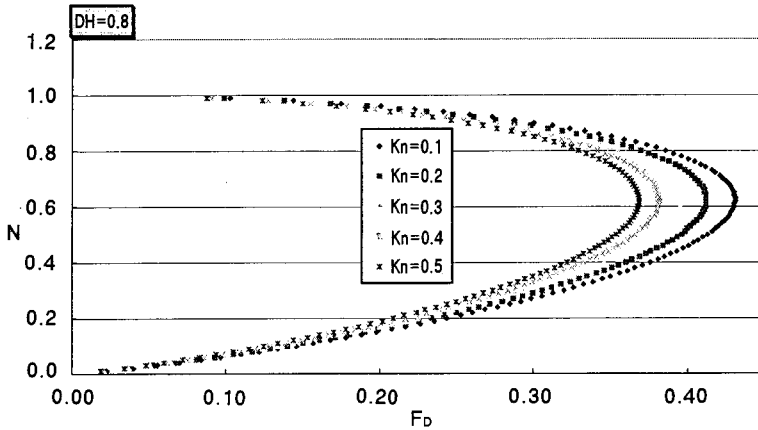
$$\frac{1}{2}(1 + K_n) \frac{V_n^2}{gh_H} + \frac{h_n}{h_H} - 1 = 0 \dots\dots\dots (17)$$

원형암거 입구부 수심 산정식을 무차원수 $F_D (= Q/D\sqrt{gh_H^3})$ 로 표현할 경우 후술할 설계유형별 산정식 개발이 용이하다. 식 (17)의 $\frac{V_n}{\sqrt{gh_H}}$ 항을 F_D 의 관계로 표현할 경우 다음과 같다.

$$\frac{V_n}{\sqrt{gh_H}} = a^{-1} D_H^{b-1} N^{-b} F_D \dots\dots\dots (18)$$

여기서 $D_H = \frac{D}{h_H}$ 이다.

식 (18)의 관계를 이용하여 식 (17)을 정리하면 다음과 같다.



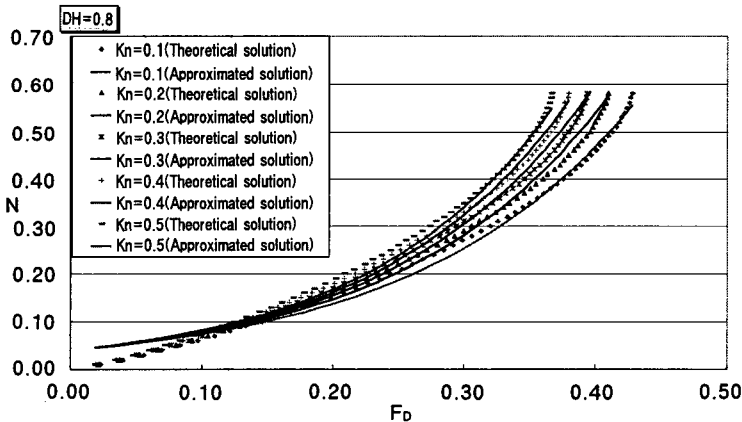
<Fig. 7> Inlet depth of circular pipe culvert

$$N^{1+2b} - N^{2b} + \frac{1}{2a^2} (1 + K_n) D_H^{2(b-1)} F_D^2 = 0 \quad \dots\dots\dots (19)$$

상기식은 원형암거 입구부 수심 산정식이며, K_n 과 D_H 에 따른 F_D 와 N 의 관계그래프가 <Fig. 7>에 도시되어 있다. <Fig. 7>에서도 볼 수 있듯이 입구부 손실계수 K_n 에 따라 F_D 의 한계값이 존재하며, $N=0.64$ 을 기준으로 F_D 의 증가에 따라 N 이 증가하는 구간과 감소하는 구간으로 나누어진다. 입구부에서의 Froude Number $F_n (= V_n/\sqrt{gh_n})$ 과 무차원수 F_D 는 $F_n = a^{-1} D^{b-1} h_H^{3/2} / h_n^{(2b+1)/2} \cdot F_D$ 의 관계가

