



## 전단과 비틀림모멘트 설계의 조합

민창식<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>동국대학교 건설환경공학과

## Combined Design Method for Shear and Torsional Moment

Chang-Shik Min<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>Dept. of Civil and Environmental Engineering, Dongguk University, Seoul 100-715, Korea

**ABSTRACT** Both shear and torsional moments apply shear stresses on cross-section of a member, which need to be considered in the design. But in the current Korean Building Code, the design equations for shear and torsional moments are expressed in terms of the sectional strength with different units, causing figures to be drawn separately in two axes. If the design equations are expressed in terms of stresses, then the stresses of shear and torsional moments can be added, allowing figures to be drawn in one axis for easy recognition of the design procedure and the final design results. Moreover, the current code's design equations for shear and torsional moments are considered separately with the intention of summing the area of stirrups with respect to unit length for shear moment ( $A_v/s$ ) and torsional moment ( $2A_t/s$ ). Since the size or type of vertical stirrups are predetermined in the design process, the design equations are expressed in terms of the spacing of stirrups rather than the  $A_v/s$  and  $2A_t/s$  terms, clarifying various design steps and a design process.

**Keywords :** combined design of shear and torsional moment, shearing stress, torsional moment stress

### 1. 서 론

테두리보나 편심하중이 작용하거나 또는 연속부재가 서로 각도를 갖고 연결되는 경우에 전단과 비틀림모멘트가 동시에 발생하므로 전단과 비틀림모멘트에 대해서 동시에 설계하여야 한다. 현행 콘크리트구조설계기준(이하 '기준')<sup>1)</sup>에서는 이런 경우에 전단과 비틀림의 상호작용을 피하기 위해서 콘크리트 단면은 오직 전단에만 저항한다고 가정하여 설계를 간단하게 정리하였다. 전단에 대해서 콘크리트 단면의 전단력으로 부족한 저항력은 트러스모델을 이용하여 한계상태에서 스티럽(주철근을 절곡하여 배치하는 절곡철근은 근래에는 거의 사용되지 않으므로 이 논문에서는 종방향 주철근에 연직하게 배치되는 스티럽에 대해서만 다룸)의 단면적을 결정하고, 비틀림에 대해서는 콘크리트 단면이 비틀림 저항력이 없다고 가정하였으므로 모든 저항력은 공간 트러스모델을 이용하여 수직 폐쇄 스티럽과 종방향 철근의 저항력으로 설계하도록 하였다.

따라서 전단에 대한 설계식은 계수전단력  $V_u$ 와 콘크리트 단면의 공칭전단강도  $V_c$ , 전단철근에 의한 공칭전단강

도  $V_s$ , 그리고 강도감소계수  $\phi_s=0.75$ 로 표현할 수 있으며, 이때 설계를 위해서 계수강도를 강도감소계수로 나누어 다음과 같이 목표하는 단면의 공칭강도로 표현하면 설계 과정을 이해하기 쉬운 것이다.

$$V_u/\phi_s \leq (V_n = V_c + V_s) \quad (1)$$

비틀림모멘트에 대한 설계식은 계수비틀림모멘트  $T_u$ 와 비틀림 보강철근에 의한 공칭비틀림강도  $T_s$ 를 설계에서 목표하는 공칭강도로 표현하면 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$T_u/\phi_s \leq (T_n = T_s) \quad (2)$$

등분포하중이 작용하는 단순지지 보에서 계수전단력은 받침부에서 최대이면서 기울기를 갖고 감소하지만, 받침부 위로 경사 45도의 압축팬(compression fan)이 형성되어 유효깊이  $d$ 내인 하중은 직접 받침부에 전달된다. 따라서 기준에서 전단이나 비틀림 설계에서 위험단면은 철근콘크리트인 경우에는 거리  $d$  떨어진 위치를 고려하고, 프리스트레스트 콘크리트 부재에서는 대부분 유효깊이가 변하므로 거리  $0.5h$  떨어진 위치를 위험단면으로 보아 설계하도록 규정하고 있다.

따라서 설계에서  $V_u/\phi_s$ 와  $T_u/\phi_s$ 의 분포도와 콘크리트 단면의 공칭전단강도  $V_c$ 의 분포를 그리고 설계하게 되면

\*Corresponding author E-mail: csmin@dongguk.edu  
 Received July 30, 2010, Revised September 24, 2010,  
 Accepted October 13, 2010  
 ©2011 by Korea Concrete Institute

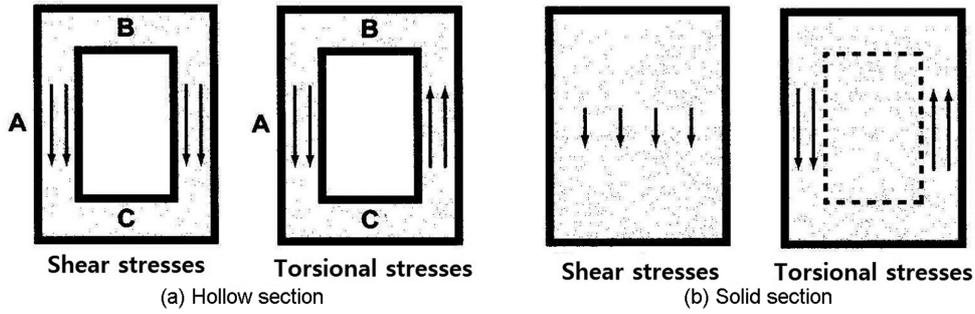


Fig. 1 Addition of shear and torsional stresses<sup>2)</sup>

상황을 쉽게 인식할 수 있어서 접근하기 쉬울 것이다. 전단력으로 인한 전단응력과 비틀림모멘트로 인한 비틀림응력은 서로 더하여 응력 값이 가장 커지는 면을 기준으로 설계하도록 하고 있다. 예를 들어서 Fig. 1(a)의 속빈 단면에서는 두 응력이 더해지는 A면을 기준으로 설계하고, Fig. 1(b)의 속찬 단면에서는 좌측면을 기준으로 설계하여야 할 것이다.

현행 기준에서 이러한 응력의 적용은 단면의 균열폭 제한이나 또는 복부 콘크리트의 압축파괴(crushed failure)에 대한 사용성을 검토하는 경우에 이용되고 있다. 이에 비해서 보강철근의 설계는 단면력을 통하여 하도록 제시되고 있어서  $V_u/\phi_s$ 의 단위는 kN이고  $T_u/\phi_s$ 는 비틀림모멘트(kNm)로 단위가 틀려서 더하거나 또는 동시에 한 좌표에 같이 그릴 수가 없게 된다. 따라서 설계에서는 전단과 비틀림모멘트에 대해서 각각 설계를 수행하여 최종적으로 열린 스테럽과 폐쇄 스테럽의 철근 단면적을 더하여 설계하는 복잡한 과정을 거쳐야 한다. 그러나 각각의 값을 응력으로 표현하게 되면 사용성 검토에서와 같이 더할 수 있고 따라서 2값의 분포를 한 좌표에 동시에 그리면서 설계하게 되어 쉽게 상황을 인식할 수 있을 것이다. 물론 비틀림모멘트 설계에서 설계를 할 필요가 없는 한계비틀림의 검토는 비틀림모멘트 단면계수 ( $A_{cp}^2/p_{cp}$ )로 수행되고 보강철근의 설계는 폐쇄 스테럽으로 둘러싸인 단면계수( $1.7A_{oh}^2/p_h$ )를 적용하여 정리가 필요하게 된다.

