



휨 항복형 철근콘크리트 전단벽의 경계요소설계를 위한 변위연성비 모델제시

문주현 ^{1)*} · 양근혁 ²⁾

¹⁾경기대학교 일반대학원 건축공학과 ²⁾경기대학교 플랜트·건축공학과

Design Approach for Boundary Element of Flexure-Governed RC Slender Shear Walls Based on Displacement Ductility Ratio

Ju-Hyun Mun ^{1)*} and Keun-Hyeok Yang ²⁾

¹⁾Corresponding author, Dept. of Architectural Engineering, Kyonggi University Graduate School, Seoul 120-702, Korea

²⁾Dept. of Plant-Architectural Engineering, Kyonggi University, Suwon 443-760, Korea

ABSTRACT This study established a displacement ductility ratio model for ductile design for the boundary element of shear walls. To determine the curvature distribution along the member length and displacement at the free end of the member, the distributions of strains and internal forces along the shear wall section depth were idealized based on the Bernoulli's principle, strain compatibility condition, and equilibrium condition of forces. The confinement effect at the boundary element, provided by transverse reinforcement, was calculated using the stress-strain relationship of confined concrete proposed by Razvi and Saatcioglu. The curvatures corresponding to the initial yielding moment and 80% of the ultimate state after the peak strength were then converted into displacement values based on the concept of equivalent hinge length. The derived displacement ductility ratio model was simplified by the regression approach using the comprehensive analytical data obtained from the parametric study. The proposed model is in good agreement with test results, indicating that the mean and standard deviation of the ratios between predictions and experiments are 1.05 and 0.19, respectively. Overall, the proposed model is expected to be available for determining the transverse reinforcement ratio at the boundary element for a targeted displacement ductility ratio.

Keywords : shear wall, boundary element, displacement ductility ratio, curvature

1. 서 론

휨 항복형 철근콘크리트 전단벽의 내진설계에서 연성은 휨 내력과 함께 중요하게 고려되어야 한다.¹⁻³⁾ 이에 기존 내진설계기준들^{4,5)}은 연성을 확보하기 위해서 단면의 단부콘크리트를 횡보강근으로 구속하는 경계요소에 대한 상세를 제시하고 있다. 휨 항복형 철근콘크리트 전단벽의 경계요소길이와 횡보강근 설계에 대해 ACI 318-11⁴⁾은 단면의 응력 및 소요횡변위 설계개념에 기반하는 반면, EC 8⁵⁾은 고연성 전단벽에서 소요곡률연성계수를 도입하고 있다. 이들 설계기준들은 간접적으로 소요연성을 확보하고 있지만, 단면상세에 따른 연성 평가방법은 아직 부족하다. 특히 EC 8⁵⁾에서 제시하고 있는 소요곡률연성계수도 전단벽 시스템의 종류와 지반조건에 따라 결정된

포괄적인 개념으로 연성을 직접적으로 산정하기에는 무리이다.

기존 연구자들^{2,6,7)}은 휨 및 축력을 받는 부재의 연성을 평가하기 위하여 횡변위비, 손상일지표 또는 등가점성감쇄비를 도입하고 그 최소 한계값을 제시하였다. 횡변위는 부재의 최종변형능력을, 손상일지표와 등가점성감쇄비는 반복하중에 따른 에너지흡수능력에 기반한다. 하지만 이들 연성 평가방법은 부재의 횡하중-횡변위관계에 기반하므로 설계단계에서 단면상세를 직접적으로 결정하는데 이용되기에는 다소 한계가 있다.

이 연구의 목적은 철근콘크리트 전단벽의 소요연성에 대한 경계요소 설계의 기초자료로서 활용할 수 있는 변위연성비모델을 제시하는 것이다. 곡률과 변위를 산정하기 위하여 전단벽 단면에서 변형률 분포 및 내부 힘의 분포는 베르누이(Bernoulli)의 정리, 변형률 적합조건 및 힘의 평형조건을 이용하여 이상화 하였다. 경계요소에서 횡보강근에 의한 콘크리트의 구속효과는 Razvi and Saatcioglu⁸⁾의 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계의 모델을 이용하여 산정하였다. 항복시점 및 최대내력의 80%에서의 곡률은 등가

*Corresponding author E-mail : mjh352002@nate.com

Received March 12, 2014, Revised June 24, 2014,

Accepted October 31, 2014

©2014 by Korea Concrete Institute

소성힌지길이 개념을 이용하여 부재 변위로 환산되었다. 결국, 변위연성비의 모델은 경계요소에서의 횡보강근체 적지수, 인장철근지수, 수직철근지수 및 축력비의 함수로 단순화하였다.