있다. 원형수로에서 h/D 가 0.9일 경우 <Table 3>에서 보는 바와 같이 $a=0.80$, $b=0.83$ 이다. h/D 를 1.0으로 가정하였을 경우, 즉 원형수로가 만수가 되었을 때 $a=b=1.0$ 이다. 만수가 되었을 경우 F_n 과 F_D 와는 $F_n = F_D/N^{3/2}$ 의 관계가 있으며, $N < 0.64$ 일 경우 사류(射流)흐름, $N > 0.64$ 일 경우 상류(常流)흐름의 특성을 나타낸다. 사각형 암거의 경우도 원형암거와 동일하게 $N=0.64$ 를 기준으로 상류와 사류가 구별된다.

여기서 입구부의 상태는 전적으로 사류이다. 따라서 사류구간 $N < 0.64$ 에 대하여 양해법



<Fig. 8> Comparison of inlet depth of circular pipe culvert between theoretical estimations and approximations

산정식을 개발하였으며, 원형암거 입구부 수심 정밀해와 근사해를 <Fig. 8>에 도시하였다. 원형암거 입구부 수심 양해법 근사식은 다음과 같다.

$$N = \exp[a F_D - 3.22]$$

$$a = \ln[1500D_H^{-1.252} K_n + 225.8D_H^{-0.816}] \dots\dots\dots (20)$$

IV. 원형암거 수리설계

원형암거 설계기준식은 설계항목을 경사, 유량, 규격(직경)의 세가지로 분류하여 개발하였으며, 각각의 설계항목에 대한 기준식이 음해적인 방법으로 해를 구하여야 할 경우 양해법 근사식도 개발하여 함께 제시하였다.

$K_{nf} = K_n + K_f$, $V_c/2g = h_c/2$ 의 관계를 이용하여 <Table 1>의 암거흐름 분류에서의 조건식을 <Table 4>와 같이 표현할 수 있다.

1. 경사산정(설계유형 A)

경사산정은 상류부의 수위, 유량, 직경, 입구부의 형상 등이 결정되면 바로 양해적으로 산정할 수 있는 설계항목이다. Type I-3,4와 Type II-3,4는 흐름의 지배단면이 입구부인 흐름이며, 입구부 지배단면을 갖는 흐름은 경사와 무관한 흐름특성을 나타낸다.

원형암거 설계기준식은 양해적으로 경사를 산정할 수 있는 형태로 도출된다. 원형암거 설계 기준식은 무차원수 $F_D (=Q/D\sqrt{gh_H^3})$ 를 도입하여 개발하였으며, 전술한 원형수로 한계수

<Table 4> Governing equation of culvert hydraulics

Class	Type	Condition	Governing equation	Control section	
I	$\frac{h_H}{D} \leq \alpha$	1	$K_{nf} \frac{V_n^2}{2g} + \frac{3}{2} h_c - i_b L$	Outlet	Mild-slope Open channel
		2	$K_{nf} \frac{V_n^2}{2g} + K_x \frac{V_x^2}{2g} + h_T - i_b L$	Downstream	
		3	$K_n \frac{V_n^2}{2g} + \frac{3}{2} h_c$	Entrance	Steep-slope
		4	$K_n \frac{V_n^2}{2g} + \frac{3}{2} h_c$	Entrance	
II	$\frac{h_H}{D} > \alpha$	1	$(K_{nf} + 1) \frac{V^2}{2g} + \frac{D}{2} - i_b L$	Outlet	Inlet: Pipe flow Outlet: Channel flow
		2	$(K_{nf} + 1) \frac{V^2}{2g} + h_T - i_b L$	Downstream	Pipe flow
		3	$(K_n + 1) \frac{V^2}{2g} + \frac{D}{2}$	Entrance	
		4	$(K_n + 1) \frac{V^2}{2g} + \frac{D}{2}$	Entrance	