## 2. 설계식

Tables 1과 2에는 각각 현행 기준의 전단과 비틀림모멘트의 설계과정이 제시되었다. 현행 기준에 따라 소요 공칭전단력  $V_u/\phi_s$ 를 유효단면적( $b_w d$ )으로 나누면 다음과 같이 응력으로 표현할 수 있다.

$$v_u/\phi_s = (V_u/\phi_s)/(b_w d) \quad (3)$$

역시 소요 공칭비틀림모멘트  $T_u/\phi_s$ 도 응력으로 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\frac{v_{tu}}{\phi_s} = \frac{T_u/\phi_s}{2A_{ot}} = \frac{T_u/\phi_s}{2(0.85A_{oh})(A_{oh}/p_h)} = \frac{T_u/\phi_s}{1.7A_{oh}^2/P_n} \quad (4)$$

여기서,  $A_{oh} = x_0 \cdot y_0 \approx (b_w - 90)(h - 90)$ ,  $p_h = 2(x_0 + y_0) \approx 2[(b_w - 90) + (h - 90)]$  [직사각형 단면에서 폐쇄 스테럽의 중심에서 피복까지의 거리를 45 mm로 가정;  $x_0, y_0 =$  짧은 변 및 긴 변의 폐쇄 스테럽의 중심에서 중심까지의 거리, Fig. 3(b) 참고]이다.

이렇게 식 (3)과 (4)와 같이 응력으로 표현하면 가장 엄격한 조건인 Fig. 1(a)의 A면이나 Fig. 1(b)의 좌측면에 대해서 서로 더하여 응력 분포도를 그릴 수 있고 이를 이용하여 설계를 할 수 있을 것이다(Fig. 4 참고). 먼저 콘크리트 단면의 전단저항응력은 다음과 같이 구한다.

$$v_c = V_c/(b_w d) \quad (5)$$

현행 기준의 다양한 조건에서의  $V_c$  계산은 Table 1의 단계 2에 제시되었다.

전단설계에서 전단보강철근을 배치하지 않아도 되는 한계는 Table 1의 단계 3에서 축하중이 없는 경우의  $V_c$ 를 간략식으로 구한다고 보면,

$$\frac{v_u}{\phi_s} < \left[ \frac{v_c}{2} = \left( \frac{\lambda \sqrt{f_{ck}}}{6} b_w d \right) \frac{1}{2(b_w d)} = \frac{\lambda \sqrt{f_{ck}}}{12} \right] \quad (6)$$

로 쓸 수 있고, 비슷한 방법으로 비틀림모멘트의 균열에 대한 한계비틀림의 검토는 단면계수( $A_{cp}^2/p_{cp}$ )로 판단하므로 이 계수를 적용하여 응력으로 표현하면 Table 2의 단계 2를 다음과 같이 적을 수 있다.

$$\frac{v_{tu}(\text{한계})}{\phi_s} = \frac{T_u/\phi_s}{A_{cp}^2/p_{cp}} < \left[ \left( \frac{\lambda \sqrt{f_{ck}}}{12} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \frac{p_{cp}}{A_{cp}^2} = \frac{\lambda \sqrt{f_{ck}}}{12} \right] \quad (7)$$

여기서, 직사각형 단면인 경우에  $A_{cp}^2 = (x_1 \cdot y_1)^2 = b_w^2 \cdot h^2$ ,  $p_{cp} = 2(x_1 + y_1) = 2(b_w + h)$ 가 된다.

전단 보강철근의 설계는 식 (1)을 식 (3)과 (5)로 표현하면,

$$V_s/(b_w d) = v_s \geq \left( \frac{V_u/\phi_s - V_c}{b_w d} = v_u/\phi_s - v_c \right)$$

