Journal of the Korea Concrete Institute
Vol. 27, No. 6, pp. 615~623, December, 2015
http://dx.doi.org/10.4334/JKCI.2015.27.6.615

pISSN 1229-5515
eISSN 2234-2842

저층형 철근콘크리트 전단벽의 전단강도 평가를 위한 스트럿-타이 모델

문주현 [1)]* · **양근혁** [2)]

[1)]경기대학교 일반대학원 건축공학과 [2)]경기대학교 플랜트·건축공학과

Strut-and-Tie Model for Shear Strength of Reinforced Concrete Squat Shear Walls

Ju-Hyun Mun[1)]* and Keun-Hyeok Yang[2)]

[1)]Dept. of Architectural Engineering, Kyonggi University Graduate School, Seoul 03746, Rep. of Korea
[2)]Dept. of Plant·Architectural Engineering, Kyonggi University, Suwon 16227, Rep. of Korea

ABSTRACT The previous strut-and-tie models (STMs) to evaluate the shear strength of squat shear walls with aspect ratio less than 2.0 do not consider the axial load transfer of concrete strut and individual shear transfer contribution of horizontal and vertical shear reinforcing bars in the web. To overcome the limitation of the existing models, a simple STM was established based on the crack band theory of concrete fracture mechanics. The equivalent effective width of concrete strut having a stress relief strip was determined from the neutral axis depth and effective factor of concrete strength. The shear transfer mechanism of shear reinforcement at the extended crack band zone was calculated from an internally statically indeterminate truss system. The shear transfer capacity of concrete strut and shear reinforcement was then driven using the energy equilibrium in the stress relief strip and crack band zone. The shear strength predictions of squat shear walls evaluated from the current models are in better agreement with 150 test results than those determined from STMs proposed by Siao and Hwang et al. Furthermore, the proposed STM gives consistent agreement with the observed trend of the shear strength of shear walls against different parameters.

Keywords : squat shear wall, shear strength, strut-and-tie model, truss action, shear reinforcement, crack band theory

1. 서 론

철근 콘크리트(reinforced concrete, RC) 전단벽의 전단강도는 대부분 웨브의 콘크리트와 전단철근에 의해 기초로 전달된다.[1-3)] 형상비가 2.0 이하인 전단벽은 휨 보다는 횡하중에 의한 전단에 의해 지배되므로 웨브에서 콘크리트와 수직 및 수평 전단철근의 전단전달력의 평가가 중요하다. 하지만 기존 대부분의 경험식들[4-6)]은 웨브에서의 전단전달력을 단순히 수평 또는 수직 전단철근만의 전단강도로 고려하고 있어 전단벽에서 전단철근이 과대하게 설계되는 문제점이 지적되고 있다.[2,3,7)]

ACI 318-11[4)]의 기준은 저층형 RC 전단벽의 전단강도를 예측하기 위해서 내부 힘의 흐름을 규명할 수 있는 스트럿-타이 모델(strut-and-tie model, STM)의 적용을 허용하고 있다. 하지만, ACI 318-11[4)]은 STM에서 전단벽 외부에 작용하는 외력에 대해 힘의 흐름을 사용자가 직접적으로 결정해야 하며, 웨브 전단철근의 전단전달력에 대한 상세한 규정이 없어 수직 및 수평 전단철근의 배근상세 설계가 어렵다. 반면, 기존 연구자들[2,3)]은 전단벽의 웨브에서 콘크리트와 수직 및 수평 전단철근의 전단전달력을 평가할 수 있는 STM을 제시하였다. Siao[2)]는 압축력이 경사 스트럿 축에 2:1의 비율을 갖는 각도로 확산되는 등가스트럿의 개선모델(refined model)과 웨브의 전단철근비를 직접적으로 반영할 수 있는 모델을 제시하였다. Hwang et al.[3)]은 스트럿을 경사형, 평평 및 급경사형으로 구분하여 이상화하여 콘크리트 스트럿의 최대응력을 제시하였고, 웨브의 전단철근에 의해 전달되는 전단력의 비율을 강성법을 이용하여 반영하였다. 하지만, 이들 모델들은 전단벽의 상부축력 및 횡하중에 대한 힘의 흐름과 수직·수평 전단철근에서의 힘의 분배를 명확히 제시하지 않고 있어 저층형 전단벽의 전단강도를 불안전측으로 예측하고 있다.[7,8)]

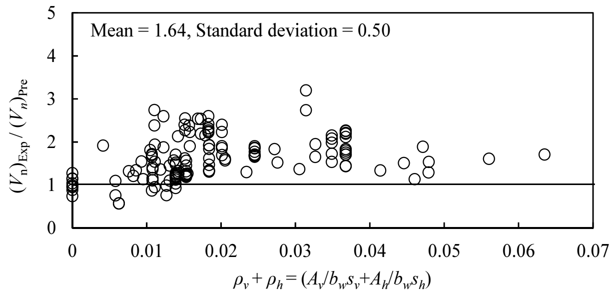
이 연구의 목적은 전단벽에서 외력에 대한 힘의 흐름과 웨브의 전단 전달력을 적절하게 반영하면서 부재의 전단강도를 평가할 수 있는 STM을 제시하는 것이다. 스트럿-타이 및 웨브의 전단철근 타이작용에 의한 하중전

*Corresponding author E-mail : mjh352002@nate.com
Received December 12, 2014, Revised August 21, 2015, Accepted August 24, 2015

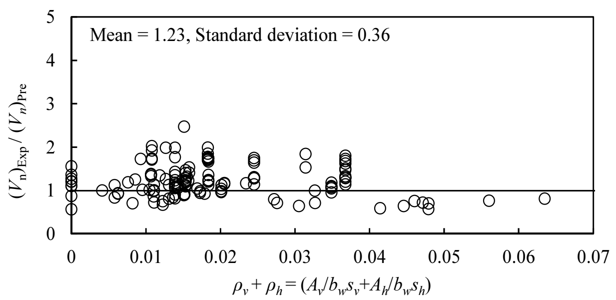
달의 기본방정식은 파괴역학의 균열 띠 이론[9]과 에너지 평형조건을 이용하여 유도하였다. 특히 균열 띠 이론[9]에서는 횡하중 및 축력이 반영된 응력이완과 확장영역을 고려하였다. 또한, 전단철근에 의해 전달되는 전단력의 비는 트러스 작용에 의한 강성법으로 결정하였다. 기본방정식의 실험상수들은 기존의 150개의 전단지배형 실험결과들[8]로부터 수직 및 수평 전단철근비와 축력비의 함수로 결정하였다. 제시된 STM을 이용하여 주요 변수들이 전단벽의 전단강도에 미치는 영향을 평가하였다.