2. 변위연성비 모델

2.1 기본 방정식

일반적으로 축하중을 받지 않는 휨 부재의 변위연성비 (μ_{Δ})는 최대내력에서의 변위(Δ_n)에 대한 주철근 항복시점에서의 변위(Δ_y)의 비로 산정된다. 반면 축하중이 작용하는 기둥 또는 휨 항복형 전단벽의 변위연성비 산정에서는 Δ_n 대신 최대내력 이후 최대내력의 80%점에서의 변위(Δ_{80})의 값을 이용한다.⁷⁾ 따라서 본 연구에서는 μ_{Δ} 를 Watson et al.⁹⁾에 의해 적용된 다음의 식으로부터 평가하였다.

$$\mu_{\Delta} = \Delta_{80} / \Delta_y \quad (1)$$

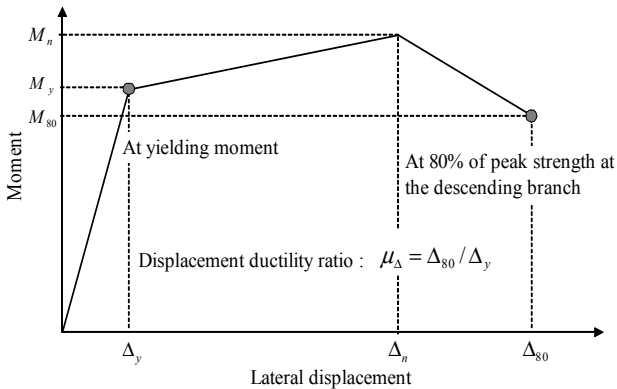


Fig. 1 Generalized moment-displacement relationship of shear walls⁹⁾

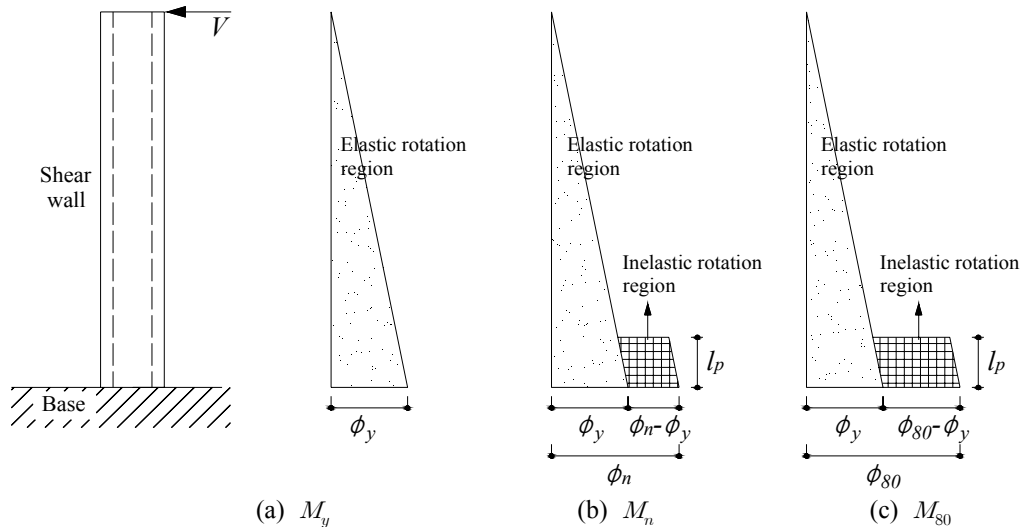


Fig. 2 Idealized curvature distribution along the member length at different moment states

여기서, Δ_{80} 과 Δ_y 는 Fig. 1에 나타난 바와 같이 각각 최대내력 이후 최대모멘트의 80%와 항복모멘트의 횡변위를 나타낸다. 식 (1)의 Δ_{80} 과 Δ_y 의 값은 부재길이에 따른 곡률분포와 등가소성힌지길이로부터 유도할 수 있다. 부재길이에 따른 곡률분포는 Fig. 2에 나타난 바와 같이 주 인장철근 항복이전까지는 선형으로, 항복 이후에는 위험 단면 근처에서 형성된 소성힌지구간에 비탄성 회전이 집중되는 것으로 이상화 할 수 있다.^{10,11)} 따라서 이상화된 곡률분포로부터 자유단에서 작용하는 하중에 대한 항복 모멘트(M_y) 및 최대내력 이후 최대모멘트의 80%(M_{80})의 횡변위는 모멘트 면적법에 의해 다음과 같이 계산될 수 있다.

$$\Delta_y = (1/3)\phi_y h_w^2 \quad (2)$$

$$\Delta_{80} = (1/3)\phi_y h_w^2 + (\phi_{80} - \phi_y)l_p(h_w - 0.5l_p) \quad (3)$$

여기서, ϕ_{80} 과 ϕ_y 는 M_{80} 과 M_y 에서의 곡률을, h_w 는 전단벽의 높이를, l_p 는 등가소성힌지길이를 나타낸다. 식 (1)-(3)으로부터 전단벽의 변위연성비(μ_{Δ})는 다음과 같이 정리될 수 있다.

$$\mu_{\Delta} = \left\{ 1 + \frac{(\phi_{80} - \phi_y)(h_w/l_w - 0.5)l_p^2}{(1/3)\phi_y h_w^2} \right\} \quad (4)$$