**Table 1** Design procedure for shear reinforcement based on the current Korea Building Code

Steps	Contents of design or calculations				
1	Draws $V_u/\phi_s$ distribution and determine $V_u/\phi_s$ of the critical section assumed at a distance of $d$ from the support. $\phi_s=0.75$				
	$\sqrt{f_{ck}} < 8.4 \text{ MPa} \rightarrow f_{ck} < 70 \text{ MPa}; f_{yt} \leq 400 \text{ MPa}$				
2	Factor $\lambda$	Splitting strength $f_{sp}$ given : taken $\lambda\sqrt{f_{ck}} \leftarrow 1.76f_{sp}, 1.76f_{sp} \leq \lambda\sqrt{f_{ck}}$			
		If not given : 1.0(normal aggregate), 0.85(sand lightweight), 0.75(all lightweight)			
2	Calculate $V_c$	No axial forces	detailed	$V_c = (0.16\lambda\sqrt{f_{ck}} + 17.6\rho_w V_u d/M_u) b_w d$ $\leq (0.29\lambda\sqrt{f_{ck}}) b_w d$	$V_u d / M_u \leq 1.0;$ $\rho_w = A_s / b_w d$
			simp.	$V_c = (\lambda\sqrt{f_{ck}}/6) b_w d$	
		Axial compression	detailed	$V_c = (0.16\lambda\sqrt{f_{ck}} + 17.6\rho_w V_u d/M_m) b_w d$ $\leq [0.29\lambda\sqrt{f_{ck}}\sqrt{1 + N_u/(3.5A_g)}] b_w d$	$M_m = M_u - N_u(4h - d) / 8$ $N_u$ : compression +
			simp.	$V_c = [(1 + N_u/14A_g)\lambda\sqrt{f_{ck}}/6] b_w d$	
		Axial tension	detailed	$V_c = [(1 + N_u/3.5A_g)\lambda\sqrt{f_{ck}}/6] b_w d$	$N_u$ : tension -
			simp.	$V_c = 0$	
		$f_{pe} \geq 0.4f_{pu}$ ( $d \geq 0.8h$ )	detailed	$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f_{ck}} b_w d + V_d + V_i M_{cre}/M_{max}$	$V_c = \text{smaller value of } (V_{ci} \text{ or } V_{cw})$ $M_{cre} = (I/y_i)(0.5\lambda\sqrt{f_{ck}} + f_{pcc} - f_d)$ $V_p = P_e \sin\theta$
				$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) b_w d + V_p$	
		simp.	$V_c = (0.05\lambda\sqrt{f_{ck}} + 4.9V_u d/M_u) b_w d$ $\leq \text{smaller value of } (V_{ci} \text{ or } V_{cw})$		$V_c \geq (\lambda\sqrt{f_{ck}}/6) b_w d$ $V_c \leq (5\lambda\sqrt{f_{ck}}/12) b_w d$ $V_u d / M_u \leq 1.0$
3	$V_u/\phi_s \leq V_c/2$		No shear reinforcement required		
	$V_c/2 < V_u/\phi_s < V_c$		Provide minimum shear reinforcement	Space limitations : $s_{(\max)} = d/2 \leq 600 \text{ mm}$ or $= 0.75h \leq 600 \text{ mm}$	Minimum reinforcement: $A_{v(\min)} = 0.0625 \sqrt{f_{ck}} b_w s / f_{yt}$ $\geq 0.35 b_w s / f_{yt}$ $f_{pe} \geq 0.4 f_{pu}$
4	$V_u/\phi_s - V_c = V_s$ $V_s \leq (\sqrt{f_{ck}}/3) b_w d$		$A_v / s \geq V_s / f_{yt} d$	$s_{(\max)} = d/4 \leq 300 \text{ mm}$ or $= 0.375h \leq 300 \text{ mm}$	$f_{pe} \geq 0.4 f_{pu}$ $A_{v(\min)} \leq \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_{yt} d \sqrt{b_w}}$
	$V_s \leq (2\sqrt{f_{ck}}/3) b_w d$			<No good> increase the size of the section or the compressive strength of concrete	
	$V_s > 2\sqrt{f_{ck}}/3 b_w d$		<No good> increase the size of the section or the compressive strength of concrete		
5	Check minimum space		$s_{(\min)} \geq d_b + (4/3)a_{\max}; a_{\max}$ the maximum size of the coarse aggregate		
6	Check stirrups anchorage	① Between anchored ends, each bend of stirrup shall enclosed a longitudinal bar. ② For D16 bar and smaller, a standard hook around longitudinal reinforcement ; D19, D22, and D25 stirrups with $f_{yt} \geq 300 \text{ MPa}$ , a standard hook around a longitudinal bar plus an embedment between midheight of the member and the outside end of the hook equal to or greater than $l_l = 0.17d_b f_{yt} / \sqrt{f_{ck}}$ ③ Pairs of U-stirrups or ties so placed as to form a closed unit shall be considered properly spliced when length of laps are $1.3 l_d$ . ④ For torsional reinforcement, provided capped or two piece stirrup-tie with simple U-stirrup of a 135-degree standard hook around a longitudinal bar.			

가 되고 이를 정리하면 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$v_s \geq (v_u/\phi_s - v_c) \quad (8)$$

일반적으로 주철근에 연직힌 열린 U형 스테리프 형태로 배치되는 전단보강철근은 사전에 철근의 종류가 선택되어 단면적  $A_v = 2A_b (A_b = \text{다리 한 가닥의 단면적})$ 가 결정된다고 보아 전단보강철근의 설계를 스테리프의 소요 간격에 대한 식으로 표현하면서, 비틀림모멘트 보강철근의 소요 간격과 구분하기 위해서  $s_{v(\text{소요})}$ 로 단면력과 응력에 대

해서 표현하면 다음과 같이 각각 쓸 수 있다.

$$v_s = \frac{V_s}{b_w d} = \frac{A_v f_{yt} d}{s_v} \frac{1}{b_w d} = \frac{A_v f_{yt}}{s_v b_w}$$

$$s_{v(\text{소요})} \leq \left( \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{A_v f_{yt} d}{V_u/\phi_s - V_c} \right) \quad (9a)$$

$$s_{v(\text{소요})} \leq \left( \frac{A_v f_{yt}}{v_s b_w} = \frac{A_v f_{yt}}{(v_u/\phi_s - v_c) b_w} \right) \quad (9b)$$

비틀림에 대해서도 역시 사전에 철근의 종류가 선택되

**Table 2** Design procedure for torsional moment reinforcement based on the current Korean Building Code

Steps	Contents of design or calculations		
1	Equilibrium torsion	Obtain $T_u$ from the equilibrium equations	
	Compatibility torsion	RC members : $T_u = (\lambda\sqrt{f_{ck}}/3)(A_{cp}^2/p_{cp})$	
		Axial forces : $T_u = \left(\frac{\lambda\sqrt{f_{ck}}}{3} \sqrt{1 + \frac{N_u/A_g}{\lambda\sqrt{f_{ck}}/3}}\right) \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$ ; ( $N_u$ : com. +, tension -)	
		PSC members : $T_u = \left(\frac{\lambda\sqrt{f_{ck}}}{3} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\lambda\sqrt{f_{ck}}/3}}\right) \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	
	Draws $T_u/\phi_s$ distribution and determine $T_u/\phi_s$ of the critical sections ( $\phi_s = 0.75$ ); the critical section : RC - a distance of $d$ from the support ; PSC - a distance of $0.5h$ from the support		
	$\sqrt{f_{ck}} < 8.4$ MPa $\rightarrow f_{ck} < 70$ MPa; $f_{yt} \leq 400$ MPa		
	$\lambda$	Splitting strength $f_{sp}$ given : taken $\lambda\sqrt{f_{ck}} \leftarrow 1.76f_{sp}, 1.76f_{sp} \leq \lambda\sqrt{f_{ck}}$	
		If not given : 1.0(normal aggregate), 0.85(sand lightweight), 0.75(all lightweight)	
	Rectangular section : $A_{cp}^2 = b_w^2 \cdot h^2, p_{cp} = 2(b_w + h)$		
	2	Hollow section : If satisfy $A_g < 0.95 A_{cp}$ : use $A_g$ instead of $A_{cp}$	
RC members : $(\lambda\sqrt{f_{ck}}/12)(A_{cp}^2/p_{cp})$		$> T_u/\phi_s$ Satisfy : No need to consider torsional effect Not satisfy : Need to consider torsional effect in the design. Move to step 3.	
Axial forces : $\left(\frac{\lambda\sqrt{f_{ck}}}{12} \sqrt{1 + \frac{N_u/A_g}{\lambda\sqrt{f_{ck}}/3}}\right) \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$			
PSC members : $\left(\frac{\lambda\sqrt{f_{ck}}}{12} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\lambda\sqrt{f_{ck}}/3}}\right) \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$			
In case of $t < A_{oh}/p_h$ : use $T_u/1.7A_{oh}t$ instead of $T_u p_h/1.7A_{oh}^2$ ; $t$ wall thickness of hollow section			
3	Rectangular section : $A_{oh} = x_0 \cdot y_0 \approx (b_w - 90)(h - 90)$ , $p_h = 2(x_0 + y_0) \approx 2[(b_w - 90) + (h - 90)]$ ; $x_0, y_0$ shorter and longer distance of the center of closed stirrups, assume the distance from center of the stirrup to the skin of concrete as 45 mm.		
	Solid section : $\sqrt{(V_u/b_w d)^2 + (T_u p_h/1.7A_{oh}^2)^2}$ Hollow section : $V_u/b_w d + T_u p_h/1.7A_{oh}^2$	$\leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f_{ck}}}{3}\right)$	Satisfy <O.K.>; Not satisfied $\rightarrow$ increase the section size or $f_{ck}$
4	Vertical reinforcement :	$A_o = 0.85A_{oh}$	$f_{pe} < 0.4f_{pu} : \theta = 45^\circ$ $f_{pe} \geq 0.4f_{pu} : \theta = 37.5^\circ$
	$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u/\phi_s}{2A_o f_{yt} \cot\theta}$	Space limitations : $s_{(max)} = p_h / 8 \leq 300$ mm	
		Min. reinforcement : $(A_v + 2A_t)_{min} = 0.0625 \sqrt{f_{ck}} b_w s / f_{yt} \geq 0.35b_w s / f_{yt}$	
		Provided for a distance of at least $(b_t + d)$ beyond the point required	
5	Longitudinal reinforcement :	$A_t/s \geq 0.175 b_w/f_{yt}$	
	$A_t = \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cot^2\theta$	Min. reinforcement : $A_{l(min)} = 0.42 \sqrt{f_{ck}} A_{cp} / f_y - (A_t/s) p_h (f_{yt}/f_y)$	
		Space limitation : $s_{(max)} \leq 300$ mm	
		Bar size limitation : $d_b = s/24 \geq D10$ bar	
6	Combine shear and torsional reinforcement : $A_{v+t}/s = (A_v/s) + 2(A_t/s)$		