2. 기존 STM 모델의 분석

형상비가 2.0 이하인 저층형 전단벽의 전단강도를 예측하기 위한 경험식 모델은 대부분 RC 전단벽의 실험결과에 대한 변수연구로부터 제시되었다. Wood[5]와 Gulec and Whittaker[6]의 경험식 모델은 특히 전단파괴가 주로 슬라이딩에 의해 지배된 저층형 전단벽의 실험결과를 기반하였기 때문에 웨브에서 전달되는 전단력을 대부분 수직 전단철근에 의해 전달되는 것으로 가정하였다. 이 경험식들[5,6]은 외력에 대한 수평 및 수직 전단철근의 전단력의 비를 고려하지 않고 있어 저층형 RC 전단벽의 실험결과를 현저하게 과소평가되고 있음이 지적되고 있다(Fig. 1).[6-8] 이에 따라 기존 경험식들은 저층형 RC 전단벽의 웨브 전단철근을 과대하게 설계할 가능성이 높아 최근에는 스트럿-타이 모델이 전단벽에서 제시되고 있다.



(a) Wood



(b) Gulec and Whittaker

Fig. 1 Comparisons of empirical predictions and experimental shear capacities of shear walls

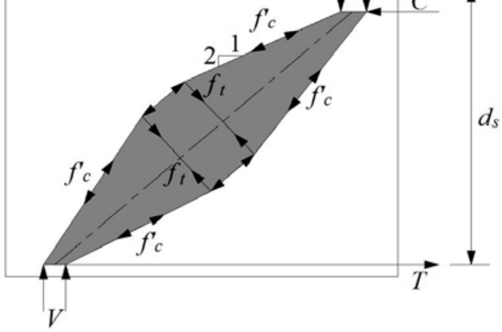


Fig. 2 Refined model of concrete strut(Siao)

형상비가 2.0 이하인 저층형 전단벽은 응력흐름이 비선형인 D-영역으로 분류된다. 이를 고려하여 Siao[2]는 저층형 RC 전단벽의 V_n을 예측하기 위해서 Fig. 2에 나타낸 바와 같이 깊은 보에서 정립된 개선된 콘크리트 스트럿(refined concrete strut)-타이 모델을 이용하였다. 또한 Siao[2]의 STM은 축응력(σ_p)을 도입함으로서 RC 전단벽의 N_u를 고려하여 제시된 V_n은 다음과 같다.

$$V_n = 1.8\left[0.58\sqrt{f_{ck}}\left[1+nX_1\right]+\sigma_p\sin^2\theta\right]b_w d \tag{1.a}$$

$$\left[X_1 f_y + \sigma_p \sin^2\theta\right]b_w d \le V_n < 0.3 f_{ck} b_w d \tag{1.b}$$

$$X_1 = \rho_h \sin^2\theta + \rho_v \cos^2\theta \tag{1.c}$$

여기서, θ는 콘크리트 스트럿과 타이가 이루는 각도를, ρ_v 수직 전단철근의 비를, f_{ck}는 콘크리트의 압축강도를 나타낸다. Siao[2]의 모델은 RC 전단벽의 웨브에서 배근된 전단철근과 N_u를 고려할 수 있다. 하지만, 식 (1)은 N_u를 응력으로 단순히 환산하여 합산하기 때문에, 스트럿과 타이에 의한 힘의 흐름을 명확히 제시하고 있지 않다.[5] 또한 스트럿은 깊은 보에서 제시된 모델을 그대로 이용하고 있어 축력에 의한 콘크리트 전단력의 증가효과를 반영하지 못한다. Hwang et al.[3]은 Fig. 3에 나타낸 바와 같이 스트럿을 경사형(Diagonal), 평평(Flat) 및 급경사형(Steep)으로 이상화하여 스트럿의 최대응력을 제시하였다. 또한 수직 및 수평 전단철근에 의해 전달되는 전단력의 비율은 강성법에 의해 제시된 Schäfer[10]의 모델을 이용하였다. 특히 V_n의 정해를 산정하기 위한 연화된 콘크리트 응력-변형률 관계는 다음의 Zhang and Hsu[11]의 모델을 이용하였다.

$$\sigma_d = -\xi f_{ck}\left[2\left(\frac{-\epsilon_d}{\xi\epsilon_{co}}\right)-\left(\frac{-\epsilon_d}{\xi\epsilon_{co}}\right)^2\right] \tag{2.a}$$

$$\xi = \frac{5.8}{\sqrt{f_{ck}}}\frac{1}{\sqrt{1+400\epsilon_r}} \le \frac{0.9}{\sqrt{1+400\epsilon_r}} \tag{2.b}$$

여기서, σ_d는 연화된 콘크리트의 응력을, ξ는 연화계수를, ϵ_{co}는 구속되지 않은 콘크리트의 최대응력 시 변형률을, ϵ_d와 ϵ_r는 경사 스트럿 방향과 경사 스트럿의 오른쪽

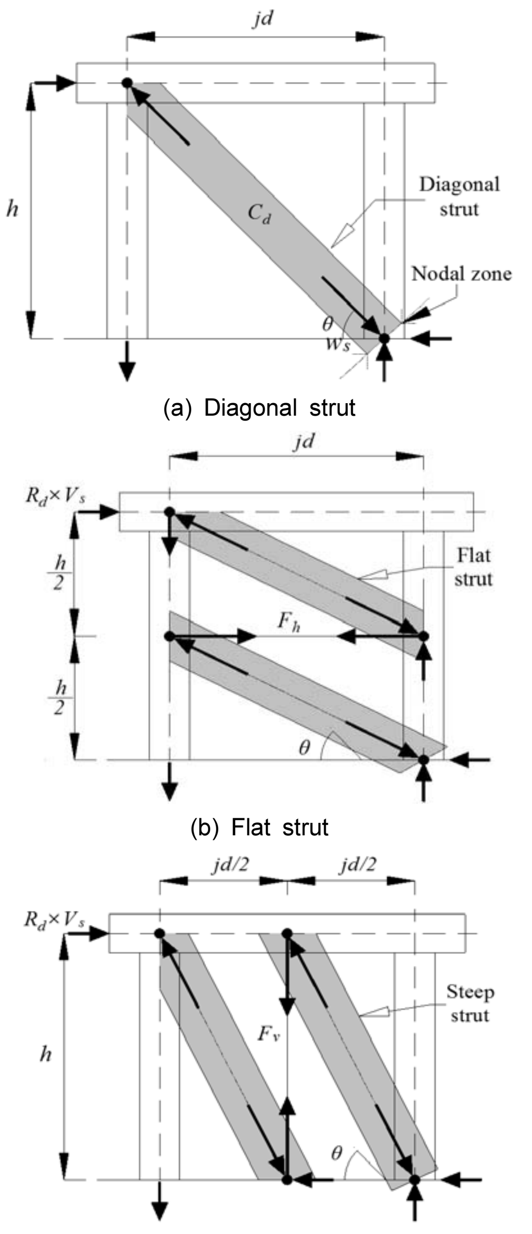


Fig. 3 Idealized 3-path concrete struts (Hwang et al.)