일반적으로 전단벽의 등가소성힌지길이(l_p)는 형상비, 경계요소내 인장철근, 웨브내의 수직철근 및 사인장균열에 의한 부가모멘트 그리고 외부축력에 의해 현저히 영향을 받는다.^{10,11)} 이러한 경향을 반영하여 Mun and Yang¹¹⁾은 휨 항복형 전단벽에서 등가소성힌지길이를 다음과 같이 제시하였다.

$$l_p = 0.5h_w \{ 1 - 0.91(\lambda)^{0.1} + \chi_{sh} \} \quad (5.a)$$

$$\chi_{sh} = 0 \text{ for } V_u \leq V_c \quad (5.b)$$

$$\chi_{sh} = 0.38(\lambda)^{-0.15}(l_w/h_w) \text{ for } V_u > V_c \quad (5.c)$$

$$\lambda = \omega_s + \omega_v + \omega_p \quad (5.d)$$

여기서, $\omega_s = \left(\frac{A_s f_y}{b_w d_w f_{ck}}\right)$, $\omega_v = \left(\frac{A_v f_y}{b_w d_w f_{ck}}\right)$ 와 $\omega_p = \left(\frac{N_u}{b_w d_w f_{ck}}\right)$ 는 각각 경계요소내 인장철근 지수, 웨브내 수직철근지수와 축력지수를, A_s 와 A_v 는 각각 경계요소내 인장철근 및 수직철근의 단면적을, b_w 와 l_w 는 각각 전단벽의 두께 및 길이, d_w 는 경계요소내 인장철근의 유효깊이를, f_{ck} 와 N_u 는 각각 콘크리트의 압축강도와 외부축력을, χ_{sh} 는 $\Delta M_{sh}/M_n$ 을, ΔM_{sh} 와 M_n 는 웨브내의 사인장균열에 의해 발생된 부가모멘트와 단면의 최대내력을, V_u 와 V_c 는 각각 외부전단력과 콘크리트에 의해 분담되는 전단내력을 나타낸다.

2.2 항복 및 최대내력 이후 최대모멘트 80%의 곡률

철근콘크리트 전단벽의 단면에서 변형률 분포 및 내부힘의 분포는 베르누이(Bernoulli)의 정리, 변형률적합조건 및 힘의 평형조건에 의해서 Fig. 3에 나타낸 바와 같이 이상화 할 수 있다.¹⁰⁾ 곡률산정을 위한 기본가정은 다음과 같다. 1) 부재의 항복은 경계요소내 인장철근이 항복변형률에 도달하는 시점으로 정의되며, 이때 재료들의 변형률은 탄성상태이다. 2) 최대내력 이후 최대모멘트 80%의 모든 철근은 모두 항복상태이다. 3) 경계요소내 콘크리트

의 구속효과 및 최대내력 이후 압축응력이 저하되는 효과를 고려한다. 이들 가정들을 기반으로 연성평가를 위한 항복곡률(ϕ_y)과 최대내력 이후 최대모멘트 80%에서의 곡률(ϕ_{80})은 다음과 같이 산정될 수 있다.¹⁰⁾

$$\phi_y = \epsilon_y / (d_w - c_y) \quad (6)$$

$$\phi_{80} = \epsilon_{c80} / c_{80} \quad (7)$$

여기서, $\epsilon_y (= f_y/E_s)$ 와 ϵ_{c80} 는 각각 경계요소내 인장철근의 항복변형률과 M_{80} 에서의 압축연단 콘크리트변형률을, c_y 와 c_{80} 는 각각 M_y 및 M_{80} 에서의 중립축 깊이를, E_s 는 철근의 탄성계수를 나타낸다. 이때 c_y 는 이상화된 전단벽 단면에서 제시된 다음의 Yang¹⁰⁾의 모델을 이용하여 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$c_y = \frac{-B_1 \pm \sqrt{B_1^2 - 4A_1 C_1}}{2A_1} \quad (8)$$

여기서 A_1 , B_1 및 C_1 은 구성재료 및 단면특성으로부터 결정되는 상수이다. 중립축 위치가 $c_y > l_c$ 에 있을 경우에 A_1 , B_1 및 C_1 은 다음과 같다.

$$A_1 = -0.5f_y E_c b_w \quad (9.a)$$

$$B_1 = \left[\frac{(-2f_y l_c b_w / n) - (b_w d_w f_{ck})}{(w'_s + w_s + w_v + w_p)} \right] n E_c \quad (9.b)$$