어 폐쇄 스티럽의 다리 하나의 단면적  $A_t = A_b$ 가 결정된다고 보아 식 (4)의 비틀림응력  $v_{tu}/\phi_s$ 로 표현된 식을 폐쇄 스티럽의 소요 간격에 대한 식으로 쓰면서, 전단 보강철근의 소요 간격과 구분하기 위해서  $s_{t(소요)}$ 로 단면력과 응력에 대해서 각각 다음과 같이 표현한다.

$$\left(v_{ts} = \frac{v_{tu}}{\phi_s} = \frac{T_u/\phi_s}{2A_o t}\right) \leq \left[\frac{2A_o f_{yt} \cot\theta}{s_t(2A_o t)} A_t = \frac{A_t f_{yt} \cot\theta}{s_t}\right]$$

$$s_{t(소요)} \leq \left(\frac{2A_o f_{yt} \cot\theta}{T_s} A_t = \frac{2A_o f_{yt} \cot\theta}{T_u/\phi_s} A_t\right) \quad (10a)$$

$$s_{t(소요)} \leq \left(\frac{A_t f_{yt} \cot\theta}{v_{ts} t} = \frac{A_t f_{yt} \cot\theta}{(v_{tu}/\phi_s) t}\right) \quad (10b)$$

여기에서 스티럽의 중심에서 피복까지의 거리를 45 mm로 가정하는 직사각형 단면에서  $A_o = 0.85A_{oh} \approx 0.85$

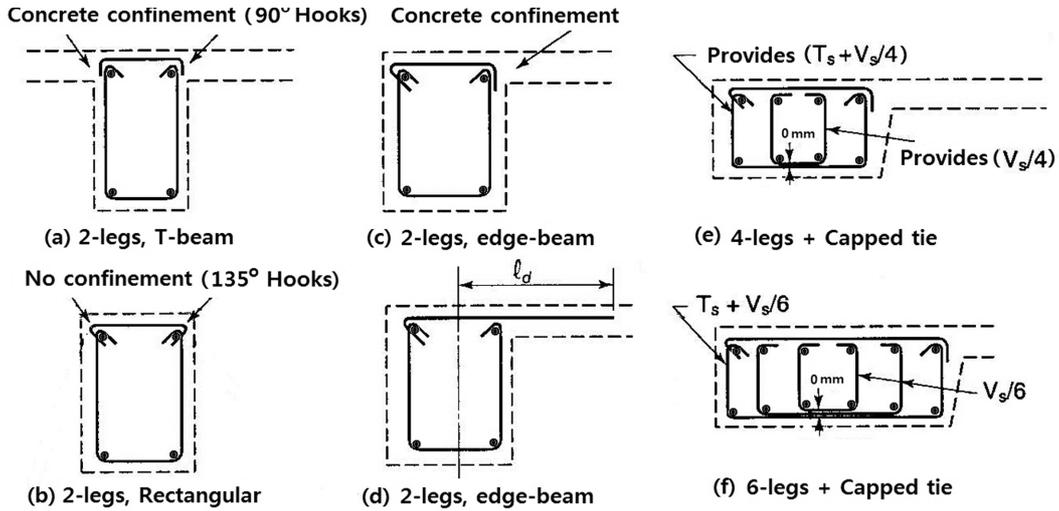


Fig. 2 Various closed two-piece stirrups and multiple stirrups (interior) with cap tie (outside) for torsion presented by CRSI (concrete reinforcing steel institute)<sup>5)</sup>

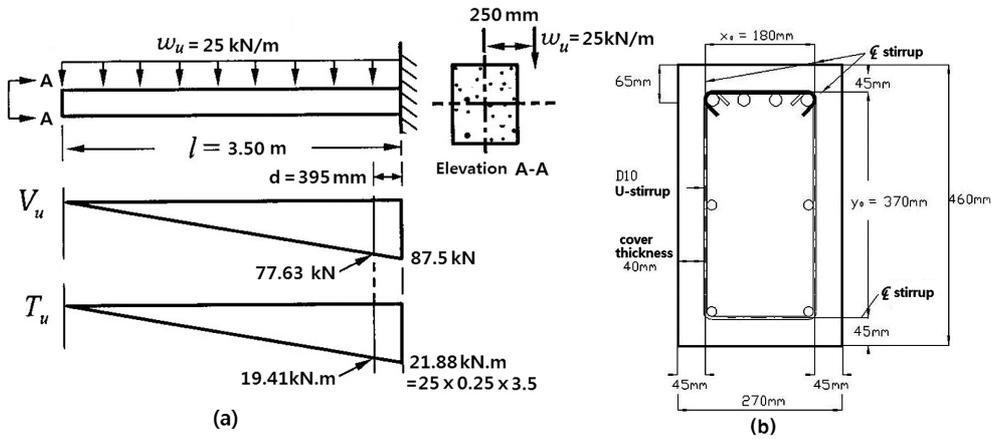


Fig. 3 (a) Shear and torsional moment diagram; (b) cross section showing dimensions of closed stirrups

$(b_w - 90)(h - 90)$ ,  $p_h \approx 2[(b_w - 90) + (h - 90)]$ ,  $t \approx A_{0h}/p_h$  이고, 압축경사각  $\theta$ 는  $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$  이며, 프리스트레스트 힘이 주철근 인장강도의 40% 미만( $f_{pe} < 0.4f_{pu}$ )인 경우에는  $\theta = 45^\circ$  로,  $f_{pe} \geq 0.4f_{pu}$  인 경우에는  $\theta = 37.5^\circ$  로 취할 수 있다.

