

# 純粹비틀림을 받는 鐵筋 콘크리트 보의 龜裂後 비틀림 剛性

## Postcracking Torsional Stiffness of Reinforced Concrete Beams under Pure torsion

음 성 우\*  
Eum, Seong Woo

### ABSTRACT

In statically indeterminate structures torsional stiffness is an important factor for prediction of mechanical behavior at all loading stages in reinforced concrete beams, which also for calculation of torsional moment.

This paper proposes equation for postcracking torsional stiffness of reinforced concrete beams under pure torsion, which is derived considering the equilibrium and compatibility condition for shear panel based on the variable angle space truss model. The equation describes well the effect according to the variation of aspect ratio and steel volume ratio per unit concrete volume. It agrees with experimental results in this paper as well as available literature.

#### 1. 서론

정적구조물의 비틀림모멘트는 정력학적으로 산정 가능하나 스펀드벌보와 같은 부정정 구조물의 비틀림모멘트를 산정시에는 비틀림강성이 고려되어야만 한다. 또한 횡부재의 경우와 마찬가지로 전하중 상태하에서의 철근콘크리트 보의 역학적 거동을 확실히 파악하기 위해서는 균열후 비틀림강성을 파악하는 일이 무엇보다 우선 되어야 한다. 이러한 점에서 볼때 스펀드벌보의 비틀림강성에 대한 지식은 부정정 구조물의 합리적 해석을위해필수적이라 할 수 있다. 본 논문은 보다 단순화된 비틀림모멘트-단위길이당비틀림각 곡선의 작성을 위한 사전 연구단계로써, 균열후 비틀림강성을 이론과 실험적 연구를 병행하여 유도하므로써 이 분야의 기초적 자료를 제시하고자 한 것이다.

본 논문에서는 13개의 철근콘크리트 보에대한 실험을 실시하여 얻은 결과 및 기존의 실험결과<sup>1)</sup>들을 통해서 제안식의 타당성을 검토하였다. 본 논문의 실험에서는 동일 단면적으로 된 2종의 R개열 ( $y/x=1.5$ ) 및 S개열 ( $y/x=1.0$ ) 시험체의 체적철근 비를 변화시켜 균열후 비틀림강성을 검토하였다.

본 논문의 연구범위는 순수비틀림을 받는 중실단면에 국한한다.

#### 2. 균열후 비틀림강성

##### 1) 해석모델

철근콘크리트 보의 균열후 비틀림거동은 단면의 콘크리트 핵의 영향을 받지 않으며, 따라서 중실단면의 비틀림강도 및 비틀림강성은 같다는 사실은 이미 기존의 연구<sup>1)</sup>에서 밝혀진 바 있다. 이와같은 연구결과에 입각하면, 철근콘크리트 중실단면의 균열후 비틀림강성을 구하기 위해, 일정한 압은 벽두께로 구성된 중공단면에 대한 균열후 비틀림강성을 유도하고, 이것을 중실단면에 이용하는 것이 편리하다.

철근콘크리트 보에 가해진 비틀림모멘트는 단면내에 전단흐름을 발생시키며 (부록 A-1.) 이러한 전단흐름은 철근과 콘크리트에 응력을 발생시킨다. 따라서 이들 응력을 구하기 위해서, 균열후 철근콘크리트 보를 Rausch가 제안한 방법 (부록 A-1.)과 같이 이상화시키되, Rausch와는 달리 균열후 철근콘크리트 보를 임의의 균열각  $\alpha$ 의 콘크리트 스트러트와 축방향 철근 및 횡방향 철근이 활결로서 연결된 입체트러스(Variable Angle

\* 정회원, CS구조연구소 실장, 공학박사

Space Truss Model)로 가정하며(부록 A-2.), 이하 Rausch와 동일한 가정을 사용하여, 철근은 인장력만을 부담하고 콘크리트스트러트는 압축력만을 부담한다고 가정한다.

순수비틀림모멘트에 의해 보에 발생하는 비틀림 응력은 순수전단응력의 형태로 나타내게되므로, 위에서 가정한 입체트러스를 구성하는 철근과 콘크리트에 발생하는 응력을 구하기 위하여 본 논문에서는 그림 1 (a).와 같이 일정두께로 구성된 전단패널을 해석모델로 사용하여 그림 1 (b).로 부터 힘의 평형조건을 구하고 그림 2.로 부터 철근과 콘크리트에 의한 전단변형의 적합조건을 구하여, 이를 이용해서 균열후 전단 탄성계수를 구한 다음 Bredth의 thin-tube 이론을 이용하여 비틀림 상수를 구하고, 이들의 결합으로부터 균열후 비틀림강성을 구하기로 한다.

## 2) 힘의 평형조건

그림 1 (a).는 축방향 철근과 횡방향 철근이 각각  $S_1, S_2$ 의 등간격으로 배근된 두께  $t_0$  (이 부분에 대해서는 뒤에서 다루기로 함)로된 전단패널로서, 4번에 전단흐름  $q$ 가 일정하게 흐름때, 이에 의해 콘크리트가  $\alpha$ 각으로 균열된 상태를 보이고 있다. 여기서 균열각은 Rausch의 경우에  $45^\circ$ 로 가정했던 것과는 달리 가정된 것인데 이것은 양쪽 방향 철근비가 다른 경우 실제 균열각은  $45^\circ$ 를 벗어날 수 있다는 기존의 실험결과<sup>4)</sup>에 입각한 것이다.