V_n : Entrance velocity, V_x : Outlet velocity, Class II : $V_n = V_x = V$
 h_H : Headwater depth, h_T : Tailwater depth, D : Culvert diameter, $K_{nf} = K_n + K_f$, $\frac{V_c^2}{2g} = \frac{h_c}{2}$
 K_n : Entrance loss coefficient, K_f : Friction loss coefficient, V_c : Critical velocity
 H_{Ln} : Entrance headloss, h_f : Friction headloss, h_{Lx} : Outlet headloss, $1.1 \leq \alpha \leq 1.4$
 i_c : Critical slope, i_b : culvert slope

심 산정식 (14a)의 무차원수 F_{DD} 와 F_D 는 다음과 같은 관계가 있다.

$$F_{DD} = D_H^{\frac{2}{3}} F_D \dots\dots\dots (21)$$

여기서 $D_H = \frac{D}{h_H}$ 이다.

식 (21)의 관계를 이용하여 식 (14a)를 F_D 로 표현할 경우 다음과 같다.

$$t_c = -0.961 D_H^{-3} F_D^2 + 1.685 D_H^{-\frac{2}{3}} F_D + 0.135 \dots\dots\dots (22)$$

수식전개의 간편성을 위하여 입구부 손실계수와 마찰손실계수의 합을 K_{nf} 라 하고, 식 (22)의 관계를 도입하여 <Table 4>의 Type I-1의 조건식을 암거경사 i_b 에 대하여 정리

하면 다음과 같다.

$$i_b = \left[\frac{K_{nf}}{2} a^{-2} D_H^{2(b-1)} N^{-2b} H_L - \frac{1.442}{D_H^2} H_L \right] F_D^2 + \left[\frac{2.528}{D_H^{0.5}} H_L \right] F_D - H_L + \frac{0.203D}{L} \dots\dots\dots (23)$$

여기서 $H_L = \frac{h_H}{L}$, $T_L = \frac{h_T}{L}$ 이다. 또한 a 와 b 는 <Table 3>의 수치중 형상구간 III에 해당하는 $a=0.83$, $b=0.80$ 이다. 이는 암거설계시 암거내 수심이 암거높이의 70%이하로 설계하는 것은 과대설계의 문제가 발생할 것으로 판단하여 구간 III의 수치를 채택하였다.

Type II-1,2의 경우는 압력관로의 특성을 나타내므로 입구부에서의 수심은 암거의 직경과 동일하다. 즉 입구부 수심을 암거직경으로 선택할 경우 산정식의 형태가 매우 단순화될 수 있으며, Type II-1의 경우 산정식은 다음과 같다.

<Table 5> Governing equation of culvert slope (Design type A)

	α	β	γ
I-1	$\frac{K_{nf}}{2} a^{-2} D_H^{2(b-1)} N^{-2b} H_L - \frac{1.442}{D_H^2} H_L$	$\frac{2.528}{D_H^{0.5}} H_L$	$H_L - \frac{0.203D}{L}$
I-2	$\frac{K_{nf} N^{-2b} + T^{-2b}}{2 a^2 D_H^{2(1-b)}}$	0	$H_L - T_L$
I-3	-		
I-4	-		
II-1	$\frac{K_{nf} + 1}{1.234 D_H^2}$	0	$H_L - \frac{1}{2} \frac{D}{L}$
II-2	$\frac{K_{nfx}}{1.234 D_H^2}$	0	$H_L - T_L$
II-3	-		
II-4	-		

$$i_b = \alpha F_D^2 + \beta F_D - \gamma, \quad N^{1+2b} - N^{2b} + \frac{1}{2} (1 + K_n) a^{-2} D_H^{2(b-1)} F_D^2 = 0$$

$$F_D = \frac{Q}{D\sqrt{gh_H^3}}, \quad N = \frac{h_n}{h_H}, \quad H_L = \frac{h_H}{L}, \quad T_L = \frac{h_T}{L}, \quad D_H = \frac{D}{h_H}$$

$$i_b = \left[\frac{K_{nf} + 1}{1.234 D_H^2} \right] F_D^2 - H_L + \frac{1}{2} \frac{D}{L} \dots\dots(24)$$

원형암거 경사 산정식은 식 (23), 식 (24)와 같이 F_D 의 2차함수 형태로 표기되며, 이는 산정치를 바로 구할 수 있는 양해법 산정식이다. 원형암거 경사 산정식의 기본형태를 $i_b = \alpha F_D^2 + \beta F_D - \gamma$ 로 취하였을 때, 각각의 산정식을 <Table 5>에 제시하였다.