기준 7.6.2(4)<sup>1)</sup>의 규정에 따라 비틀림모멘트에 의해서 요구되는 철근은 비틀림모멘트와 조합하여 작용하는 전단력과 휨모멘트 및 축력에 의해서 요구되는 철근을 추가하도록 규정하고, 이 때 철근의 간격과 배치는 가장 엄격한 요구조건을 만족하도록 제안하고 있다. 이 규정에 따라 기준해설<sup>3)</sup>에서는 전단보강 철근의 단위길이 당 단면적과 비틀림모멘트 보강철근의 단위 길이 당 단면적을 아래 식과 같이 더해주도록 하고 있다.

$$\frac{A_{v+t}}{s} = \frac{A_v}{s_v} + 2\left(\frac{A_t}{s_t}\right) = \frac{V_s}{f_y d} + 2\left(\frac{T_s}{2A_0 f_y \cot\theta}\right) \quad (11)$$

여기서,  $A_{v+t}$ 는 전단과 비틀림보강 철근을 더해지면서 그 기준이 전단보강 철근으로 단일 U형 스테럽인 경우에  $A_v = 2A_b$ 라는 의미이다.

식 (11)에서 보는 바와 같이 설계과정에서 단위길이당 단면적으로 표현되는  $A_v/s_v$ 나  $A_t/s_t$ 가 도입되어 설계자가 스테럽의 간격 등에 대해서 직관적으로 판단하기 쉽지 않게 된다. 그러나 식 (9a)나 (9b) 그리고 식 (10a) 및 (10b)로 표현되면 설계과정에서 간격으로 표현되므로 쉽게 상황을 인식할 수 있게 된다. 또한 식 (11) 대신에 식 (9a)나 (9b)와 식 (10a)나 (10b)를 식 (11)과 유사한 방법으로 써서 더하는 다음 식을 이용하면 간단하게 최종적인 폐쇄 스테럽의 간격을 계산할 수 있다.<sup>6)</sup>

$$s_{(\text{소요})} \leq \frac{s_v s_t}{s_v + s_t} \quad (12)$$

물론 이 식은 식 (9a)를 소요 스테럽의 단면적으로 쓰면,

$$A_{v(\text{소요})} \geq \frac{V_s s}{f_y d} \quad (9c)$$

가 되고, 식 (10a)를 폐쇄 스테럽의 단면적으로 쓰면,

$$A_{t(\text{소요})} \geq \frac{T_s s}{2A_0 f_y \cot\theta} \quad (10c)$$

가 된다. 이 식 (9c)와 (10c)을 식 (11)과 같은 형식으로 더하면<sup>4)</sup>

$$[A_{v+t(\text{소요})} = A_{v(\text{소요})} + 2A_{t(\text{소요})}] \geq \left( \frac{V_s s}{f_{yt} d} + \frac{2T_s s}{2A_0 f_{yt} \cot\theta} \right) \quad (13)$$

가 된다. 이 식을 간격  $s$ 로 정리하면서 열린 U형 스테럽과 폐쇄 스테럽 비틀림 보강철근의 단면적을 더해지면서 단면력과 응력에 대해서 각각 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$s_{(\text{소요})} \leq \frac{A_{v+t} f_{yt}}{V_s/d + T_s/(A_0 \cot\theta)} \quad (14a)$$

$$s_{(\text{소요})} \leq \frac{A_{v+t} f_{yt}}{v_s b_w + 2v_{ts} t / \cot\theta} \quad (14b)$$

또는 이 식을 다리 한 가닥의 기준으로 표현하여  $2A_{t+v} = A_{v+t}$ 로 쓰면, 각각

$$s_{(\text{소요})} \leq \frac{2A_{t+v} f_{yt}}{V_s/d + T_s/(A_0 \cot\theta)} \quad (14c)$$

$$s_{(\text{소요})} \leq \frac{2A_{t+v} f_{yt}}{v_s b_w + 2v_{ts} t / \cot\theta} \quad (14d)$$

로 쓸 수도 있다. 설계에서는 식 (9a)나 (9b)와 (10a)나 (10b)를 이용해서 전단과 비틀림의 스테럽의 소요간격을 결정해서 최종적인 폐쇄 스테럽의 소요간격을 식 (12)로 계산하거나 또는 식 (14a)나 (14b) 또는 식 (14c)나 (14d)를 이용해서 전체 스테럽의 소요간격을 계산할 수도 있다.

전단과 비틀림의 보강 철근에 대한 최소철근 규정은 기준 7.6.4(2)에서

$$A_{v+t(\text{min})} = (A_v + 2A_t)_{(\text{min})} \geq (0.0625 \sqrt{f_{ck}} \geq 0.35) \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (15a)$$

로 표현하고 있다. 이 식을 간격에 대한 식으로 표현하면 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$s_{(\text{max})} \leq \left( \frac{1}{0.0625 \sqrt{f_{ck}}} \leq \frac{1}{0.35} \right) \frac{A_{v+t} f_{yt}}{b_w} \quad (15b)$$

이렇게 최소철근 규정을 스테럽의 간격으로 표현하였으므로 최소철근 규정과 간격제한을 굳이 따로 쓸 필요 없이 아래와 같이 통합하여 간단하게 표현할 수 있다.

① 전단 설계만 수행하는 경우:

$v_s \leq \sqrt{f_{ck}}/3$  인 경우:

$$s_{(\text{max})} \leq \text{최소} \left( \frac{d}{2}, 600 \text{ mm}, \frac{A_v f_{yt}}{0.0625 \sqrt{f_{ck}} b_w}, \frac{A_v f_{yt}}{0.35 b_w} \right) \quad (16a)$$

$\sqrt{f_{ck}}/3 < v_s \leq 2\sqrt{f_{ck}}/3$  인 경우:

$$s_{(\text{max})} \leq \text{최소} \left( \frac{d}{4}, 300 \text{ mm}, \frac{A_v f_{yt}}{0.0625 \sqrt{f_{ck}} b_w}, \frac{A_v f_{yt}}{0.35 b_w} \right) \quad (16b)$$

② 비틀림 설계만 수행하는 경우 :

$$s_{(\text{max})} \leq \text{최소} \left( \frac{p_h}{8}, 300 \text{ mm}, \frac{2A_t f_{yt}}{0.0625 \sqrt{f_{ck}} b_w}, \frac{2A_t f_{yt}}{0.35 b_w} \right) \quad (17)$$