이와 같은 상태에서 형성된 콘크리트 스트러트와 철근에는 응력이 발생하게되는데 이들의 힘의 평형상태는 그림 1 (a).와 같이 단위길이의 요소 A를 이용하여 나타낼 수 있다. 이들 응력은 전단 흐름에 의해 발생된 것이므로 그림 1 (c), (d).를 이용하여, 즉 요소A의 좌측부분에는 전단흐름에 단위길이를 곱한 전단력  $q(1)$ 이 작용하며 이것은 콘크리트 스트러트에 압축력  $D$ 와 단위길이당 축방향 인장력  $F_1$ 을 이용하여 분해하고 한편 요소A의 상변측에는 마찬가지로 방식으로  $q(1)\cot\alpha$ 의 전단력이 작용하며 이것을 콘크리트 스트러트에 압축력  $D$ 와 단위길이당 횡방향 인장력  $F_2$ 를 이용하여 분해할 수 있다. 그림 1. (c), (d)는 이와 같은 요령으로 각각 좌측면의 전단력  $q(1)$ 과 상부측의  $q(1)\cot\alpha$ 를 분해한 결과를 보인 것으로 이로부터 다음과 같은 식을 얻을 수 있다.

$$\begin{aligned} F_1 &= q(1)\cot\alpha && \cdots \cdots \cdots (1) \\ F_2 &= q(1)\tan\alpha && \cdots \cdots \cdots (2) \\ D &= q(1) / \sin\alpha && \cdots \cdots \cdots (3) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{여기서, } F_1 &= \text{단위길이당 철근의 축방향 인장력} \\ &= \bar{A}_1 \sigma_{s1} / S_1 && \cdots \cdots \cdots (4) \\ F_2 &= \text{단위길이당 철근의 횡방향 인장력} \\ &= A_t \sigma_{st} / S && \cdots \cdots \cdots (5) \\ D &= (1)\cos\alpha \text{ 길이에 작용하는 사방향 압축력} \\ A_t \cdot \bar{A}_1 &= \text{횡방향 및 축방향 철근 1개의 단면적} \end{aligned}$$

위식으로부터 콘크리트 및 철근에 걸린 응력은 다음과 같이 쓸 수 있다. 즉 콘크리트 스트러트에 걸린 응력  $\sigma_d$ 는, 사방향 압축력  $D$ 가 길이 (1)  $\cos\alpha$ , 두께  $t_0$ 의 단면적에 걸쳐 작용하므로 사방향 압축력을 단면적으로 나누면 식(6)과 같고, 또한 축방향 철근의 응력은 식 (1), (4)로부터 식 (7)과 같으며, 횡방향 철근의 응력은 식 (2), (5)로부터 식 (8)과 같이 쓸 수 있다.

$$\begin{aligned} \sigma_d &= D / t_0 \cdot (1)\cos\alpha = q / t_0 \cdot \cos\alpha \cdot \sin\alpha && \cdots \cdots (6) \\ \sigma_{s1} &= q \cdot S_1 \cdot \cot\alpha / \bar{A}_1 && \cdots \cdots \cdots (7) \\ \sigma_{st} &= q \cdot S \cdot \tan\alpha / A_t && \cdots \cdots \cdots (8) \end{aligned}$$

위의 평형조건식은 사압축장 이론에 입각하여 주 압축응력의 방향은 콘크리트의 균열방향과 일치한 것으로 가정하여 구한 것이다.

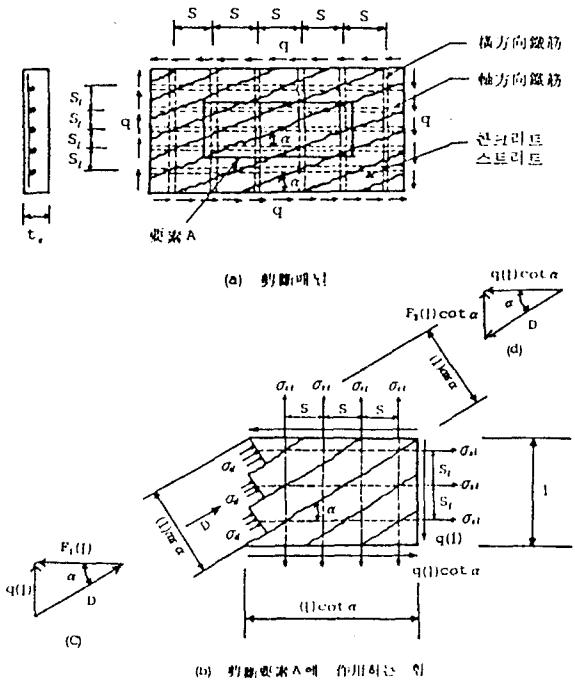


그림 1. 전단패널의 힘의 평형

3) 변형의 적합조건

콘크리트와 철근에 작용하는 응력에 의해 발생하는 변형도는 콘크리트와 철근의 응력-변형도 관계를 선형관계로 가정하고, 앞의 식 (6), (7), (8)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\epsilon_t = \sigma_{st} / E_s = q S \tan \alpha / E_s A_t = \tau \tan \alpha / E_s r_t \quad \dots (9)$$

$$\epsilon_s = \sigma_{sl} / E_s = q S_1 \cot \alpha / E_s A_1 = \tau \cot \alpha / E_s r_1 \quad \dots (10)$$

$$\epsilon_d = \sigma_d / E_c = \tau / E_c \cos \alpha \sin \alpha \quad \dots (11)$$

여기서,  $r_t$  = 벽두께에 대한 횡방향철근비 ( $= A_t / S \cdot t_o$ )이며,  $r_1$  = 벽두께에 대한 축방향철근비 ( $= A_1 / S \cdot t_o$ )이고  $\tau = q / t_o$ 이다.

위의 식 (9), (10), (11)에 의해 산정된 변형도는 전단패널의 벽에 전단변형을 발생시키게 될 것이다. 따라서 이들에 의한 전체 전단변형도는 변형의 적합조건으로부터 구할 수 있다.