2. 유량산정(설계유형 B)

원형암거 유량산정식의 개발은 유량 Q를 포함하는 F_D 를 산정하여 유량 Q로 환산하도록 유도하였다. 수식전개의 간편성을 위하여 입구부 손실계수와 마찰손실계수의 합을 K_{nf} 라 하고, 원형수로 한계수심 산정식 (22)를 적용하여 Type I-1의 지배방정식을 F_D 의 함수로 표현하면 다음과 같다.

$$\left[a^{-2} D_H^{2(b-1)} N^{-2b} - \frac{2.883}{K_{nf} D_H^2} \right] F_D^2 + \frac{5.055}{K_{nf} D_H^{0.5}} F_D + \frac{0.405 D_H - 2(1+Z)}{K_{nf}} = 0 \dots\dots\dots(25)$$

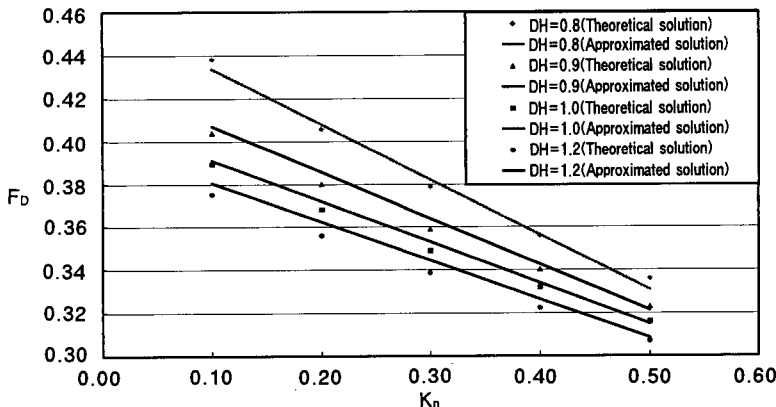
여기서 계수 a와 b는 전술한 바와같이 각각 0.80과 0.83이다.

원형암거 Class I의 경우 음해적인 방법으로 해를 구하여야 하며, 본 연구에서는 F_D 를 양해적으로 산정할 수 있는 근사식을 개발하였다. Type I-1, 2의 경우 다중선형회귀분석을 통하여 근사식을 도출하였으며, Type I-3, 4의 경우 각각의 변수들을 일반적인 암거가 취하는 범위로 단순화하여 $F_D - K_n$ 의 그래프를 <Fig. 9>과 같이 도시한 다음 각각의 경우에 대하여 회귀분석하였다. 개발된 양해법 근사식은 <Table 7>에 제시되어 있다.

Type I-2의 경우 지배방정식에 한계수심이 포함되어 있지 않으므로, 산정식은 F_D 의 2차항과 상수항만이 존재하는 형태로 도출되며, 다음과 같다.

$$F_D = \sqrt{\frac{2 a^2 D_H^{2(1-b)} (1 - T + Z)}{K_{nf} N^{-2b} + T^{-2b}}} \dots\dots\dots(26)$$

상기식은 무차원수 N을 포함하고 있어 양해적으로 F_D 를 산정할 수 없으며, 본 연구에서는 양해적으로 산정치를 구할 수 있는 근사식을 개발하였다.