③ 전단과 비틀림 설계를 동시에 수행하는 경우:

$$v_s \leq \sqrt{f_{ck}}/3 \text{ 인 경우: } s_{(\text{max})} \leq \text{최소} \left( \frac{d}{2}, \frac{p_h}{8}, 300 \text{ mm}, \frac{A_{v+t} f_{yt}}{0.0625 \sqrt{f_{ck}} b_w}, \frac{A_{v+t} f_{yt}}{0.35 b_w} \right) \quad (18a)$$

$$\sqrt{f_{ck}}/3 < v_s \leq 2\sqrt{f_{ck}}/3 \text{ 인 경우: } s_{(\text{max})} \leq \text{최소} \left( \frac{d}{4}, \frac{p_h}{8}, 300 \text{ mm}, \frac{A_{v+t} f_{yt}}{0.0625 \sqrt{f_{ck}} b_w}, \frac{A_{v+t} f_{yt}}{0.35 b_w} \right) \quad (18b)$$

Fig. 2(e)에서와 같이 단일 U형이 아니고 다리가 4개인 다중 U형인 경우에 맨 바깥에 배치되는 폐쇄 스테럽  $A_t$ 와  $A_v/4$ 를 더해서 맨 바깥에 배치되는 스테럽의 단면적을 결정하면 된다. 이런 경우에  $A_{v+t}$ 는

$$A_{v+t} = A_v/2 + 2A_t \quad (19)$$

로 결정하면 된다. Fig. 2(a~d)에는 단면에 연결된 플랜지나 슬래브로 구속된 경우와 그렇지 않는 경우의 폐쇄 스테럽 접속장치(cap tie)의 정착에 대해서 보여주고 있다.

### 3. 전단과 비틀림 설계의 조합에 대한 예제

Fig. 3(a)에 보이는 단면의 중심축으로부터 250 mm 떨어져서 계수등분포하중  $w_u = 25 \text{ kN/m}$ 가 작용하는 경간의  $l = 3.50 \text{ m}$  캔틸레버 보를 D10 폐쇄 스테럽을 이용하여 전단과 비틀림모멘트에 대해서 설계하라.

단면  $b \times h = 270 \times 460 \text{ mm}$ 이고 유효깊이  $d = 395 \text{ mm}$ 이다. 보통골재 콘크리트 설계기준강도  $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ 이고,  $f_y = f_{yt} = 400 \text{ MPa}$ 이다.<sup>6)</sup>

① 제 계수 계산 [Fig. 3(b) 참고]: 보통골재 콘크리트;  $\lambda = 1.0$ ;  $\lambda \sqrt{f_{ck}} = 1.0 \sqrt{24} = 4.889 \text{ (MPa)}$

$$b_w d = (270)(395) = 106,650 (\text{mm}^2)$$

$$A_{cp} = b_w h = (270)(460) = 124,200 (\text{mm}^2)$$

$$p_{cp} = 2(b_w + h) = 2(270 + 460) = 1,460 (\text{mm})$$

$$A_{cp}^2 / p_{cp} = 124,200^2 / 1,460 = 10.566 \times 10^6 (\text{mm}^3)$$

$$A_{oh} = x_0 \cdot y_0 = (180)(370) = 66,600 (\text{mm}^2)$$

$$p_h = 2(x_0 + y_0) = 2(180 + 370) = 1,100 (\text{mm})$$

$$1.7A_{oh}^2 / p_h = 6.855 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$t = A_{oh} / p_h = 60.55 \text{ mm}$$

② 설계 공칭강도 계산 : 받침부에서 전단응력 및 비틀

림모멘트 응력 계산 :

$$V_u/\phi_s = 25 \times 3.5/0.75 = 87.5/0.75 = 116.67(\text{kN})$$

$$\frac{v_u}{\phi_s} = \frac{V_u/\phi_s}{b_w d} = 116.67 \times 10^3 / 106,650 = 1.094(\text{MPa})$$

$$T_u/\phi_s = 25 \times 3.5 \times 0.25/0.75 = 29.17(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\frac{v_{tu}}{\phi_s} = \frac{T_u/\phi_s}{1.7A_{0h}^2/p_h} = \frac{29.17 \times 10^6}{6.855 \times 10^6} = 4.26(\text{MPa})$$

$d = 395 \text{ mm}$  떨어진 위험단면에서 전단응력 및 비틀림모멘트 응력 계산:

$$v_u/\phi_s = (103.5 \times 10^3)/(106,650) = 0.970(\text{MPa})$$

$$\frac{v_{tu}}{\phi_s} = \frac{T_u/\phi_s}{1.7A_{0h}^2/p_h} = \frac{25.88 \times 10^6}{6.855 \times 10^6} = 3.775(\text{MPa})$$

③ 콘크리트 단면의 전단저항응력  $v_c$  계산:

$$v_c = \lambda \sqrt{f_{ck}}/6 = 4.899/6 = 0.8165(\text{MPa})$$

$$V_c = v_c(b_w d) = (0.8165)(106,650)/10^3 = 87.08(\text{kN})$$

$$v_c/2 = \lambda \sqrt{f_{ck}}/12 = 0.4082(\text{MPa})$$

④ 전단과 비틀림에 대해서 설계를 수행할 필요가 있는지  $d = 395 \text{ mm}$  떨어진 위험단면에서 검토:

$v_u/\phi_s = 0.970 \text{ MPa} > v_c/2 = 0.4082 \text{ MPa}$ ; 따라서 전단보강 철근을 배치하여야 한다.

전단보강 철근을 배치할 필요가 없는 구간 계산(보의 자유단에서의 거리):

$$x_1 = (0.4082/1.094)3.5 = 1.306(\text{m})$$

$v_u/\phi_s = 0.970 \text{ MPa} > v_c = 0.8165 \text{ MPa}$ ; 따라서 최소전단 철근 이상의 보강철근을 배치하여야 한다.

$$\frac{v_{tu}(\text{한계})}{\phi_s} = \frac{T_u/\phi_s}{A_{cp}^2/p_{cp}} = \frac{25.88 \times 10^6}{10.566 \times 10^6} = 2.449(\text{MPa})$$

$> \lambda \sqrt{f_{ck}}/12 = 0.4082 \text{ MPa}$ ; 따라서 비틀림모멘트에 대해서 설계하여야 한다.

비틀림모멘트 보강철근을 배치할 필요가 없는 구간 계산(보의 자유단에서의 거리) :

$$\frac{v_{tu}(\text{받침부})}{\phi_s} = \frac{T_u p_{cp}}{\phi_s A_{cp}^2} = \frac{29.17 \times 10^6}{10.566 \times 10^6} = 2.761(\text{MPa})$$

$$\therefore x_2 = \frac{0.4082}{2.761} 3.5 = 0.517(\text{m}) < x_1 = 1.306 \text{ m}$$

기준 7.6.4(6)에서 비틀림철근은 계산상으로 필요한 위치에서  $(b_t + d)$  이상의 거리까지 연장시켜 배치하도록 규정하고 있으므로, 보강철근을 배치할 필요가 없는 구간은 다음과 같다.

$$b_t + d = 270 + 395 = 665(\text{mm}) > x_2 = 517 \text{ mm}$$

따라서 피복두께를 고려하여 전 구간에 걸쳐서 폐쇄 스티럽을 배치하여야 한다.