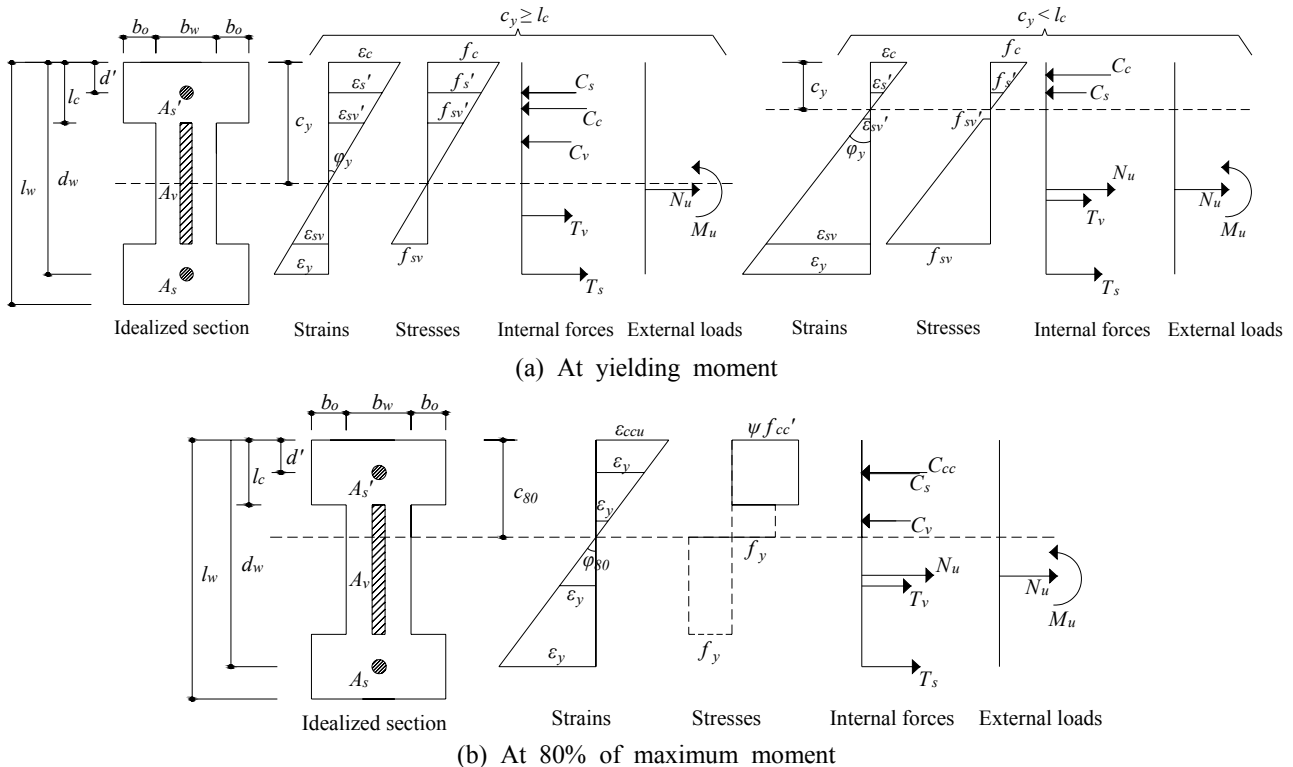


Fig. 3 Distribution of strains and internal forces at different moment states

$$C_1 = \left[\frac{(f_y l_c^2 b_o / n) + (b_w d_w f_{ck})}{(w_s d' + w_s d_w + 0.5 l_w w_v + w_p d_w)} \right] n E_c \quad (9.c)$$

여기서, E_c 는 콘크리트의 탄성계수를, l_c 는 경계요소의 길이이, $w_s' = \left(\frac{A_s' f_y}{b_w d_w f_{ck}} \right)$ 와 A_s' 는 각각 경계요소내 압축철근지수 및 압축철근의 단면적을, b_o 는 $0.5(b_{eff} - b_w)$ 를, b_{eff} 는 플랜지의 폭을, $n (= E_s/E_c)$ 는 탄성계수비를, d' 는 압축철근의 유효깊이를 나타낸다.

한편, 중립축 위치가 $c_y \leq l_c$ 에 있을 경우에 A_1 , B_1 및 C_1 은 다음과 같다.

$$A_1 = -f_y E_c (0.5b_w + b_o) + n^2 E_c^2 A_v \quad (10.a)$$

$$B_1 = -n E_c (b_w d_w f_{ck}) \left[\frac{w_v (n E_c / f_y) (0.5 l_w + d_w)}{+(w_s + w_s' + w_v + w_p)} \right] \quad (10.b)$$

$$C_1 = n E_c (b_w d_w^2 f_{ck}) \left[\frac{w_s + w_s' (d' / d_w)}{+(0.5 n E_c / f_y) w_v l_w + w_p} \right] \quad (10.c)$$

또한, c_{80} 은 단면내 힘들의 평형조건과 구속된 콘크리트 응력의 감소계수(ψ)를 도입하여 유도된 Yang¹⁰⁾모델을 이용하여 산정할 수 있다.