<Fig. 9> Comparison of discharge of circular pipe Type I-3 & 4 between theoretical estimations and approximations

Class II의 모든 경우는 압력관로의 특성을 나타내고 있으므로, 입구부에서의 수심은 암거 직경과 동일하며, 암거내 전구간에 걸쳐 유속은 동일하다. 즉 Class II 유량산정식은 양해적으로 산정치를 구할 수 있으며, 모두 동일한 형태의 산정식이 된다. Type II-1의 경우에 대하여 산정식을 제시하면 다음과 같다.

$$F_D = \sqrt{\frac{1.234 D_H^2}{K_{nf} + 1} \left(\frac{D_H}{2} + Z \right)} \dots \dots \dots (27)$$

식 (27)과 식 (26)은 동일형태의 산정식처럼 보이지만 Type I-2 유량산정식 식 (26)은 무차원수 N을 포함하고 있어 양해적으로 산정치를 구할 수 없으며, Type II-1 유량산정식은 양

해적으로 산정치를 구할 수 있다. 각각의 경우에 대한 유량산정 설계 기준식은 <Table 6>에 제시하였으며, 음해적인 방법으로 산정치를 구하여야 할 경우에는 양해적 근사식을 함께 개발하여 <Table 7>에 제시하였다.

3. 규격산정(설계유형 C)

원형암거 규격산정을 위하여 직경 D를 포함하는 무차원수 Y_D를 도입하였으며, Y_D는 원형암거 유량산정을 위한 무차원수 F_D와는 역수의 관계에 있다.

Type I-1의 유량 산정식 (25)의 양변에 Y_D를 곱하여 정리하면 다음과 같다.

<Table 6> Governing equation of culvert discharge (Design type B)

	α	β	γ
I-1	$a^{-2} D_H^{2(b-1)} N^{-2b} - \frac{2.883}{K_{nf} D_H^2}$	$\frac{5.055}{K_{nf} D_H^{0.5}}$	$\frac{0.405 D_H - 2(1+Z)}{K_{nf}}$
I-2	$F_D = \sqrt{\frac{2 a^2 D_H^{2(1-b)} (1-T+Z)}{K_{nf} N^{-2b} + T^{-2b}}}$		
I-3	$\frac{0.961}{D_H^3}$	$-\frac{1.685}{D_H^{2/3}}$	$\frac{2}{(3+K_n)D_H} - 0.135$
I-4	$\frac{0.961}{D_H^3}$	$-\frac{1.685}{D_H^{2/3}}$	$\frac{2}{(3+K_n)D_H} - 0.135$
II-1	$F_D = \sqrt{\frac{1.234 D_H^2}{K_{nf} + 1} \left(\frac{D_H}{2} + Z \right)}$		
II-2	$F_D = \sqrt{\frac{1.234 D_H^2}{K_{nfx}} (1-T+Z)}$		
II-3	$F_D = \sqrt{\frac{1.234 D_H^2}{K_n + 1} \left(1 - \frac{D_H}{2} \right)}$		
II-4	$F_D = \sqrt{\frac{1.234 D_H^2}{K_n + 1} \left(1 - \frac{D_H}{2} \right)}$		
$\alpha F_D^2 + \beta F_D + \gamma = 0, \quad N^{1+2b} - N^{2b} + \frac{1}{2} (1+K_n) a^{-2} D_H^{2(b-1)} F_D^2 = 0$ $F_D = \frac{Q}{D_V \sqrt{g h_H^3}}, \quad N = \frac{h_n}{h_H}, \quad Z = \frac{4z}{h_H}, \quad T = \frac{h_T}{h_H}, \quad D_H = \frac{D}{h_H}$			

<Table 7> Approximated equation of culvert discharge((Design type B)

	F_D	Approximated equation	
Type I-1	$aZ+b$	$a = x_a K_n + y_a$	$b = x_b K_n + y_b$
		$x_a = -0.104D_H^2 + 0.538D_H - 0.046$ $y_a = 0.852D_H^2 - 2.535D_H + 2.611$	$x_b = -0.196D_H^2 + 0.463D_H - 0.619$ $y_b = 0.069D_H^2 - 0.226D_H + 0.550$
Type I-2	ab^Z	$a = x_a K_n + y_a$	$b = x_b K_n + y_b$
		$x_a = -6.025D_H^2 + 12.451D_H - 6.263$ $y_a = 0.315D_H^2 - 0.6515D_H + 0.677$	$x_b = 0.405D_H^2 - 0.737D_H + 0.638$ $y_b = -0.222D_H^2 + 0.446D_H + 0.566$
Type I-3,4	$aK_n + b$	$a = 0.80D_H^3 - 3.11D_H^2 + 3.98D_H - 1.86$ $b = -0.54D_H^3 + 2.09D_H^2 - 2.69D_H + 1.55$	