⑤ 전단 및 비틀림모멘트에 대한 보강철근 설계: D10 스티럽을 배치,  $A_t = A_b = 71.3 \text{ mm}^2$

$A_v = 2A_b = 2(71.3) = 142.6(\text{mm}^2)$ ;  $f_{px} = 0 \text{ MPa}$  이므로  $\theta = 45^\circ$ ;  $\cot\theta = 1.0$

$d = 395 \text{ mm}$  떨어진 위험단면에서 전단 및 비틀림모멘트 설계:

$$v_s \geq [v_u/\phi_s - v_c = 0.970 - 0.8165 = 0.1535(\text{MPa})]$$

$$s_{v(\text{소요})} \leq \left[ \frac{A_v f_{yt}}{v_s b_w} = \frac{(142.6)(400)}{(0.1535)(270)} = 1,376(\text{mm}) \right]$$

$$v_{ts} \geq (v_{tu}/\phi_s = 3.775 \text{ MPa})$$

$$s_{t(\text{소요})} \leq [A_t f_{yt} \cot\theta / v_{ts} t = 125 \text{ mm}]$$

$$\therefore s_{(\text{소요})} \leq [(s_v s_t) / (s_v + s_t) = 115 \text{ mm}]$$

또는 식 (13b)로 계산:  $A_{v+t} = A_v = 142.6 \text{ mm}^2$

$$s_{(\text{소요})} \leq \left[ \frac{A_{v+t} f_{yt}}{v_s b_w + 2v_{ts} t / \cot\theta} = \frac{57.040}{498.60} \approx 115 \text{ mm} \right]$$

따라서 10 mm 이하를 떼어내고 D10 폐쇄 스티럽을 110 mm 간격으로 배치하도록 한다.

$$\therefore \underline{s_{(\text{배치})} = 110 \text{ mm}} < s_{(\text{소요})} = 115 \text{ mm} < \text{o.k.}$$

설계강도의 검토 : 식 (13b)에서

$$[A_{v+t} f_{yt} / s_{(\text{배치})}] = 518.5 > (v_s b_w + 2v_{ts} t / \cot\theta)_{(\text{소요})} < \text{o.k.}$$

또는 식 (11)을 이용해서

$$s_{v(\text{배치})} = [(s_v + s_t) / s_t] s_{(\text{배치})} = 1,320(\text{mm})$$

$$v_{s(\text{설계})} = A_v f_{yt} / [s_{v(\text{배치})} b_w] = 0.160(\text{MPa})$$

$$> v_{s(\text{소요})} = 0.1535 \text{ MPa} < \text{o.k.}$$

$$s_{t(\text{배치})} = [(s_v + s_t) / s_v] s_{(\text{배치})} = 120.0(\text{mm})$$

$$v_{ts(\text{설계})} = A_t f_{yt} \cot\theta / [s_{t(\text{배치})} t] = 3.93(\text{MPa})$$

$$> v_{ts(\text{소요})} = 3.775 \text{ MPa} < \text{o.k.}$$

또는 전단응력과 비틀림모멘트 응력을 더해서 검토하면,

$$\therefore (v_s + v_{ts})_{(\text{설계})} + v_c = 4.09 + 0.8165 = 4.91(\text{MPa})$$

$$> (v_s + v_{ts})_{(\text{소요})} + v_c = 4.75(\text{MPa})$$

< o.k. >

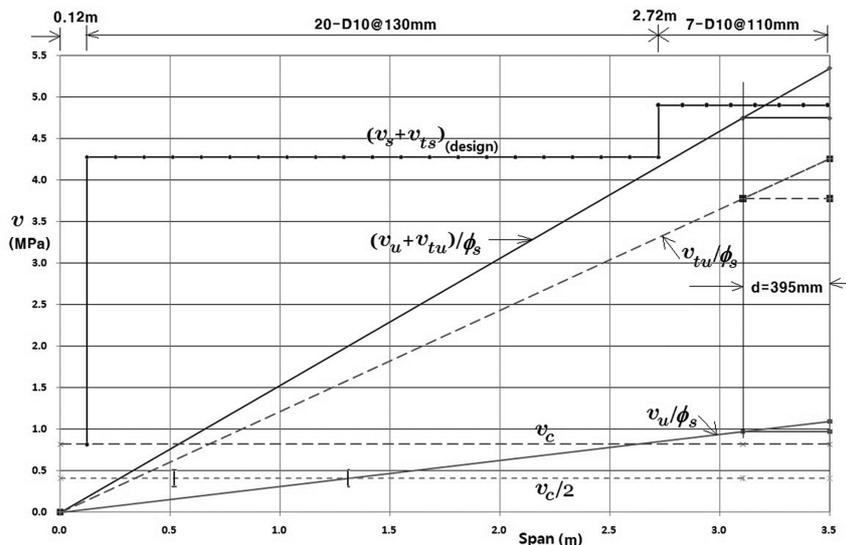
⑥ D10 스티럽의 간격 검토 및 배치: 식 (17a)

$$v_s = 0.1535 \text{ MPa} < \sqrt{f_{ck}}/3 = 2v_c = 1.633(\text{MPa})$$

$$s_{(\text{max})} \leq \text{최소} \left( \frac{d}{2}, \frac{p_h}{8}, 300, \frac{A_v f_{yt}}{0.0625 \sqrt{f_{ck}} b_w}, \frac{A_v f_{yt}}{0.35 b_w} \right)$$

$$s_{(\text{max})} \leq \text{최소} (198, 138, 300, 690, 603) = 138(\text{mm})$$

따라서 10 mm 이하를 떼어내고 D10 폐쇄 스티럽을 최



**Fig. 4** Required nominal shearing stresses distribution diagram for shear and torsional moment, and provided design strength for stirrups

대 130 mm 간격으로 배치하도록 한다.

$$\therefore s_{(최대)} = 130 \text{ mm} < s_{(소요)} = 138 \text{ mm} < \text{o.k.}>$$