90° 방향으로 발생된 임의의 변형률을 나타낸다. Hwang et al.[3]은 스트럿의 최대응력과, 연화된 콘크리트의 응력-변형률 관계 및 변형률 적합조건으로부터 V_n의 정해를 산정하기 위한 반복절차를 제시하였다. 하지만 이 모델은 STM에서 전단벽의 N_u을 고려하지 않고 있다. 또한 스트럿의 너비를 탄성상태의 중립축깊이로 가정하였기 때문에 스트럿에서 작용하는 축응력이 과대평가될 수 있다.[7,8]

3. 스트럿-타이 모델제시

3.1 전단 전달력의 이상화

철근콘크리트(RC) 전단벽은 휨을 분담하는 경계요소와 전단을 분담하는 웨브로 구성된다. 이에 따라 N_u와

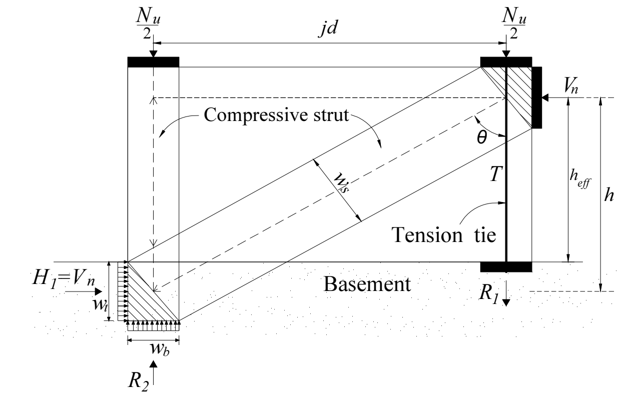


Fig. 4 Schematic strut-and-tie model for shear walls

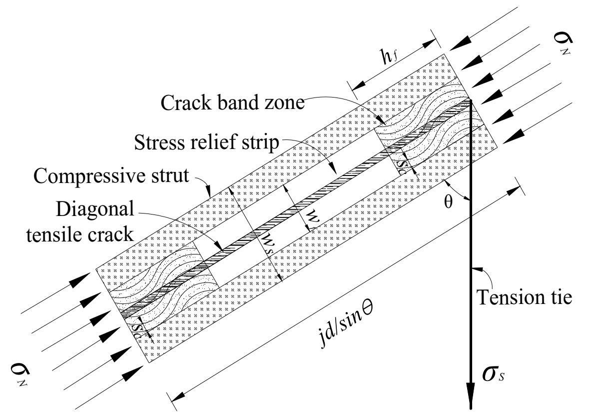


Fig. 5 Stress relief strip and crack band zone in shear walls without shear reinforcement

횡하중에 의한 전단력은 대부분 웨브의 콘크리트 스트럿을 통하여 기초로 전달된다.[1-3] 또한 인장력은 경계요소에 배근된 인장철근에 의해 분담된다. 이를 기반으로 RC 전단벽의 STM은 Fig. 4에 나타낸 바와 같이 이상화하였다. 콘크리트 스트럿과 타이에 작용하는 부재력들은 절점에서 교차하며, 힘의 평형을 이룬다. 콘크리트 스트럿은 프리즘으로 가정하였다.[2,3,7] 저층형 RC 전단벽의 전단강도를 예측을 위한 스트럿-타이 모델은 Bažant and Planas[9]의 균열 띠 이론을 이용하였고 이에 따른 기본 가정은 다음과 같다: 1) 콘크리트 스트럿에서 발생된 응력이완 스트립(stress relief strip)은 쪼갬 미세균열(splitting micro-cracks)로 구성된 균열 띠를 갖는 사인장 균열에 집중된다(Fig. 5); 2) 전단벽의 파괴는 균열 띠 내력의 응력전달이 한계에 도달할 때이다; 3) 철근의 장부작용은 무시한다; 4) 경계요소의 휨 철근과 웨브의 전단철근의 응력은 항복이전이다; 5) 전단벽의 전단강도(V_n)는 콘크리트(V_c)와 전단철근(V_s)이 각각 분담하는 내력의 합이다.

3.2 스트럿-타이 작용에 의한 하중전달

파괴역학[9]에 의하면, 균열 띠는 콘크리트 스트럿과 인장철근의 변형률로 소산된다. 소산된 탄성변형은 콘크리

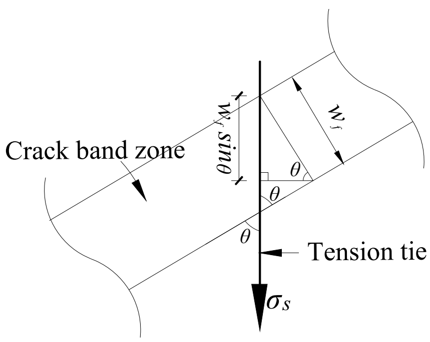


Fig. 6 Elastic strain energy dissipated by longitudinal reinforcement

트와 인장철근의 체적 변형률 에너지이므로 Fig. 5와 Fig. 6으로부터 Bažant and Planas[9)]의 이론에 의한 탄성변형에너지(ΔU_c)로 환산하면 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$\Delta U_c = -\frac{\sigma_N^2}{2E_c} b_w w_f \frac{jd}{\sin\theta} - \frac{\sigma_s^2}{2E_s} A_s w_f \sin\theta \tag{3}$$