<Table 8> Governing equation of pipe diameter of circular culvert (Design type C)

	α	β	γ
I-1	$\frac{0.405 D_H - 2(1+Z)}{K_{nf}}$	$\frac{5.055}{K_{nf} D_H^{0.5}}$	$a^{-2} D_H^{2(b-1)} N^{-2b} - \frac{2.883}{K_{nf} D_H^2}$
I-2	$Y_D = \sqrt{\frac{K_{nf} N^{-2b} + T^{-2b}}{2 a^2 D_H^{2(1-b)} (1-T+Z)}}$		
I-3	$\frac{2}{(3+K_n)D_H} - 0.135$	$-\frac{1.685}{D_H^{2/3}}$	$\frac{0.961}{D_H^3}$
I-4	$\frac{2}{(3+K_n)D_H} - 0.135$	$-\frac{1.685}{D_H^{2/3}}$	$\frac{0.961}{D_H^3}$
II-1	$Y_D = \sqrt{\frac{K_{nf} + 1}{1.234 D_H^2} \left(\frac{D_H}{2} + Z\right)^{-1}}$		
II-2	$Y_D = \sqrt{\frac{K_{nf}}{1.234 D_H^2} (1-T+Z)^{-1}}$		
II-3	$Y_D = \sqrt{\frac{K_n + 1}{1.234 D_H^2} \left(1 - \frac{D_H}{2}\right)^{-1}}$		
II-4	$Y_D = \sqrt{\frac{K_n + 1}{1.234 D_H^2} \left(1 - \frac{D_H}{2}\right)^{-1}}$		
$\alpha Y_D^2 + \beta Y_D + \gamma = 0, \quad Y_D^2 [N^{1+2b} - N^{2b}] + \frac{1}{2} (1+K_n) a^{-2} D_H^{2(b-1)} = 0$ $Y_D = \frac{D\sqrt{gh_H^3}}{Q}, \quad N = \frac{h_n}{h_H}, \quad Z = \frac{4z}{h_H}, \quad T = \frac{h_T}{h_H}, \quad D_H = \frac{D}{h_H}$			

<Table 9> Approximated equation of pipe diameter of circular culvert (Design type C)

	F_D	Approximated equation	
Type 1-1	$\frac{1}{aZ+b}$	$a = x_a K_n + y_a$	$b = x_b K_n + y_b$
		$x_a = -0.104D_H^2 + 0.538D_H - 0.046$ $y_a = 0.852D_H^2 - 2.535D_H + 2.611$	$x_b = -0.196D_H^2 + 0.463D_H - 0.619$ $y_b = 0.069D_H^2 - 0.226D_H + 0.550$
Type 1-2	$\frac{1}{ab^Z}$	$a = x_a K_n + y_a$	$b = x_b K_n + y_b$
		$x_a = -6.025D_H^2 + 12.451D_H - 6.263$ $y_a = 0.315D_H^2 - 0.6515D_H + 0.677$	$x_b = 0.405D_H^2 - 0.737D_H + 0.638$ $y_b = -0.22D_H^2 + 0.446D_H + 0.566$
Type 1-3,4	$\frac{1}{aK_n+b}$	$a = 0.80D_H^3 - 3.11D_H^2 + 3.98D_H - 1.86$ $b = -0.54D_H^3 + 2.09D_H^2 - 2.69D_H + 1.55$	

$$\left[\frac{0.405 D_H - 2(1+Z)}{K_n} \right] Y_D^2 + \left[\frac{K_n D_H^{0.5}}{5.055} \right] Y_D + a^{-2} D_H^{2(b-1)} N^{-2b} - \frac{2.883}{K_n D_H^2} = 0 \dots\dots(28)$$

여기서 $Y_D = \frac{D\sqrt{gh^3}}{Q}$ 이며, 계수 a와 b는 전술한 바와 같이 0.80과 0.83이다.