$$c_{80} = \frac{-B_2 \pm \sqrt{B_2^2 - 4A_2 C_2}}{2A_2} \quad (11.a)$$

$$A_2 = -w_v (b_w d_w f_{ck}) \quad (11.b)$$

$$B_2 = w_v l_c (b_w d_w f_{ck}) \quad (11.c)$$

$$C_2 = \left[\frac{0.5 b_w d_w f_{ck} (2w_s + w_v + w_p)}{\{(l_w^2 + 2l_c^2) - 3l_w l_c\}} \right] - (l_w - 2l_c) \{M_{80} + w_s' (b_w d_w f_{ck}) (d' - 0.5l_c)\} \quad (11.d)$$

압축연단 콘크리트변형률은 단면내의 구성요소들의 역학적 특성에 의해 현저히 영향을 받는다.^{1-3,10)} 따라서 경계요소를 갖는 전단벽의 압축연단 콘크리트변형률은 횡보강근에 의한 단부콘크리트의 구속효과로 인해 경계요소가 없는 부재보다 현저히 증가될 수 있다.^{1-3,10)} 이러한 효과를 반영하기 위해서 ϵ_{c80} 은 Fig. 4에 나타난 바와 같이 Razvi and Saatcioglu⁸⁾의 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계의 하강기울기를 이용하였다. Razvi and Saatcioglu⁸⁾의 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계는 하강기울기에서도 구속효과에 중요한 영향을 미치는 요소인 압축강도, 횡보강근의 항복강도 및 내부크로스타이의 구속량의 함수를 포함하고 있어, 부재의 하중이 저하되는 시점에서도 횡보강근에 의해 제공된 구속효과를 합리적으로 반영할 수 있다. 이 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계에서 하강기울기는 선형으로 제시되고 있으므로 식으로 나타내면 다

음과 같다.

$$f_{cc} / f_{cc}' = \left(\frac{0.15}{\epsilon_{ccu}' - \epsilon_{85}} \right) (\epsilon_c - \epsilon_{ccu}') + 1 \geq 0.2 \quad (12.a)$$

$$\epsilon_{85} = 260 k_3 \rho_{vh} \epsilon_{ccu}' \{1 + 0.5 k_2 (k_4 - 1)\} + (\epsilon_{ccu}' + 0.0018 k_3^2) \quad (12.b)$$

$$k_3 = 40 / f_{ck} \leq 1.0 \quad (12.c)$$

$$k_4 = f_{yhw} / 500 \geq 1.0 \quad (12.d)$$

여기서, ϵ_c 는 임의의 콘크리트의 변형률을, ϵ_{ccu}' 와 ϵ_{85} 는 각각 구속된 콘크리트에서의 최대응력시 변형률과 콘크리트 최대응력의 85% 시점에서의 변형률을, f_{cc} 는 임의의 콘크리트의 응력을, k_2 는 경계요소영역에서 양 단면에 대한 횡구속압계수의 평균값을, k_3 와 k_4 는 각각 콘크리트의 압축강도(f_{ck})와 횡보강근의 항복강도(f_{yhw})를 반영하는 계수를, $\rho_{vh} = \left(\frac{A_{sh(x)} + A_{sh(y)}}{s(b_{cx} + b_{cy})} \right)$ 는 경계요소영역에서 양 단면에 배근된 횡보강근의 체적비를, b_{cx} 및 b_{cy} 는 각각 경계요소영역의 x 축 및 y 축에서 최외단에 배근된 횡보강근의 중심간격을 나타낸다. 최대내력 이후에 압축존의 콘크리트 응력 및 변형률은 Fig. 4에 나타난 바와 같이 하강부의 임의의 점에 존재하게 된다. 따라서 최대모멘트 80%의 압축연단 콘크리트변형률은 식 (12)에서 ϵ_c 를 ϵ_{c80} 로 대체하고 Yang¹⁰⁾에 의해 도입된 구속된 콘크리트 응력의 감소계수($\psi = f_{cc} / f_{cc}'$)를 이용하여 정리하면 다음과 같다.

$$\psi = \left(\frac{0.15}{\epsilon_{ccu}' - \epsilon_{85}} \right) (\epsilon_{c80} - \epsilon_{ccu}') + 1 \geq 0.2 \quad (13)$$

최대내력 이후 최대모멘트 80%의 압축연단 콘크리트 변형률(ϵ_{c80})은 다음과 같이 재정리될 수 있다.

$$\epsilon_{c80} = (\psi - 1) \left(\frac{\epsilon_{ccu}' - \epsilon_{85}}{0.15} \right) + \epsilon_{ccu}' \quad (14)$$

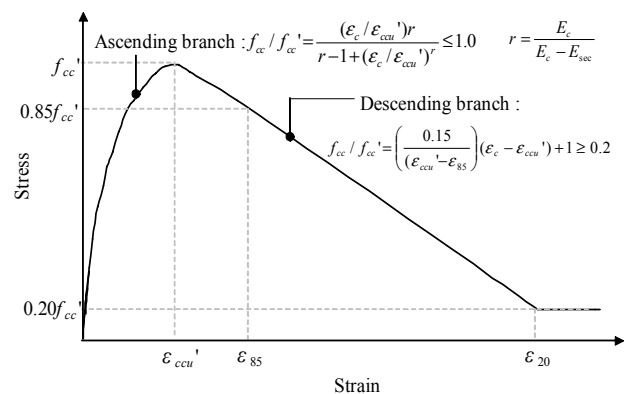


Fig. 4 Stress-strain relationship of confined concrete proposed by Razvi and Saatcioglu⁸⁾