그림 2.에서 보인 바와 같이 전단요소소의 전단변형도  $\gamma$ 는 콘크리트 스트러트의 변형에 의한 전단변형도  $\gamma_d$  및 철근의 변형에 의한 전단변형도 ( $\gamma_1, \gamma_t$ )를 각각 구하여 합하므로써 얻을 수 있다.

$$\gamma_t = \epsilon_t \cot \alpha \quad \dots (12)$$

$$\gamma_1 = \epsilon_s \tan \alpha \quad \dots (13)$$

$$\gamma_d = \epsilon_d (\tan \alpha + \cot \alpha) \quad \dots (14)$$

$$\begin{aligned} \gamma_t &= \gamma_1 + \gamma_t + \gamma_d \\ &= (\epsilon_1 + \epsilon_d) \cot \alpha + (\epsilon_t + \epsilon_d) \tan \alpha \quad \dots (15) \end{aligned}$$

위의 식 (15)에 식 (9), (10), (11)을 대입하면 다음 식을 얻을 수 있다.

$$\gamma = \tau \left[ \frac{1}{E_c \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha} + \frac{\cot^2 \alpha}{E_s r_1} + \frac{\tan^2 \alpha}{E_s r_t} \right] \quad \dots (16)$$

식 (16)에서  $r_1, r_t$ 는 벽면적에 대한 철근비로서 이것을 편의상 콘크리트단위 체적당 철근의 체적비로 나타내면 다음과 같다.

$$p_1 = \frac{\sum A_1}{A_c} = (t_o P_1 / A_o) r_1 \quad \dots (17)$$

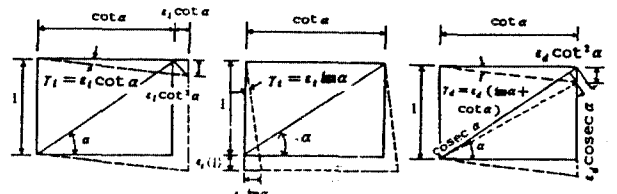
$$p_t = \frac{A_t P_t}{A_c S} = (t_o P_t / A_c) r_t \quad \dots (18)$$

여기에서,  $P_1$  = 횡방향철근의 중심선의 주장,  $A_c$  = 콘크리트 단면적이며,  $r_1 = \frac{\sum A_1}{S_1} \cdot \frac{1}{t_o} = \frac{\sum A_1}{t_o \cdot \sum S_1}$ 이고,  $r_t = \frac{A_t}{S} \cdot \frac{1}{t_o}$ 이고,  $\sum S_1$  = 단면의 모서리 축방향철근의 중심선으로 이루어진 주장이다.

식 (17)의  $P_1$ 은  $\sum S_1$ 과 같다는 가정하에서 나타낸 것이다. 따라서, 식 (17), (18)로부터  $r_1, r_t$

를 식 (16)에 대입하고  $E_s / E_c = n$ 으로 놓게되면 전단변형도는 다음과 같이 나타낼 수 있다

$$\gamma = \frac{\tau}{E_n} \left[ \frac{n}{\sin^2 \alpha \cos^2 \alpha} + \frac{\cot^2 \alpha}{(A_c / t_o P_1) P_1} + \frac{\tan^2 \alpha}{(A_c / t_o P_t) P_t} \right] \quad \dots (19)$$



(A) 橫方向鐵筋에 의한 剪斷變形度 ( $\gamma_t$ ) (B) 縱方向鐵筋에 의한 剪斷變形度 ( $\gamma_1$ ) (C) 콘크리트 스트러트에 의한 剪斷變形度 ( $\gamma_d$ )

그림 2. (그림 1의 A) 전단요소소의 전단변형도

4) 균열각의 산정

앞서 구한 식 (19)는 순수전단력만을 받는 전단패널의 전단변형도를 나타낸 것으로 균열각  $\alpha$ 와 함수관계를 갖고 있음을 볼 수 있다.

균열방향은 전단변형도가 최소가 되는 방향으로 일어난다고 가정하면, 균열방향  $\alpha$ 는 앞서보인 식 (15)를  $\alpha$ 에 대해서 미분하므로써 구할 수 있다. 즉  $d\gamma / d\alpha = 0$  으로부터 다음 식을 얻을 수 있다.

$$\tan^2 \alpha = (\epsilon_1 + \epsilon_d) / (\epsilon_t + \epsilon_d) \quad \dots (20)$$

따라서 식 (20)에 앞서구한 식 (9), (10), (11)를 대입하여 정리하면 균열각  $\alpha$ 는 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$\tan^4 \alpha = \frac{P_1 / A_1 + n / t_o}{S / A_t + n / t_o} \quad \dots (21)$$

식 (21)은 분모·분자에  $n$ 값이 공통으로 들어가 있으므로 비록  $n$ 값이 크다고 할지라도 균열방향에 큰영향을 미치지 않게 되지만 본 해석에서는 이식을 그대로 사용하여 균열각  $\alpha$ 를 산정하는 식으로 사용하기로 한다.

여기서 식 (21)을 살펴보면 우변의 분자·분모의 첫번째 항들은 철근의 배근상태에 따른 균열각의 결정요소로서, 만약  $P_1 / A_1 = S / A_t$ 이라면, 다시 말해서 축방향 체적 철근비  $p_1$ 과 횡방향 체적 철근비  $p_t$ 가 동일한 경우에만 균열각은 45°가 되어 Hsu가 해석시 사용한 Rausch의 가정과 일치된다는 것을 알 수 있다. (부록 A-1. 참조)

5) 균열후 비틀림강성

탄성이론에 따르면 비틀림 강성은 전단탄성계수 G와 비틀림상수 K의 곱의 형태로 나타낼 수 있다. 본 해석에서는 이러한 관계를 응용하여 Hsu<sup>3)</sup>와 마찬가지로 균열후 전단탄성계수와 균열후 비틀림상수를 구하여 균열후 비틀림강성을 구하고자 한다.