원형암거 규격산정식은 유량산정식의 양변에 각각 Y_D 를 곱하여 정리함으로써 쉽게 산정식을 도출할 수 있으며, 양해법 근사식의 경우도 유량산정 양해법 근사식에 역수를 취함으로써 쉽게 도출할 수 있다. 이와같이 도출된 규격산정 설계기준식과 양해법 근사식을 <Table 8>과 <Table 9>에 각각 제시하였다.

V. 결 론

암거흐름 해석을 위한 국내 설계기준은 미국 도로성의 분류체계를 따른 것이며, 본 연구에서는 미국 도로성의 분류체계를 수정하여 개수로 흐름(Class I)과 압력관로 흐름(Class

II)의 상대적 비교가 가능하도록 분류체계를 재정립하였다. 또한 기존 암거 수리해석은 경험식을 바탕으로 한 회귀식을 적용하였으나, 본 연구에서는 명확한 수식유도를 통하여 암거수리를 해석하였다. 암거 설계항목을 경사, 유량, 규격으로 구분하여 각각의 경우에 대하여 설계기준식을 명확한 수식유도를 통하여 개발하였다.

설계항목을 구분하여 기준식을 개발할 경우 암거 입구부 수심과 단면에 따른 한계수심 산정식이 필요하며, 원형 단면 입구부 수심 산정식 및 원형단면 한계수심 산정식을 개발하였다. 또한 상기 산정식은 음해적인 방법을 통하여 해를 구하여야 한다. 본 연구에서는 각 단면에 대한 입구부 수심 양해법 근사식과 원형 단면 한계수심 양해법 근사식을 개발하였다. 개발된 근사식을 바탕으로 설계항목별 양해법 근사식도 함께 개발하였다. 또한 원형단면에 대한 한계수심 산정식을 F_D 의 2차 및 3차 함수의 형태로 양해법 근사식을 개발하여 수식유도의 간편성을 기하였다. 또한 개발된 양해법 근사식의 오차율은 전술한 바와 같으며,

오차율이 무시되어질 수 없는 경우에는 양해법으로 산정된 근사해를 초기값으로 가정하고, 음해법을 통하여 정밀해를 산정하여야 한다.

본고의 양해법 근사식은 손실계수 $K_n=0.1\sim 0.5$ 를 적용하여 개발되었다. 0.5 이상의 손실계수를 갖는 암거에 대하여도 양해법 근사식의 개발이 가능하다. 그러나, 이들 적용된 수치로부터 큰 변이가 없을 경우 근사해를 이용하여 2회 정도의 반복과정으로 정밀해를 구할 수 있다.

본 연구에서 개발한 설계기준식은 암거설계 프로그램(Culvert Analysis System : CULAS) 개발의 전과정으로 이루어진 것이다. CULAS는 수문해석 능력을 포함시켜 설계홍수량 산정하고, 산정된 설계홍수량을 통수시킬 수 있는 최적 암거설계를 목적으로 하고 있다. 또한 지표면 홍수유출 모형 [SIRG]와 연계하여 통합모형 [SIRG-CUL]을 구성할 예정이다.

참고문헌

1. 한국도로공사, 1991. 도로배수계획.
2. 윤용남, 1991. 수리학-기초와 응용, 청문각 : pp.450~462.
3. 유동훈, 오윤창, 1999. 원형수로의 등류수심, 한국수자원학회 학술발표회: pp.620~625.
4. 유동훈, 임호식, 2000. 사각형 암거의 간편설계, 대한토목학회 학술발표회 : pp.141~144.
5. American Association of State Highway and Transportation Officials, 1991. Model Drainage Manual.
6. Federal Highway Administration, 1985. Hydraulic Design of Highway Culvert.
7. Dasika, B., 1995. New approach to design of culverts, Journal of Irrigation and Drainage Engineering : pp.261~264.
8. Hager, W. H., 1998. Generalized culvert design diagram, Journal of Irrigation and Drainage Engineering : pp.271~274.