여기서, σ_N과 σ_s는 각각 콘크리트 스트럿과 인장철근에 의해 발생된 축 응력을, b_w는 전단벽 웨브의 두께를, jd는 압축력과 인장력 사이의 거리를, E_c(=4,700$\sqrt{f_{ck}}$와) E_s (=200,000 MPa)는 각각 철근과 콘크리트의 탄성계수를, A_s는 주철근의 단면적을, w_f는 응력제거 영역의 너비를 나타낸다. 횡하중과 외부축력에 의한 σ_N과 σ_s는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_N = [V_c/\sin\theta]/b_w w_s \tag{4}$$

$$\sigma_s = [V_c/\tan\theta - N_u/2]/A_s \tag{5}$$

여기서, V_c는 전단철근이 배근되지 않은 전단벽에 도입되 전단외력을, N_u는 외부축하중을, w_s는 콘크리트 경사 스트럿의 너비를 나타낸다. 식 (3)은 파괴역학의 기본이론[9)]에 따른 ΔU_c를 w_f에 관하여 미분하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$I_c = -\frac{1}{b_w}\left[\frac{\partial(\Delta U_c)}{\partial w_f}\right] = \frac{\{V_c^2/\sin^3\theta\} jd}{2E_c b_w^2 w_s^2} + \frac{V_c^2\cos\theta/\tan\theta - V_c N_u \cos\theta + (N_u^2 \sin\theta/4)}{2nE_c b_w A_s} \tag{6}$$

여기서, $n(=E_s/E_c)$는 탄성계수 비를, 균열 띠에서 소산된 총 에너지(W_{cc})는 쪼갬 미세균열들의 수(w_f/s_c)와 파괴에너지(G_f)로부터 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$W_{cc} = \frac{w_f}{s_c} b_w h_f G_f \tag{7}$$

여기서, s_c는 쪼갬 미세균열들의 평균간격을, h_f는 균열 띠의 길이이다. 식 (7)은 파괴역학의 기본이론[9)]에 따라 W_{cc}를 w_f에 관하여 미분하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$R_c = \frac{1}{b_w}\frac{\partial W_{cc}}{\partial w_f} = \frac{h_f}{s_c} G_f \tag{8}$$

식 (3)과 (7)의 변형에너지와 균열띠의 파괴에너지는 같아야 하는 에너지평형조건으로부터 스트럿-타이 작용에 의한 전단강도는 다음과 같이 정리 될 수 있다.

$$V_c = \frac{-B_1 \pm \sqrt{B_1^2 - 4A_1 C_1}}{2A_1} \tag{9.a}$$

$$A_1 = \frac{nA_s jd}{\sin^3\theta} + b_w w_s^2 \frac{\cos\theta}{\tan\theta} \tag{9.b}$$

$$B_1 = -N_u b_w w_s^2 \cos\theta \tag{9.c}$$

$$C_1 = N_u^2 b_w w_s^2 \frac{\sin\theta}{4} - 2nA_s E_c b_w^2 w_s^2 \left(\frac{h_f}{s_c}\right) G_f \tag{9.d}$$

3.3 웨브 전단철근의 타이 작용에 의한 하중전달

전단벽 웨브의 경사스트럿은 웨브에 배근된 전단철근의 타이작용에 의해서 응력의 재분배가 발생하며 이로부터 경사스트럿 주변에 다수의 균열이 발생하게 된다. 이러한 전단철근의 재분배의 영역을 고려하기 위해서 Yang and Ashour[12)]는 Fig. 7에 나타낸 바와 같이 임의의 길이 h_o를 갖는 균열 띠의 확장영역으로 이상화 하였다. 전단철근에 의해 소산된 탄성변형은 수직 및 수평전단철근의 체적 변형률 에너지이므로 Fig. 7과 Fig. 8로부터 탄성변형에너지(ΔU_s)를 다음과 같이 나타낼 수 있다.

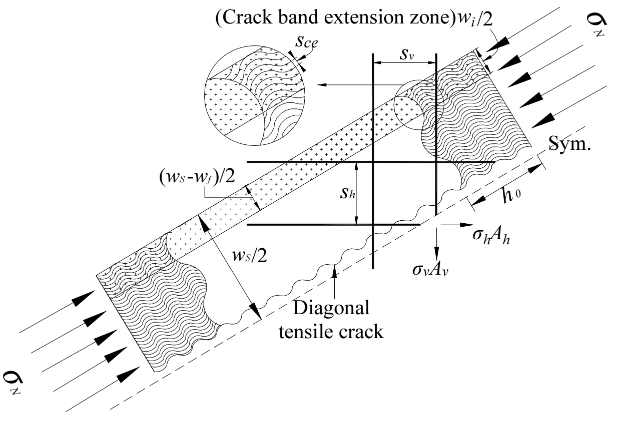


Fig. 7 Idealized crack band extension zone by shear reinforcement

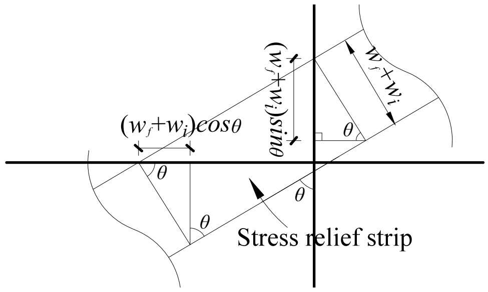


Fig. 8 Elastic strain energy dissipated by vertical and horizontal reinforcement

$$\Delta U_s = -\frac{\sigma_v^2}{2E_s}A_v\frac{jd}{s_v}(w_f+w_i)\sin\theta - \frac{\sigma_h^2}{2E_s}A_h\frac{jd}{s_h}(w_f+w_i)\cos\theta/\tan\theta \quad (10)$$

여기서, σ_v와 σ_h는 각각 수직 및 수평 전단철근의 평균응력을, w_i는 이상화된 균열 띠 확장영역을 나타낸다. 철근의 축응력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_v = \frac{(\alpha_{v1}V_s - \alpha_{v2}N_u)s_v}{A_v jd} \quad (11)$$

$$\sigma_h = \frac{(\alpha_{h1}V_s - \alpha_{h2}N_u)s_h\tan\theta}{A_h jd} \quad (12)$$

여기서, V_s는 전단철근에 의한 전단력을, α_{v1}와 α_{v2}는 각각 수직 전단철근에 분담되는 횡하중과 축력의 비율을, α_{h1}와 α_{h2}는 각각 수평 전단철근에 분담되는 횡하중과 축력의 비율을 나타낸다. 식 (10)~(12)은 3.2절의 동일한 방법으로 전단철근의 단위 두께당 에너지 방출비율, 소산된 총 에너지($W_{ss}=(w_i/s_{ce})b_w h_o G_f$) 및 에너지 평형조건을 이용하여 정리하면 다음과 같다.