(1) 균열후 전단탄성계수(G<sub>cr</sub>)

균열후 전단탄성계수가 G<sub>cr</sub> = τ/γ의 관계를 갖는다고 가정하면 균열후 전단탄성계수는 앞서 구한 식 (19)를 이 관계식에 대입하므로써 다음과 같이 구할 수 있다.

$$G_{cr} = E_s \left[ \frac{n}{\sin^2 \alpha \cos^2 \alpha} + \frac{\cot^2 \alpha}{(A_o/t_o P_1) P_1} + \frac{\tan^2 \alpha}{(A_o/t_o P_1) P_t} \right]^{-1} \dots \dots (22)$$

(2) 균열후 비틀림상수(K<sub>cr</sub>)

균열후 콘크리트 단면의 비틀림에 대한 기하학적 특성은 균열후 비틀림상수로서 정의될 수 있다. 일정한 벽두께 t<sub>o</sub>로 구성된 thin-tube에 대한 비틀림상수 K는 Bredth의 이론에 의해 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$K = 4A_o^2 t_o / P_o \dots \dots \dots (23)$$

여기에서 A<sub>o</sub> = 전단흐름 중심선으로 둘러싸인 면적(Bredth의 경우에는 벽두께의 중심선으로 둘러싸인 면적), P<sub>o</sub> = A<sub>o</sub>의 주장(Bredth의 경우에는 벽두께의 중심선의 주장), t<sub>o</sub> = 벽두께이다.

위의 식 (23)는 균질체에 대한 것으로, 균열후 철근콘크리트 보에 이를 적용하기 위해서는, A<sub>o</sub>를 횡방향 철근의 중심선으로 둘러싸인 면적 A<sub>1</sub>으로 바꾸어야 할 필요가 있다. 그 이유는 콘크리트가 균열하게 되면 대부분의 비틀림모멘트는 압축상태에 잔존해 있는 콘크리트와 연결된 인장철근에 의해서 지지되기 때문이다. 따라서 균열후 철근콘크리트 보의 비틀림상수 K<sub>cr</sub>은 식(23)를 일부 수정하여 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$K_{cr} = 4A_1^2 t_o / P_1 \dots \dots \dots (24)$$

여기서 A<sub>1</sub> = 횡방향 철근의 중심선으로 둘러싸인 면적, P<sub>1</sub> = A<sub>1</sub>의 주장이다.

(3) 균열후 비틀림강성(GK<sub>cr</sub>)

앞서 구한 식 (22), (24)로 부터 균열후 비틀림

강성은 이들의 곱으로 부터 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$GK_{cr} = \frac{4E_s A_1^2 A_o}{P_1^2} \left[ \frac{A_o \cdot n}{\sin^2 \alpha \cos^2 \alpha P_1 t_o} + \frac{\cot^2 \alpha}{P_1} + \frac{\tan^2 \alpha}{P_t} \right]^{-1} \dots \dots \dots (25)$$

식 (25)는 일정한 벽두께 t<sub>o</sub>를 갖는 임의의 중공 단면을 모델로 택하여 유도한 식으로 이 식이 중실단면에 대해서도 적용될 수 있음은 앞서 언급한 바있다. 그런데 이의 적용과정에서 해결해야 될 문제점으로는 중실단면의 보의 폭이 어느 정도까지 중실단면과 같은 내력을 발휘하는 등가의 벽두께로 간주하느냐에 있다. 또한 이 등가의 벽두께의 균열후 비틀림강성에 대한 기여도를 결정하는 것이다.

식 (25)의 우변의 괄호안의 첫번째 항은 콘크리트의 균열후 비틀림강성에 대한 기여도로서 해석 시에 사용된 등가의 벽두께가 포함되어 있는데 이의 이론 산정은 다음과 같다.

6) 등가벽두께의 산정

본 해석은 기본적으로 중실단면을 등가벽두께로 구성된 중공단면으로 보고 있는데, 이것은 이론적인 측면에서, 중실단면에 대한 St.-Venant 이론에서 중공단면에 대한 Bredth의 이론으로의 변환이라 볼 수 있다. 따라서, 이의 교량역할로 대두되는 등가벽두께는, 중실단면에 있어서 St.-Venant의 최대 비틀림 전단응력이 중공단면의 벽두께에 집중적으로 흐른다고 가정하여 다음 절차에 의해서 얻을 수 있게 된다.

$$\tau_{max} = T/2At_o \text{ (Bredth 이론)} \dots \dots \dots (26)$$

$$\tau_{min} = T/\alpha_1 x^2 y \text{ (St.-Venant 이론)} \dots \dots (27)$$

여기서 x, y = 단면의 단변 및 장변길이, t<sub>o</sub> = 등가벽두께, A = (x-t<sub>o</sub>)(y-t<sub>o</sub>), α<sub>1</sub> = St.-Venant 계수 (y/x의 함수값, 표 1.) 이다.

앞의 가정에 의해서 식(26), (27)을 같게 놓으면 식 (28)과 같은 3차 방정식을 얻게되며, 따라서 단면형상비의 변화에 따른 등가 벽두께는 이의 해 (표 1.)를 통하여 구할 수 있다.

$$A^3 - (1+B) \cdot A^2 + B \cdot A - (\alpha_1/2) \cdot B = 0 \dots \dots (28)$$

여기서 A = t<sub>o</sub>/x 이며 B는 y/x 이다.

표 1.은 단면형상비의 변화에 따른 단면길이에 대한 등가 벽두께 비를 보인 것이다.

표 1. 단면형상비에 따른  $\alpha_1$  및  $t_0/x$

y/x	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.25	4.0
$\alpha_1$	0.208	0.231	0.246	0.258	0.267	0.271	0.282
$t_0/x$	0.141	0.145	0.159	0.166	0.171	0.173	0.180

따라서, 식 (28)를 통해서 얻어진 등가벽두께를 식 (25)에 대입하게 되면 일차적으로 해석을 통한 비틀림강성의 산정작업은 완료가 된 셈이다. 그러나 앞서 언급한 바와 같이 콘크리트가 균열을 하게 될 경우 등가벽두께는 그 일부만 비틀림강성에 기여 할 것이 기대되나, 해석을 통해서 이 기여도를 찾아내는 것은 어려운 일이다. 한편, 본 논문의 실험결과 및 기존의 실험결과<sup>3), 4)</sup>를 통해서 볼 때 균열후 비틀림강성에 대한 콘크리트의 비틀림강성 기여도는 전체 철근비와 함수관계를 갖는다는 사실을 발견 할 수 있다. 따라서 등가벽두께에 대한 수정 계수를 찾기 위해서 본 논문에서는 식 (25)를 다음과 같이 놓았다.

$$GK_{cr} = \frac{4E_s A_1^2 A_c}{P_1^2} \left[ \lambda_1 \left( \frac{A_c n}{\sin^2 \alpha \cos^2 \alpha P_1 t_0} \right) + \frac{\cot^2 \alpha}{p_1} + \frac{\tan^2 \alpha}{p_1} \right]^{-1} \dots (29)$$

식 (29)는 식 (25)의 괄호안의 콘크리트의 기여도를 계수  $\lambda_1$ 을 이용하여 수정한 것이다.