식 (11)을 이용해서 130 mm로 배치한 경우의 설계강도 계산 :

$$s_{v(배치)} = [(s_v + s_t)/s_t]s_{(배치)} = 1,561 \text{ (mm)}$$

$$v_{s(설계)} = A_v f_{yt} / [s_{v(배치)} b_w] = 0.135 \text{ (MPa)}$$

$$s_{t(배치)} = [(s_v + s_t)/s_v]s_{(배치)} = 1.091(130) = 142 \text{ (mm)}$$

$$v_{ts(설계)} = A_t f_{yt} \cot\theta / [s_{t(배치)} t] = 3.32 \text{ (MPa)}$$

전단응력과 비틀림모멘트 응력을 더해서 검토,

$$\therefore (v_s + v_{ts})_{(설계)} + v_c = 3.45 + 0.8165 = 4.27 \text{ (MPa)}$$

$$v_u/\phi_s + v_{ts}/\phi_s = 1.094 + 4.26 = 5.35 \text{ (MPa)}$$

분포도에서 4.27 MPa되는 위치의 계산:

$$\therefore x_3 = (4.27/5.35)3.5 = 2.79 \text{ (m)}$$

자유단에서 첫 번째 폐쇄 스테럽은 상부에 주철근으로 D22 철근이 배치된다고 보아 굽힘반경  $135/2 = 68 \text{ mm} +$  스테럽 직경  $10 \text{ mm} +$  피복두께  $40 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$  떨어져서 배치하며, 전체 배치하여야 되는 스테럽의 개수 계산 :  $(2.79 - 0.12) / 0.13 = 2.67 / 0.13 = 20.5$ 개 소요

0.12 m ~ 0.12 + 0.13 × 20 = 2.72 m까지 20-D10@130 mm 간격으로 배치 (Fig. 4 참고)

받침부에서 50 mm까지 폐쇄 스테럽을 배치한다고 보면, 110 mm로 배치해야 되는 구간 및 폐쇄 스테럽의 개수 계산 :  $(3.5 - 2.72 - 0.05) / 0.11 = 0.73/0.11 = 6.6 \approx 7$  개 + 1 = 8개를 배치

2.72 m ~ 2.72 + 7 × 0.11 = 3.49 m까지 7-D10@110 mm 간격으로 배치 (Fig. 4 참고)

총 폐쇄 스테럽의 개수 = 1 + 20 + 7 = 28개

⑦ 종방향 철근의 설계: Table 2의 단계 5 참고

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{71.3}{125} = 0.57 > \left[ \frac{0.175 b_w}{f_{yt}} = 0.118 \right]$$

<o.k.>

$$A_t = (A_t/s_t)p_h = (0.57)(1,100) = 627 \text{ (mm}^2) >$$

$$\left[ A_{t(\min)} = \frac{0.42 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} A_{cp} - \left( \frac{A_t}{s_t} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} = 12 \text{ mm}^2 \right]$$

간격 검토: 3층으로 배치하고, 주철근(D22)과 종방향 철근(D13)으로 가정한다면

$$\text{간격 } 171 \text{ mm} < s_{(\max)} = 300 \text{ mm} < \text{o.k.}>$$

따라서 종방향 철근을 3층으로 배치한다.

종방향 철근의 직경 검토:  $d_b = s_t / 24 \geq D10$  이상.

$$d_{b(\text{소요})} = 125/24 = 5.2 \text{ (mm)}; \text{ 선택 } D13 \text{ 철근,}$$

$$d_{b(\text{선택})} = 12.7 \text{ mm} > 9.53 \text{ mm} < \text{o.k.}>$$

중간 깊이와 바닥에 각각 2개의 D13 철근을 배치

$$\therefore A_{s(\text{배치})} = \underline{2-D13} = 253 \text{ mm}^2$$

$$> [A_{s(\text{소요})} = A_t / 3 = 627 / 3 = 209 \text{ mm}^2] < \text{o.k.}>$$

⑧ 속찬 단면의 사용성 검토 : Table 2의 단계 3

$$\sqrt{v_u^2 + v_{tu}^2} = \sqrt{0.728^2 + 2.83^2} = \sqrt{8.54} = 2.92$$

$$< \phi \left( \frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f_{ck}} \right) = 3.06 \text{ (MPa)} < \text{o.k.}>$$

## 4. 결 론

전단과 비틀림모멘트 설계의 조합을 하기 위해서 각각을 전단응력으로 표현하여 설계식을 제시하였다. 이렇게 응력으로 표현하면 두 값을 더하여 한 좌표에 그릴 수 있고 설계 결과도 동시에 같이 그려서 설계상황을 인식

## 참고문헌

할 수 있고 따라서 설계과정에서 도입될 수 있는 실수도 최소화할 수 있을 것이다. 일반적으로 설계에서 먼저 스테럽의 종류를 결정하여 단면적  $A_v$ 나  $A_l$ 가 결정되므로 단위 길이 당 스테럽의 단면적으로 표현( $A_v/s$ 나  $2A_v/s$ ) 되는 설계식을 스테럽의 간격에 대한 식으로 정리하여 제시하였다. 제시된 설계식을 이용하면 설계과정을 명확하게 인식할 수 있을 뿐만 아니라 설계과정이 정리되어 이해하기 쉽게 도와줄 것이다.

1. 건설교통부 제정, 콘크리트구조설계기준, 한국콘크리트학회, 2007, 327 pp.
2. ACI 318-08, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*, An ACI Standard, Reported by ACI Committee 318, American Concrete Institute, 2008, 465 pp.
3. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준 해설, 기문당, 2008, 523 pp.
4. Christian Meyer, *Design of Concrete Structures*, Prentice Hall, Inc., 1996, 576 pp.
5. Concrete Reinforcing Steel Institute (CRSI), *Design Handbook 2008*, 10th Edition, 2008, 14~46 pp.
6. 민창식, *철근콘크리트공학(2판 4매)*, 구미서관, 2011, 1017 pp.

---

**요 약** 전단과 비틀림모멘트가 동시에 작용하는 경우에 단면에는 각각의 영향으로 인하여 전단응력이 발생하므로 이 두 응력을 더하여 설계할 수 있다. 그러나 현행 콘크리트구조설계기준에서는 전단과 비틀림모멘트 설계식을 단위가 서로 틀린 단면력으로 표현하여 분포도를 그리기 위해서는 각각의 좌표에 분리해서 그려야만 한다. 만약에 이 두 하중으로 인한 단면력을 응력으로 표현하게 되면 두 전단응력을 더하여 하나의 좌표에 표현할 수 있고, 설계 결과도 동시에 그려 넣을 수 있으므로 쉽게 설계과정을 인식하여 실수를 최소화 할 수 있을 것이다. 게다가 현행 기준에서는 전단과 비틀림모멘트에 대한 설계식을 단위 길이 당 스테럽의 단면적으로 표현되는  $A_v/s$ 나  $2A_v/s$ 로 제시하여, 설계과정에서 이 값들의 크기나 상황을 정확하게 인식하기 거의 불가능하게 된다. 설계에서 먼저 스테럽의 종류를 결정하여 단면적  $A_v$ 나  $A_l$ 가 결정되므로 설계식들을 스테럽의 간격에 대한 식으로 정리하면 설계과정을 명확하게 인식할 수 있고 또한 여러 설계과정도 간단하게 정리되어 이해하기 쉽도록 할 것이다.

**핵심용어** : 전단과 비틀림모멘트 설계의 조합, 전단응력, 비틀림모멘트 응력