$$V_s = \frac{-B_1 \pm \sqrt{B_1^2 - 4A_1C_1}}{2A_1} \quad (13.a)$$

$$A_1 = \alpha_{v1}^2\rho_h + \alpha_{h1}^2\rho_v \quad (13.b)$$

$$B_1 = -2N_u(\alpha_{v1}\alpha_{v2}\rho_h + \alpha_{h1}\alpha_{h2}\rho_v) \quad (13.c)$$

$$C_1 = N_u^2(\alpha_{v2}^2\rho_h + \alpha_{h2}^2\rho_v) - \frac{1.6nE_c l_w b_w^2\rho_h\rho_v}{\sin\theta}\left(\frac{h_o}{s_{ce}}\right)G_f \quad (13.d)$$

여기서, s_{ce}는 확장영역에서 쪼갬 마이크로균열들의 간격을, h_o는 확장영역의 길이를 나타낸다. 수직 및 수평 전단철근에 의해 분담되는 전단력의 비는 강성법에 의해서 결정하였다. 이를 위한 트러스 작용에 의한 전단전달 메커니즘을 Fig. 9에 나타내었다. Fig. 10에는 전단전달 메커니즘에 의해 산정된 외력에 대한 전단철근이 분담하는 비율을 나타내었다. α_{h1}과 α_{v1}는 각각 0.15~0.75와 0.09~0.50으로 깊은 보에서 Yang and Ashour[11)]에 의해 제시된 전단전달력과 비슷하였다. 또한, α_{h1}과 α_{v1}는 회귀분석으로부터 다음과 같이 일반화 할 수 있었다(Fig. 10).

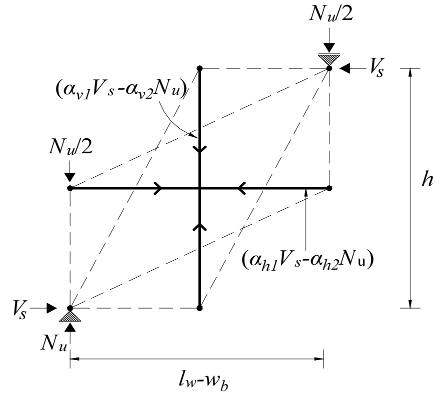


Fig. 9 Shear transfer mechanism of vertical and horizontal shear reinforcements by truss action

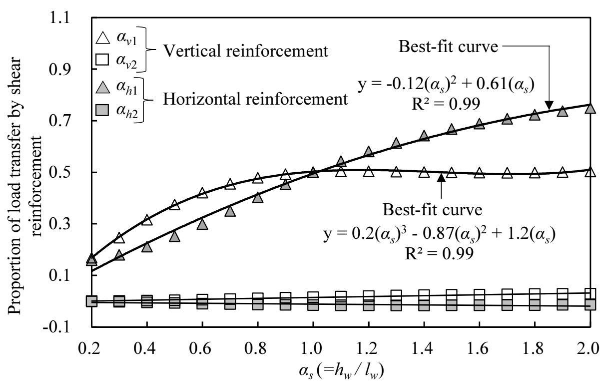


Fig. 10 Proportion of load transfer by vertical and horizontal shear reinforcements

$$\alpha_{v1} = 0.2(\alpha_s)^3 - 0.87(\alpha_s)^2 + 1.2(\alpha_s) \quad (14.a)$$

$$\alpha_{h1} = -0.12(\alpha_s)^2 + 0.61(\alpha_s) \quad (14.b)$$

반면 외부축력에 대한 α_{h2}과 α_{v2}는 0.03 이하로 매우 작았다. 따라서 식 (13)은 이들 함수를 제외하고, jd를 $0.8l_w$로 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$V_s = \sqrt{1.6nb_w^2 l_w E_c G_f}\left(\frac{\alpha_{v1}^2}{\rho_v}+\frac{\alpha_{h1}^2}{\rho_h}\right)^{-0.5}\left(\frac{h_o}{s_{ce}}\right)^{0.5} \quad (15)$$

3.4 콘크리트 스트럿의 기하학적 크기 및 특성

전단벽의 콘크리트 스트럿은 탄성상태의 압축존에 의해 현저한 영향을 받는다.[3,7,8)] 이러한 영향을 고려하기 위해서 Fig. 11에 나타낸 바와 같이 기초와 전단벽 접합부

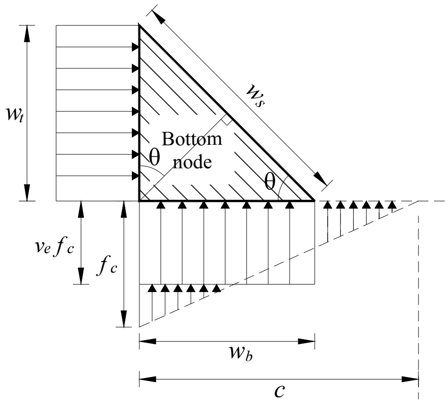


Fig. 11 Equivalent effective width of bottom node

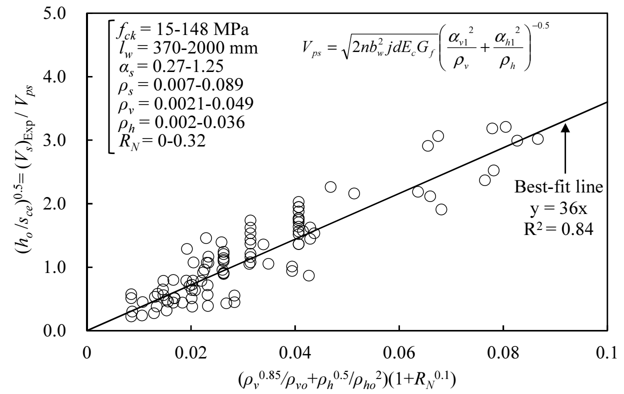


Fig. 12 Determination of experimental constant for shear transfer capacity of shear reinforcement

의 반력점에서 생성되는 절점에 전달되는 힘의 흐름을 이상화하였다. 기초부의 절점은 반력점의 기초너비(w_b)와 옆면에서 작용하는 반력점의 측면너비(w_t)의 정수압으로 나타낼 수 있다.[13,14] 이에 따라 w_b는 기초부의 절점에서 작용하는 압축응력을 등가시킴으로서 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$w_b = \frac{c}{2\nu_e} \tag{16}$$

여기서, c는 탄성상태의 중립축 깊이를, ν_e는 유효압축강도계수를 나타낸다. CCC절점에서 ν_e는 0.85로 가정된다.[4] 탄성상태의 중립축 깊이(c)는 Mun and Yang[15]에 의해 이상화된 전단벽 단면에 환산단면적을 적용하여 일반화된 다음의 식을 이용하였다.

$$c = \left[n^{0.3}\rho_s^{0.3}(1+b_o/b_w)^{0.2}\right]d \tag{17}$$

여기서, b_o는 전단벽 웨브의 두께를 초과하는 폭의 길이를 나타낸다. 결과적으로 w_s는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$w_s = w_b\cos\theta + w_t\sin\theta \tag{18}$$

콘크리트 파괴에너지(G_f)는 다음의 Sim et al.[16]의 모델을 이용하였다.

$$G_f = 0.03\ln\left[d_a(f_{ck})^{0.5}\right] + 0.135 \tag{19}$$

여기서, d_a는 골재의 최대직경을 나타낸다.