식 (29)의  $\lambda_1$ 값은 기존의 실험결과와 본 논문의 실험결과로 부터 구한 균열후 비틀림강성 값을 식 (29)의 좌변에 대입하여 일련의  $\lambda_1$ 값들을 우선적으로 구한 다음 각  $\lambda_1$ 값들과 이에 대응되는 각각의 전체 철근비들이 1대1 대응관계를 갖는 일련의 네이타군을 이용한 1차 회귀분석을 통하여 구하였다. 이  $\lambda_1$ 값을 식(29)에 대입하므로써 최종적인 균열후 비틀림강성을 얻게된다.

$$\lambda_1 = 8.43 - 139.2 (p_1 + p_2) \dots (30)$$

여기서,  $p_1 + p_2 =$  전체 철근비

### 3. 철근콘크리트 보의 실험

순수 비틀림을 받는 철근콘크리트 보의 균열후 비틀림강성을 살펴보기 위해 동일단면적으로된 R계열(y/x=1.5)과 S계열(x/y=1.0)의 시험체를 제작하여 일련의 실험을 실시하였으며, 시험체의 종류

와 상세는 부록 B-1과 같다. 시험체의 비틀림강성은 비틀림모멘트-단위길이당비틀림 각 곡선의 기울기로 정의되며 단위길이당 비틀림 각의 측정을 위한 시험장치는 그림 3.과 같고 단위길이당 비틀림 각은 그림 4.와 같이 시험체의 단부측에 L형 아크릴판을 부착시키고, 여기에 변위계를 설치하여 측정할 변위  $\Delta$ 를 이용하여 식 (31)에 의해 구하였다.

$$\theta = \frac{[ \frac{|\Delta_1 + \Delta_2|}{(L_1/2)} + \frac{|\Delta_3 + \Delta_4|}{(L_1/2)} ] / 2}{L} \dots (31)$$

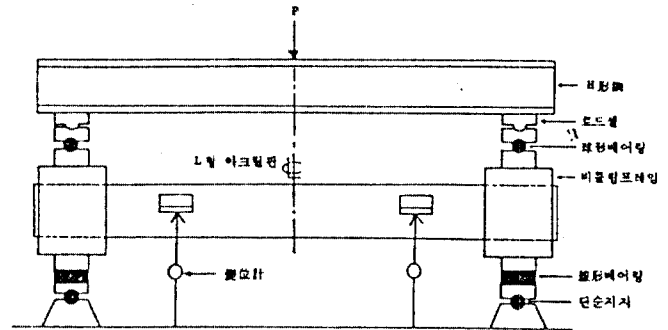


그림 3. 시험체의 시험장치

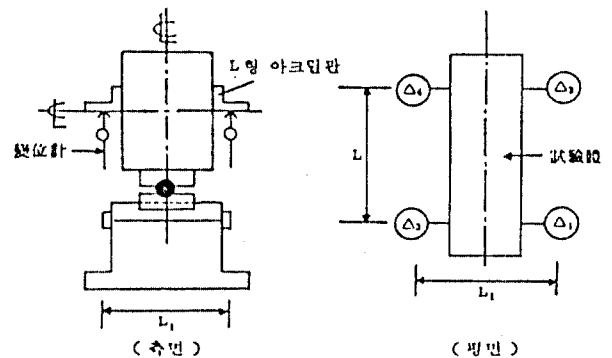


그림 4. 변위계 설치상세

### 4. 제안식의 타당성 검토

#### 1) 실험결과의 분석

실험결과로 부터 작성된 그림 5.와 그림 6.의 비틀림모멘트-단위길이당 비틀림 각 곡선의 기울기를 살펴보면 S 및 R계열의 시험체 모두가 초기하

중 상태에서는 거의 일정한 상태를 보였으나, 균열 발생 이후의 기울기는 현저한 곡선변화 구간을 거쳐 이후 일정한 기울기를 나타냄을 알 수 있었다. 이 때의 곡선거동 구간은 균열전에는 콘크리트만으로 비틀림 내력이 발휘되나, 균열이 발생하게 되면 철근과 콘크리트가 서로 협력하여 거동하게 되는 변화구간으로 해석된다. 한편 곡선변화구간 이후에는 각 시험체마다 각기 다른 기울기를 일정하게 유지하고 있음을 보게되는데 이 기울기는 균열후 비틀림강성으로 정의되며 균열전에 비해 현저하게 떨어지며, 그 크기는 S 및 R계열 모두가 전체 철근비의 크기에 비례하고 있음을 알 수 있었다. 또한 전체 체적철근비가 동일한 R계열과 S계열의 시험체의 균열후 비틀림강성을 비교해 보면 R-0.75와 S-0.75의 경우에는 1.53:1.04, R-1.0B와 S-1.0의 경우에는 2.25:1.42, R-1.5B와 S-1.5의 경우에는 1.41:1.23, R-2.0과 S-2.0의 경

우에는 2.27:2.1로서 R계열의 시험체가 모두 크게 나타남을 볼 수 있으며, 이러한 사실을 통해서 볼 때 동일단면적의 동일체적 철근비의 경우에는 단면형상비가 클수록 균열후 비틀림강성이 커짐을 알 수 있었다.