최종적으로 항복곡률 및 최대내력 이후 최대모멘트 80%의 곡률은 식 (8)~(11)과 (14)를 이용하여 산정할 수 있다. 이는 ϵ_{c80} 이 구속효과에 의해서 현저하게 영향을 받기 때문에 적용된 모델에 따라서 곡률이 달라질 수 있음을 의미합니다.

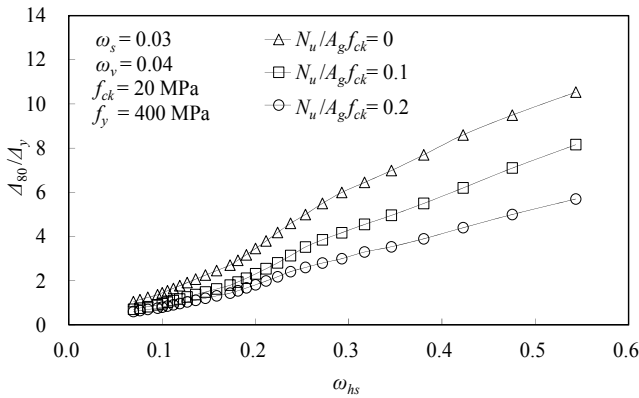
2.3 주요변수의 영향

변위연성비의 기본모델은 주요변수의 영향을 평가하기 위해서 변수연구를 수행하였다. 선택된 변수들의 범위는 다음과 같다. 압축강도(f_{ck})는 20~100 MPa, 철근의 항복강도(f_y)는 400~600 MPa, 경계요소내 인장철근지수(ω_s)는 0.006

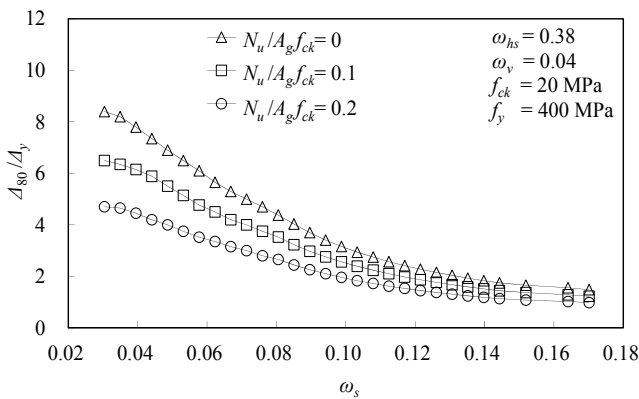
~0.668, 웨브내의 수직철근지수(ω_v)는 0.01~0.21, 벽체길이 대비 경계요소길이비(l_c/l_w)는 0.1~0.3, 벽체길이(l_w)는 1000~6000 mm, 형상비(h_w/l_w)는 2~7, 축력비지수(ω_p)는 0~0.21, 횡보강근 체적지수($\omega_{hs} = \frac{A_{hs}\{(b_w+l_c)(2+0.5n_t)\} f_{yhs}}{b_w l_c s_{hs} f_{ck}}$)는 0.05~0.55인데, 여기서, A_{hs} , s_{hs} 와 f_{yhs} 는 각각 횡보강근의 단면적, 간격 및 항복강도를, n_t 는 내부크로스 타이 개수를 나타낸다. Fig. 5에는 각 주요변수에 따른 변위연성비를 나타내었다. 인장철근 및 수직철근지수가 각각 0.03과 0.04인 전단벽에서의 변위연성비는 횡보강근 체적지수가 0.1에서 0.35로 증가될 때에 3.5배 증가하였으며, 동일한 횡보강근 체적지수에서 축력비가 0에서 0.2로 증가될 때에는 약 42% 수준으로 급격히 감소하였다(Fig. 5(a)). 또한 전단벽의 변위연성비는 동일한 변수에서 경계요소내 인장철근 및 수직철근 지수에 현저한 영향을 받았다. 인장철근지수 및 수직철근지수가 각각 0.03에서 0.10로, 0.04에서 0.14로 약 3.5배 증가하면, 변위연성비는 약 0.73% 수준으로 감소하였다(Fig. 5(b), (c)). 이러한 경향들은 Pilakoutas and Elnashai¹²⁾와 Oesterie et al.^{13,14)}의 실험결과와 유사하였다. 따라서 변위연성비는 축력비, 횡보강근체적지수, 인장철근 및 수직철근지수에 의해 현저한 영향을 받기 때문에 모델정립시 이 변수들에 대한 고려가 반드시 필요하다.