3.5 실험상수 결정

식 (9)에서 h_f/s_c는 기하학적 조건, 골재의 맞물림 작용, 균열진전 및 부재의 파괴모드 의해서 중요한 영향을 받기 때문에 경험적으로 결정되어야 한다.[7,9,12] 따라서 이를 위해 이용된 전단철근이 배근되지 않은 전단벽은 Hirosawa[17]에 의해 보고된 Kokusho와 Tanabe의 전단 파괴된 9개의 실험체로서 l_w가 300~450, a_s가 0.41~1.0, f_{ck}가 14.5~64.7 MPa, ρ_s가 0.007~0.08, $N_u/A_g f_{ck}$가 0이다. 이들 실험체에 대한 h_f/s_c는 16~30 범위에 있는데, Yang and Ashour[12]에 의해 제시된 값과 비슷한 수준이었다. 따라서 h_f/s_c은 깊은 보에서 제시된 다음의 Yang and Ashour[12]의 모델을 이용하여 정리하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{h_f}{s_c} = 0.4\left(\frac{l_w}{d_a}\right)^{1.5} \tag{20}$$

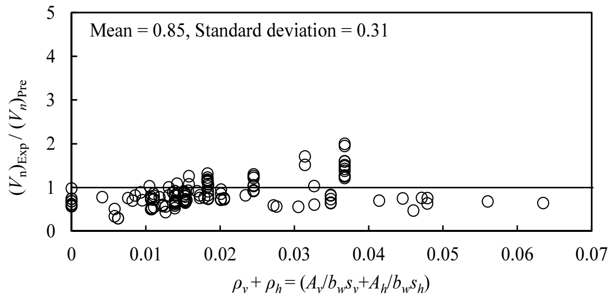
콘크리트 스트럿에서 발생된 균열의 분포는 전단철근[7,12,18]뿐만 아니라 외부축력에 의해서도 현저한 영향을 받는다.[19,20] 따라서 식 (15)에서 h_o/s_{ce}도 기존 실험결과를 기반으로 경험적으로 결정되어야 한다.[7,12] 실험상수인 h_o/s_{ce}는 전단 파괴된 150개의 실험결과[8]를 이용하여 ρ_v, ρ_h와 R_N의 함수로 다음과 같이 일반화 할 수 있었다(Fig. 12).

$$\left(\frac{h_o}{s_{ce}}\right)^{0.5} = 36\left(\frac{\rho_v^{0.85}}{\rho_{vo}} + \frac{\rho_h^{0.5}}{\rho_{ho}^2}\right)\left(1 + R_N^{0.1}\right) \tag{21}$$

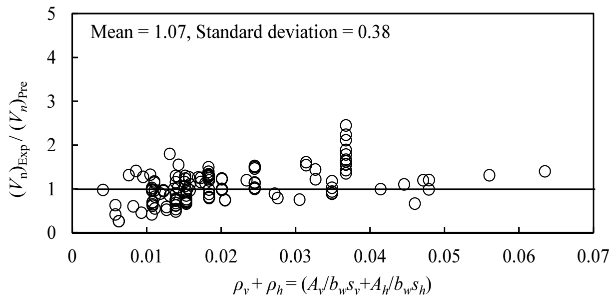
여기서, ρ_{vo}와 ρ_{ho}는 각각 수직 및 수평 전단철근의 회귀분석을 개선하기 위해 적용되었던 Bažant and Sun[21]의 ρ_o를 나타낸다.

4. 제시된 모델과 실험결과의 비교

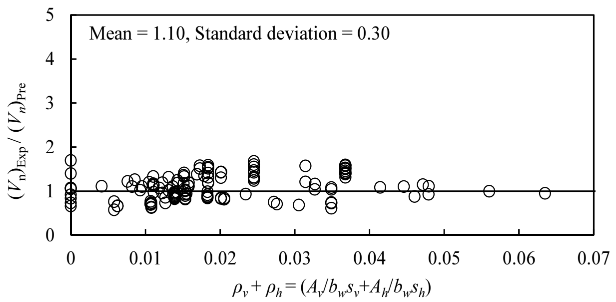
제시된 모델은 경계요소에 관계없이 단면이 장방형, 바벨형 및 플랜지형, f_{ck}가 15~100 MPa, a_s가 0.5~2.0, ρ_s가 0~0.08, ρ_v 및 ρ_h가 0.002~0.05, R_N가 0~0.3의 적용범위를 갖는다. 제시된 저층형 전단벽의 전단강도는 스트럿-타이 모델을 기반한 기존 예측모델[2,3]과 함께 총 150개의 RC 전단벽의 실험결과[8]와 비교하였다(Fig. 13). 비교는 전단강도의 실험값에 대한 각 예측모델값의 비($(V_n)_{\rm Exp}/(V_n)_{\rm Pre}$)의 평균 및 표준편차를 이용하였다. Siao[2]의 모델은 $(V_n)_{\rm Exp}/$



(a) Siao



(b) Hwang et al.