### 2) 실험결과와 해석결과의 비교

앞서 유도한 균열후 비틀림강성에 대한 제안식을 본 논문의 각 시험체에 적용하여 얻은 결과를 실험결과와 비교해 보면 표 2.와 같다. 또한 기존의 시험체에 적용하여 얻은 결과를 기존의 실험결과와 비교해 보면 표 3.과 같다. 표 2.와 표 3.을 통해서 볼 때 제안식은 실험결과와 비교적 만족스러운 일치를 보였다. 그러나 본 실험의 R-0.75 및 R-1.0B 그리고 R-2.0의 시험체의 경우에는 상당히 큰 편차를 보였고, 또한 기존의 시험체의 K군에 대해서도 상당히 큰 차이를 나타내고 있음을 볼 수 있다. 그 원인은 지나치게 큰 단면형상비 ( $y/x > 3.0$ ) 또는 제한된 단면내에 철근의 과대배근 등에서 온 것으로 추측은 하지만, 보다 확실한 원인의 규명을 위해서는 앞으로 보다 많은 실험결과와의 비교를 통한 연구의 뒷받침이 필요하다고 사료된다.

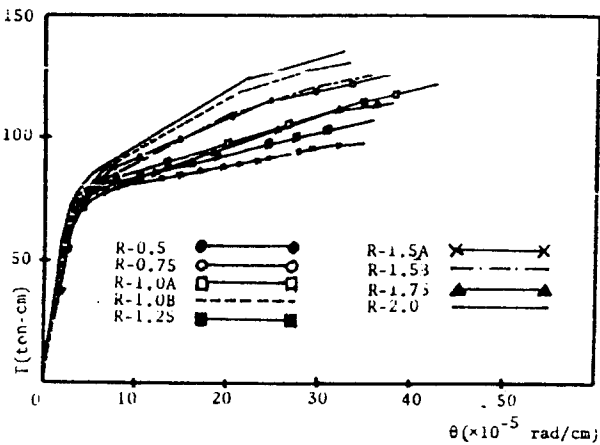


그림 5. R계열 시험체군의 비틀림모멘트-단위길이 당비틀림 각 곡선

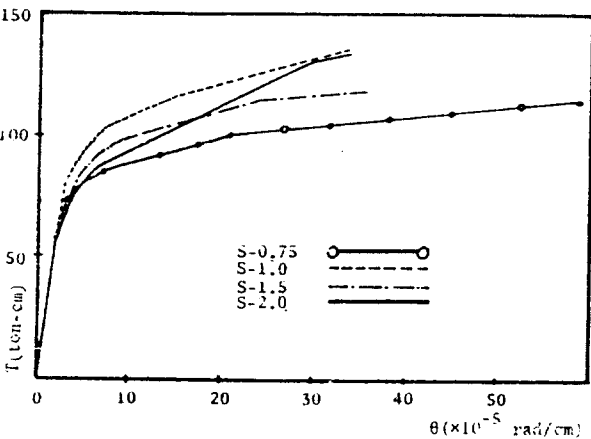


그림 6. S계열 시험체군의 비틀림모멘트-단위길이 당비틀림 각 곡선

표 2. 균열후 비틀림강성에 대한 본 실험결과와 제안식에 의한 계산결과의 비교

시험체	$\frac{y}{x}$	$\frac{P_i}{P_i}$	$P_i + P_i$ (%)	$GK_{ex}$ (실험결과)	$GK_{ca}$ (계산결과)	$GK_{ex}$ (실험결과)
				$\times 10^4 \text{ kg-cm/rad}$	$\times 10^4 \text{ kg-cm/rad}$	$GK_{ca}$ (계산결과)
R-0.5	1.5	0.52	1.722	0.82	0.633	0.98
R-0.75		0.77	2.408	1.53	1.062	1.44
R-1.0A		1.02	2.068	1.07	0.973	1.10
R-1.0B		1.04	3.211	2.25	1.415	1.59
R-1.25		1.23	1.897	0.94	0.920	1.02
R-1.5A		1.48	1.750	0.73	0.887	0.82
R-1.5B		1.52	2.714	1.41	1.196	1.18
R-1.75		1.76	2.568	1.35	1.095	1.19
R-2.0		1.96	3.565	2.27	1.546	1.47
S-0.75		1.0	0.74	2.475	1.04	1.149
S-1.0	0.99		3.308	1.42	1.472	0.96
S-1.5	1.48		2.753	1.23	1.251	0.98
S-2.0	2.02		3.546	2.10	1.663	1.26