2.4 모델의 일반화

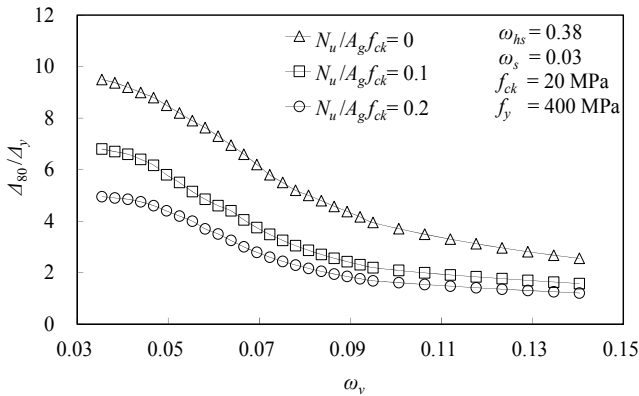
식 (5)로부터 μ_{Δ} 는 최대내력 이후 최대모멘트의 80% 곡률(ϕ_{80})과 항복모멘트에서의 곡률(ϕ_y) 및 등가소성힌지길이(l_p)에 의해 결정된다. 또한, ϕ_{80} 과 ϕ_y 는 이전의 절에서 정립된 식 (6)~(11)과 (14)에 의해서 경계요소내 인장 및 압축철근, 웨브내의 수직철근, 축력과 횡보강근에 의해 현저히 영향을 받음을 알 수 있다. 이와 같이 μ_{Δ} 는 다양한 변수들로 구성되어 있어 계산과정이 복잡하므로 이전의 절 변수연구에서 평가된 주요변수들의 영향들을 회귀분석하여 식을 단순화 하였다. 단순모델식은 각 영향변수들이 다양한 형태로 반복적으로 조합되면서 상관계수가 비교적 높을때로 선정하였다. μ_{Δ} 는 Fig. 6에 나타낸 바와 같이 변



(a) Transverse reinforcement index



(b) Longitudinal reinforcement index



(c) Vertical reinforcement index

Fig. 5 Effect of different parameters on the displacement ductility ratio

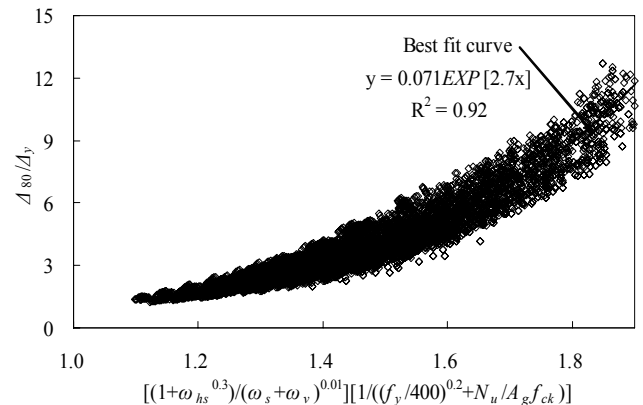


Fig. 6 Simplification of displacement ductility ratio

수연구로부터 횡보강근 체적지수(ω_{hs}), 인장철근지수(ω_s) 및 수직철근지수(ω_v), 인장철근 항복강도(f_y)와 축력비($N_u/A_g f_{ck}$)의 함수로 다음과 같이 제시될 수 있었다.

$$\mu_{\Delta} = 0.071 \text{EXP}(2.7\xi) \quad (15.a)$$

$$\xi = \left\{ \frac{1 + \omega_{hs}^{0.3}}{(\omega_s + \omega_v)^{0.01}} \right\} \left\{ \frac{1}{(f_y/400)^{0.2} + (N_u/A_g f_{ck})} \right\} \quad (15.b)$$

위 식으로부터 철근콘크리트 전단벽의 변위연성은 횡보강근 체적지수가 증가하거나 인장철근 및 수직철근지수와 축력비의 감소할때에 증가될 수 있다. 또한 식 (15)는 횡보강근체적지수를 포함하고 있어 소요연성에 따른 경계요소설계에 이용될 수 있다.

3. 제시된 모델과 실험결과의 비교

제시된 변위연성비의 단순모델은 휨 항복형 철근콘크리트 전단벽의 실험결과^[12-20]와 비교하였다(Fig. 7). 제시된 모델식과 비교된 실험결과^[12-20]는 형상비가 2.5이상으로 단면이 직사각형, 바벨형 및 플랜지형, 전단벽의 길이 대비 경계요소길이비(l_o/l_w)가 0.053~0.183, 압축강도(f_{ck})가 18.2~75.1 MPa, 경계요소내 압축철근(ω_s') 및 인장철근지수(ω_s)가 0.04~0.35, 수직철근지수(ω_v)가 0.018~0.098, 축력지수(ω_p)가 0~0.24, 수평철근비(ρ_h)가 0.004~0.012, 횡보강근 체적지수(ω_{hs})가 0.039~0.55이다(Appendix 참고). 제시된 모델은 ω_{hs} 가 0.35이상인 높은 영역에서 다소 불안전적으로 예측되는 값들이 다소 존재하지만, 실험결과 대비 평균, 표준편차 및 변동계수가 1.05, 0.19 및 0.18으로 대부분의 실험결과를 안전측으로 예측하였다. 특히 축력비가 0.2이상이거나 콘크리트 압축강도가 50 MPa 이상인 고강도 영역에서 실험결과의 경향을 대체적으로 잘 예측하였다. 하지만, 제안모델은 0.360의 매우 높은 축력지수를 갖는 실험체인 Zhang and Wang의 SW8 실험체를 약 71% 과소평가하였다.