(c) This study

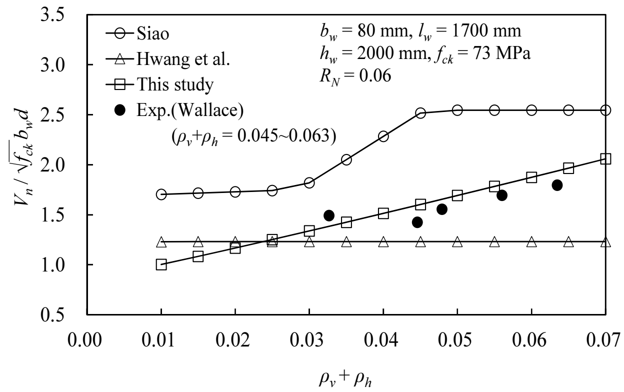
Fig. 13 Comparisons of experimental shear capacities and predictions using STMs

$(V_n)_{\rm Pre}$의 평균이 0.85로서 실험결과를 불안전측으로 평가하였는데, 그 불안전측의 정도는 $\rho_h + \rho_v$가 감소할수록 증가하였다(Fig. 13(a)). Hwang et al.[3]의 모델은 $(V_n)_{\rm Exp}/(V_n)_{\rm Pre}$의 평균이 1.07로 실험결과를 잘 예측하고 있지만, $\rho_h + \rho_v$가 0.02 이하를 갖는 전단벽의 실험체를 불안전측으로 평가하였다(Fig. 13(b)). 이는 STM을 기반하여 제시된 Siao[2]와 Hwang et al.[3]의 모델에서 일정한 범위에서 불안전측으로 평가한 이유는 전단벽의 N_u의 흐름을 명확히 반영하지 못하기 때문이다. 반면, 본 연구에서 제시된 모델은 실험결과와의 비교에서 평균과 표준편차가 각각 1.12와 0.25으로서 저층형 전단벽의 V_n을 잘 예측하였다(Fig. 13(c)).

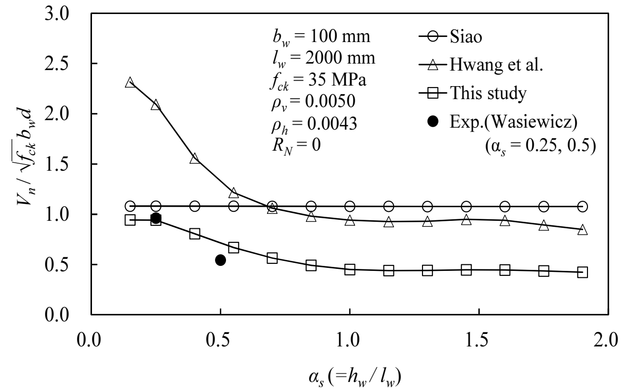
5. 변수연구

5.1 웨브에 배근된 수직 및 수평 전단철근의 영향

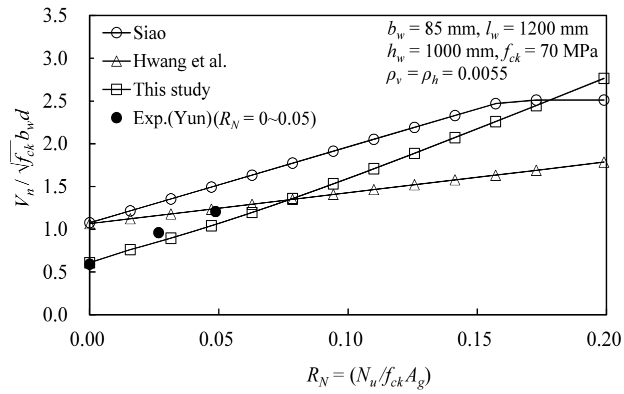
Fig. 14(a)에는 무차원된 전단강도($V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$)에 대한 웨브의 수직 및 수평 전단철근의 영향을 나타내었다. 전단강도는 4장에서 실험결과와 비교된 모델[2,3]로부터 평



(a) Shear reinforcement ratio



(b) Aspect ratio



(c) External axial load ratio

Fig. 14 Effect of main parameters on $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$

가되었다. 또한 동일한 그림에 적용된 실험체의 상세를 나타내었다. Siao[2] 및 제시된 모델에 의한 $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$은 $\rho_v + \rho_h$가 증가함에 따라 증가하였는데, $\rho_v + \rho_h$가 0.025~0.045의 영역에서 Siao[2]의 증가 기울기가 가장 컸다. 이는 외력을 강성에 따라 전달되는 비율을 무시한 채 전단철근의 비를 그대로 반영한 Siao[2]의 모델이 전단철근 비 증가에 따른 전단강도의 증가효과를 가장 크게 반영하고 있음을 의미한다. 또한, 전단철근의 강성에 따라 전달되는 전단력을 고려한 제시된 모델의 $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$은 Wallace[22]의 실험결과와 유사하였다. 반면, Hwang et al.[3]에 의한 $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$는 최대전단강도($0.83\sqrt{f_{ck}}b_w d$)의 지배로 인해 일정한 값을 보였는데, Wallace[22]의 실험결과를 낮게 평가하였다. 이러한 제안모델의 분석으로부터 전단철근비

는 $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$에 의해 현저한 영향을 받는 함수이다.

5.2 형상비의 영향

Fig. 14(b)에는 $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$에 대한 a_s의 영향을 나타내었다. Hwang et al.[3] 및 제시된 모델에 의한 $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$은 a_s가 증가함에 따라 감소하였다. 형상비(a_s) 1.0 이하에서 $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$의 감소 기울기는 Hwang et al.[3]의 모델에서 가장 컸다. 외력에 대한 수평 및 수직 전단철근이 분담하는 비율을 a_s의 함수를 고려하고 있는 제시된 모델은 Wasiewicz[23]의 실험결과의 $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$과 비슷하였다. 반면 a_s를 고려하고 있지 않는 Siao[2]의 $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$은 일정한 값으로 예측하고 있다. 이러한 예측모델의 분석으로부터 a_s는 $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$에 의해 중요한 영향을 받는 함수임을 알 수 있다.

5.3 축력비의 영향

Fig. 14(c)에는 $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$에 대한 R_N의 영향을 나타내었다. Siao,[2] Hwang et al.[3] 및 제시된 모델에 의한 $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$는 R_N이 증가함에 따라 증가하였다. 본 연구에서 제시된 모델에 의한 $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$은 Yun[24]의 실험결과의 경향을 잘 예측하였다. Hwang et al.[3]에 의한 $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$의 증가 기울기는 제시된 모델보다 작았다. Yun[24]의 실험결과 및 예측모델의 경향의 분석으로부터 R_N는 $V_n/\sqrt{f_{ck}}b_w d$에 의해 현저하게 영향을 받는 함수이다.

6. 결 론

형상비가 2.0 이하인 저층형 전단벽의 전단강도 평가를 위한 기존 모델의 분석 및 단순한 스트럿-타이 모델의 제시로부터 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 스트럿-타이 모델인 Siao와 Hwang et al.의 예측모델은 수평 및 수직전단철근에 의해 전달되는 전단력의 비를 고려하지 않고 있기 때문에 전단철근 비가 0.02 이하에서 실험결과를 불안전측으로 예측하였다.
2) 제시된 스트럿-타이 모델은 파괴역학의 균열 띠 이론과 에너지평형조건을 이용하여 저층형 전단벽 웨브에서 전달되는 힘의 흐름과 수직 및 수평 전단철근에 의한 전단전달력을 합리적으로 평가할 수 있었다.
3) 전단철근이 배근된 저층형 전단벽에서 횡하중에 대한 수평 및 수직 전단철근에 의한 전달력의 비는 0.15~0.75로 평가된 반면, 축력에 의한 그 전달력의 비는 작았다.
4) 스트럿-타이 모델을 기반하여 제시된 본 연구의 모델은 실험결과와의 비교에서 평균 및 표준편차가 각각 1.06과 0.18로서 저층형 전단벽의 전단강도를 잘 예측하였다.