비틀림치: 0.237      비율: 1.15

표 3. 균열후 비틀림강성에 대한 기존의 실험결과<sup>1)</sup>와 제안식에 의한 계산결과와의 비교

시편번호	$\frac{y}{x}$	$A_s$		$\rho_s$	$\rho_s + \rho_c$ (%)	$GK_{exp}$ (실험결과) $\times 10^8 \text{ in}^2 - \text{lb/dog}$	$GK_{prop}$ (제안결과) $\times 10^8 \text{ in}^2 - \text{lb/dog}$	$GK_{prop}$ (제안결과) $GK_{exp}$
		( $\text{in}^2$ )	( $\text{in}^2$ )					
H2		0.31	0.20	1.00	1.650	2.44	2.95	0.827
H3		0.44	0.20	1.00	2.347	4.10	3.56	1.120
H4		0.60	0.20	0.99	3.218	5.76	4.93	1.168
H5		0.79	0.20	0.99	4.210	6.52	6.95	0.938
H6		1.00	0.20	1.02	5.274	8.40	11.60	0.724
H7		0.20	0.20	0.455	1.707	2.46	2.78	0.885
H8		0.20	0.20	0.205	3.141	3.94	3.90	1.01
H9		0.44	0.11	2.18	1.711	2.12	2.98	0.736
M1	1.5	0.31	0.11	1.505	1.376	2.28	2.66	0.857
M2		0.44	0.11	1.5	1.956	4.44	3.30	1.345
M3		0.60	0.20	1.5	2.667	4.78	3.92	1.219
M4		0.79	0.20	1.48	3.525	5.68	5.14	1.105
M5		1.00	0.20	1.48	4.472	7.58	7.49	1.009
M6		1.185	0.20	1.48	5.293	7.58	11.56	0.664
I2	-	0.11	0.99	1.659	3.30	3.41	0.988	
I3		0.44	0.20	1.00	2.347	4.44	4.28	1.084
I4		0.60	0.20	0.99	3.218	6.60	5.62	1.174
I5		0.79	0.20	0.99	4.240	8.00	8.00	0.996
I6		1.00	0.20	1.02	5.274	8.64	13.15	0.672
J1			0.20	0.11	0.99	1.071	1.82	1.88
J2		0.31	0.11	0.99	1.659	3.38	2.34	1.444
J3		0.44	0.20	1.00	2.347	3.82	3.05	1.285
J4		0.60	0.20	0.99	3.218	4.94	3.95	1.25
G2	2.0	0.31	0.11	0.99	1.245	4.06	4.20	0.967
G3		0.44	0.20	1.00	1.762	5.23	4.86	1.076
G4		0.60	0.20	1.00	2.400	6.52	6.05	1.078
G5		0.79	0.20	0.99	3.180	7.15	7.54	0.950
G6		0.30	0.11	1.01	1.194	4.00	4.06	0.985
G7		0.465	0.20	0.99	1.869	6.46	5.29	1.221
G8		0.66	0.20	1.01	2.629	8.14	6.49	1.254
N1			0.11	0.019	1.00	1.221	0.4	0.54
N1*		0.11	0.049	1.00	1.221	0.4	0.53	0.755
N2		0.20	0.049	1.00	2.218	0.85	0.77	1.104
N2*		0.20	0.11	1.01	2.215	0.83	0.75	1.107
N3		0.165	0.049	1.01	1.802	0.67	0.65	1.031
N4		0.25	0.11	1.00	2.816	1.09	0.89	1.124
K1	3.25	0.165	0.11	1.00	1.125	1.19	0.82	1.451
K2		0.30	0.11	1.00	2.051	1.08	1.15	1.481
K3		0.165	0.20	1.01	3.168	2.49	1.59	1.566
K4		0.16	0.20	0.99	4.516	3.26	2.63	1.278
C2	1.0	0.20	0.11	0.99	1.071	0.88	1.32	0.484
C3		0.31	0.20	1.00	2.476	1.83	1.75	1.046
C4		0.44	0.20	1.00	3.545	2.17	2.43	0.993
C5		0.60	0.20	1.01	4.765	3.27	3.99	0.820
C6		0.79	0.22	1.01	6.412	4.18	15.44	0.270
비율치: 0.257    평균: 1.023								

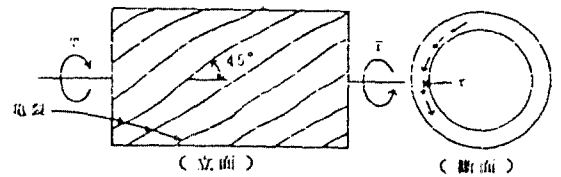
5. 결론

이상의 연구결과에서 살펴본 바와 같이 균열후 비틀림강성은 단면형상비와 철근의 체적철근비 등에 의해서 영향을 받게됨을 알 수 있었다. 또한 본 논문에서 제안한 균열후 비틀림강성에 대한 제안식은 본 실험 및 기존의 실험결과와 비교적 잘 일치하고 있음을 확인 할 수 있었다. 그러나 단면형상비(y/x)가 3.0을 넘는 경우나 지나치게 과다 배근된 보에 대해서는 제안식의 사용에 신중한 고려가 있어야 할 것으로 판단된다.

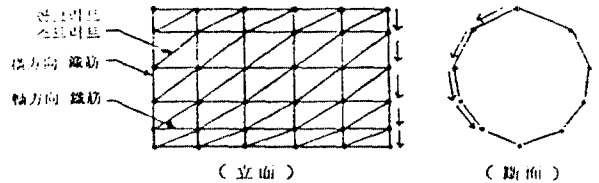
참고 문헌

1. T.T.C. Hsu, "Torsion of Structural Concrete-Behavior of Reinforced Concrete Rectangular Members", ACI Publication sp-18, 1968, pp.261-306.
2. F. Vecchio and M.P. Collins, "Stress-Strain Characteristics of Reinforced Concrete in Pure Shear", IABSE Colloquium Advanced Mechanics, No. 115, June 1981, pp.113-122.
3. T.T.C. Hsu, "postcracking Torsional Rigidity of Reinforced Concrete Sections", ACI Journal, May 1973, pp.352-360.
4. V. Venkappa and G.S. Pandit, "Torsion Response of Reinforced Concrete Members", Indian Concrete Journal, Oct. 1984, pp.268-273.