감사의 글

이 논문은 2014년도 정부(미래창조과학부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구임(No. NRF-2014R1A2A2A09054557).

References

1. Park, R., and Paulay, T., "*Reinforced Concrete Structures*", Wiley Interscience Publication, New Jersey, USA, 1933, p.769.
2. Siao, W. B., "Shear Strength of Short Reinforced Concrete Walls, Corbels, and Deep Beams", *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.2, 1994, pp.123-132.
3. Hwang, S. J., Fang, W. H., Lee, H. J., and Yu, H. W., "Analytical Model for Predicting Shear Strength of Squat Walls", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.127, No.1, 2001, pp.43-50.
4. ACI Committee 318, "*Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 2011, p.503.
5. Wood, S. L., "Shear Strength of Low-Rise Reinforced Concrete Walls, *ACI Structural Journal*, Vol.87, No.1, 1990, pp.99-107.
6. Gulec, C. K., and Whittaker, A. S., "Empirical Equations for Peak Shear Strength of Low Aspect Ratio Reinforced Concrete Walls", *ACI Structural Journal*, Vol.108, No.1, 2011, pp.80-89.
7. Yang, K. H., "*Development of Performance-Based Design Guideline for High-density Concrete Walls*", Technical Report (2nd year). Kyonggi University, 2013, p.115 (in Korean).
8. Mun, J. H., "*Flexure and Shear Design Approach of High-Weight Concrete Shear Walls*", Ph.D. Thesis, Architectural Engineering, Kyonggi University, South Korea, 2014 (in Korean).
9. Bažant, Z. P., and Planas, J., "*Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*", CRC, New York, 1998.
10. Schäfer, K., "*Strut-and-Tie Models for the Design of Structural Concrete, Notes of Workshop*", Department of Civil Engineering, National Cheng Kung University, Tainan, Taiwan, 1996.
11. Zhang, L. X. B., and Hsu, T. T. C., "Behavior and Analysis of 100 MPa Concrete Member Membrane Elements," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.124, No.1, 1998, pp.24-34.
12. Yang, K. H., and Ashour, A. F., "Strut-and-Tie Model Based on Crack Band Theory for Deep Beams", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.137, No.10, 2011, pp.1030-1038.
13. CEP-FIP Model Code 1990, "*Design of Concrete Structures*", Comité Euro-International du Beton, Thomas Telford Services

Ltd, London, 1993.
14. Marti, P., "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design", *ACI Journal*, Vol.82, No.1, 1985, pp.46-56.
15. Mun, J. H., and Yang, K. H., "Plastic Hinge Lengths Model for Reinforced Concrete Slender Shear Walls", *Magazine of Concrete Research*, Accepted, 2014.
16. Sim, J. I., Yang, K. H., Lee, E. T., and Yi, S. T., "Effect of Aggregate and Specimen Sizes on Lightweight Concrete Fracture Energy", *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE*, Vol.26, No.5, 2014, pp.845-854.
17. Hirosawa, M., "*Past Experimental Results on Reinforced Concrete Shear Walls and Analysis on Them*", Kenchiku Kenkyu Shiryo No. 6, Building Research Institute, Ministry of Construction, 1975 (in Japanese).
18. Tan, K. H., Kong, F. K., Teng, S., and Weng, L. W., "Effect of Web Reinforcement on High-Strength Concrete Deep Beams", *ACI Structural Journal*, Vol.94, No.5, 1997, pp.572-582.
19. Maier, J., "*Shear Wall Tests*", Concrete Shear in Earthquake, University of Houston, 1992.
20. Lefas, L. D., Kotsovos, M. D., and Ambraseys, N. N., "Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics and Failure Mechanism", *ACI Structural Journal*, Vol.87, No.1, 1990, pp.23-31.
21. Bažant, Z. P., and Sun, H. H., "Size Effect in Diagonal Shear Failure: Influence of Aggregate Size and Stirrups", *ACI Materials Journal*, Vol.84, No.4, 1987, pp.259-272.
22. Wallace, J. W., "Behavior and Design of High-Strength RC Walls", *ACI Special Publication*, Vol.176, 1998, pp.259-279.
23. Wasiewicz, Z. F., "*Sliding Shear in Low-Rise Shear Wall under Lateral Load Reversals*", M.S. Thesis, Department of Civil Engineering, Ottawa University, Canada, 1988.
24. Yun, H. D., "*Seismic Resistance of High Strength Reinforced Concrete Structural Walls*", Ph.D. Thesis, Architectural Engineering, Hanyang University, South Korea, 1994 (in Korean).

요　　약 철근콘크리트 전단벽의 전단강도를 예측하기 위한 기존 연구자들의 스트럿-타이 모델(STM)들은 횡하중 및 상부의 축력에 대한 전단벽의 내부 힘의 흐름과 웨브의 전단철근에 의해 전달되는 전단력의 비율을 명확히 제시하고 있지 않다. 이를 개선하기 위해서, 이 연구에서는 콘크리트 파괴역학의 균열 띠 이론을 기반한 단순한 STM을 개발하였다. 응력이완 스트립을 동반하는 콘크리트 스트럿의 등가유효너비는 중립축 깊이와 콘크리트 유효압축강도 계수로 결정되었다. 균열 띠 확장영역의 전단전달 메커니즘은 강성법에 의한 트러스 작용으로부터 산정되었다. 웨브 콘크리트 스트럿과 전단철근에 의한 전단 전달력은 응력이완 스트립과 균열 띠 이론을 기반한 에너지평형조건으로부터 유도되었다. 제시된 모델은 Siao와 Hwang et al.의 STM에 비해 150여개의 기존 실험결과의 경향을 잘 예측하였다. 또한, 제시된 STM은 각 변수에 따른 무차원된 전단강도의 경향을 잘 반영하고 있다.

핵심용어 : 저층형 전단벽, 전단강도, 스트럿-타이 모델, 트러스 작용, 전단철근, 균열 띠 이론