부록 A-1. Rausch의 입체트러스 유사이론

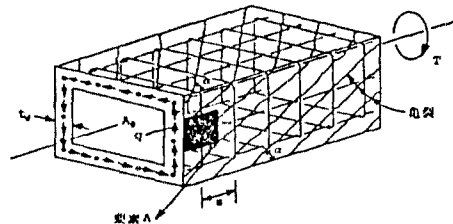


(a) 鐵筋콘크리트 보의 斜方向트러스



(b) 立體트러스 理想化

부록 A-2. 순수비틀림을 받는 철근콘크리트 보



부록 B-1. 시험체의 종류 및 상세

시험체	$F_c$	$F_{ly}$	$F_{ly}$	$p_i$	$p_c$	$S$	$p_i/p_c$	$x$	$y$	$x_1$	$y_1$
	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	%	%	cm	cm	cm	cm	cm	cm
R-0.5	246	2880	2880	0.586	1.136	9.0	0.52	18	27	13	22
R-0.75	246	4138	2880	1.045	1.364	7.5	0.77	18	27	13	22
R-1.0A	255	4138	2880	1.045	1.023	10.0	1.02	18	27	13	22
R-1.0B	270	3542	2880	1.638	1.573	6.5	1.04	18	27	13	22
R-1.25	255	4138	2880	1.045	0.852	12.0	1.23	18	27	13	22
R-1.5A	270	4138	2880	1.045	0.705	14.5	1.48	18	27	13	22
R-1.5B	270	3542	2880	1.638	1.076	9.5	1.52	18	27	13	22
R-1.75	246	3542	2880	1.638	0.930	11.0	1.76	18	27	13	22
R-2.0	270	3491	2880	2.362	1.203	8.5	1.96	18	27	13	22
S-0.75	246	4138	2880	1.050	1.425	7.5	0.74	22	22	17	17
S-1.0	246	3542	2880	1.645	1.663	6.5	0.99	22	22	17	17
S-1.5	246	3542	2880	1.645	1.108	9.5	1.48	22	22	17	17
S-2.0	246	1491	2880	2.372	1.174	8.5	2.02	22	22	17	17

부록 B-2. 기존의 시험체 종류 및 상세<sup>1)</sup>

시험체	$F_c$	$F_{ly}$	$F_{ly}$	$p_i$	$p_c$	$S$	$p_i/p_c$	$x$	$y$	$x_1$	$y_1$
	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(%)	(%)	(cm)	(%)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
B2	292	3227	3262	0.827	0.823	18.1	1.00	25.4	38.1	21.6	34.3
3	286	3339	3262	1.17	1.17	12.7	1.00	25.4	38.1	21.6	34.3
4	311	3262	3297	1.60	1.61	7.9	0.99	25.4	38.1	21.6	34.3
5	296	3188	3276	2.11	2.13	7.0	0.99	25.4	38.1	21.6	34.3
6	294	3381	3290	2.67	2.61	5.7	1.02	25.4	38.1	21.6	34.3
7	265	3262	3248	0.534	1.17	12.7	0.456	25.4	38.1	21.6	34.3
8	273	3783	3262	0.534	2.62	5.2	0.205	25.4	38.1	21.6	34.3
9	294	3255	3191	1.17	0.537	15.2	2.18	25.4	38.1	21.6	34.3
M1	304	3225	3600	0.827	0.549	14.9	1.15	25.4	38.1	21.6	34.3
2	311	3353	3642	1.17	0.781	10.5	1.50	25.4	38.1	21.6	34.3
3	273	3283	3325	1.60	1.07	14.0	1.50	25.4	38.1	21.6	34.3
4	271	3248	3332	2.11	1.42	10.5	1.49	25.4	38.1	21.6	34.3
5	285	3417	3374	2.67	1.81	8.3	1.48	25.4	38.1	21.6	34.3
6	299	3741	3473	3.16	2.13	7.0	1.48	25.4	38.1	21.6	34.3
12	461	3318	3557	0.827	0.823	9.84	0.99	25.4	38.1	21.6	34.3
3	456	3500	3403	1.17	1.17	12.7	1.00	25.4	38.1	21.6	34.3
4	458	3213	3325	1.60	1.61	9.21	0.99	25.4	38.1	21.6	34.3
5	459	3164	3318	2.11	2.13	6.98	0.99	25.4	38.1	21.6	34.3
6	467	3118	3153	2.67	2.61	5.71	1.02	25.4	38.1	21.6	34.3
J1	142	3409	3529	0.534	0.537	15.2	1.00	25.4	38.1	21.6	34.3
2	148	3261	3473	0.827	0.832	9.84	0.99	25.4	38.1	21.6	34.3
3	172	3452	3438	1.17	1.17	12.7	1.00	25.4	38.1	21.6	34.3
4	171	3304	3381	1.60	1.61	9.21	0.99	25.4	38.1	21.6	34.3
C2	315	3290	3403	0.620	0.626	12.0	0.99	25.4	50.8	21.6	47
3	273	3452	3339	0.880	0.882	15.5	1.00	25.4	50.8	21.6	47
4	288	3318	3276	1.20	1.20	11.4	1.00	25.4	50.8	21.6	47
5	274	3374	3339	1.58	1.60	8.57	0.99	25.4	50.8	21.6	47
6	305	3431	3564	0.600	0.594	12.7	1.01	25.4	50.8	21.6	47
7	316	3255	3290	0.930	0.938	14.6	0.99	25.4	50.8	21.6	47
8	289	3283	3353	1.32	1.31	10.5	1.01	25.4	50.8	21.6	47
M1	300	3620	3466	0.611	0.622	9.21	0.98	15.2	30.4	13	28.3
1A	292	3529	3515	0.611	0.622	9.21	0.98	15.2	30.4	13	28.3
2	310	3374	3445	1.11	1.13	5.1	0.98	15.2	30.4	13	28.3
2A	296	3395	3677	1.11	1.10	11.4	1.01	15.2	30.4	13	28.3
3	278	3620	3585	0.916	0.903	6.4	1.01	15.2	30.4	13	28.3
4	278	3491	3627	1.42	1.42	8.9	1.00	15.2	30.4	13	28.3
K1	304	3552	3613	0.534	0.535	19.1	1.00	15.2	49.5	11.4	45.7
2	312	3424	3445	1.025	1.027	10.5	1.00	15.2	49.5	11.4	45.7
3	296	3220	3269	1.59	1.58	12.4	1.01	15.2	49.5	11.4	45.7
4	292	3508	3466	2.26	2.28	8.6	0.99	15.2	49.5	11.4	45.7
L2	271	3410	3415	0.880	0.880	11.7	0.99	25.4	25.4	21.6	21.6
3	274	3174	3160	1.21	1.24	14.0	1.00	25.4	25.4	21.6	21.6
4	277	3431	3339	1.76	1.76	9.8	1.00	25.4	25.4	21.6	21.6
5	278	3316	3153	2.40	2.36	7.2	1.01	25.4	25.4	21.6	21.6
6	281	3220	3338	3.16	3.20	5.4	0.99	25.4	25.4	21.6	21.6