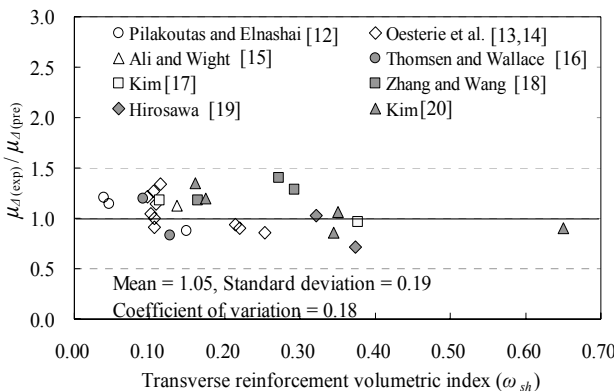


Fig. 7 Comparisons of predictions and measured displacement ductility ratios

4. 결 론

본 연구에서는 철근콘크리트 전단벽의 경계요소설계에 서 변위연성비를 합리적으로 평가할 수 있는 단순모델을 제시하였다. 적용대상은 대칭형 단면형상, 2.0이상의 형상비 및 0.2이하의 축력비를 갖는 취성파괴가 배제된 휨 항복형 철근콘크리트 전단벽이다. 곡률은 Yang에 의해 제시된 중립축깊이모델과 변형률 적합조건과 힘의 평형 조건에 의해 산정된 압축연단 콘크리트변형률로부터 유도되었다. 특히, 최대내력 이후 최대모멘트 80%에서의 압축연단 콘크리트변형률은 Razvi and Saatcioglu의 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계의 하강기울기를 이용하여 경계요소내의 구속효과와 최대내력 이후의 콘크리트의 감소 효과를 반영하였다. 변위연성비의 기본모델은 부재길이에 따른 이상화된 곡률분포와 등가소성힌지길이를 이용하여 유도하였으며, 변수연구로부터 횡보강근체적지수(ω_{hs}), 인장철근(ω_s) 및 수직철근지수(ω_v), 인장철근항복강도(f_y) 및 축력비($N_u/A_g f_{ck}$)의 함수로 단순화할 수 있었다. 제시된 변위연성비의 단순모델은 실험결과 대비 평균, 표준편차 및 변동계수가 각각 1.05, 0.19 및 0.18로서 대부분 실험결과를 안전측으로 예측하였는데, 특히 고축력과 콘크리트 고강도 영역에서 실험결과의 경향을 잘 예측하였다. 이에 따라 제시된 변위연성비 모델은 철근콘크리트 전단벽의 연성을 합리적으로 평가할 수 있으며, 횡보강근의 체적지수의 함수를 포함함으로써 소요연성에 대한 경계요소설계에 쉽게 이용될 수 있을 것으로 기대된다.

감사의 글

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

References

1. Park, R. and Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", Wiley Interscience Publication, New Jersey, USA, 1933, pp. 769.
2. Paulay, T. and Priestley, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", Wiley Interscience Publication, New Jersey, USA, 1992, pp. 768.
3. Kang, S.M. and Park, H.G., "Ductility Confinement of RC Rectangular Shear Wall", *Journal of Korea Concrete Institute*, Vol. 14, No. 4, 2002, pp. 530-539.
4. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary", *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan, USA, 2011, pp. 503.
5. European Standard EN 1992-1-1:2004, "Eurocode 2 : Design of Concrete Structures", British Standard, Brussels, Belgium, 2004, pp. 225.

6. Bertero, V.V., "Design Guidelines for Ductility and Drift Limits: Review of State-of-the-practice and State-of-the-art in Ductility and Drift-based Earthquake-resistant Design of Buildings", Report No. EERC-91/15, 1991, pp. 149.
7. Sheikh, S.A. and Houry, S.S., "Confined Concrete Columns with Stubs", *ACI Journal*, Vol. 90, No. 4, 1993, pp. 414-431.
8. Razvi, S. and Saatcioglu, M., "Confinement Model for High-Strength Concrete", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 3, 1999, pp. 281-289.
9. Watson, S., Zahn, F.A., and Park, R., "Confining Reinforced for Concrete Columns", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 6, 1994, pp. 1798-1824.
10. Yang, K.H., "Development of Performance-Based Design Guideline for High-Density Concrete Walls", *Technical Report (2nd. year)*, Kyonggi University, 2013, pp. 115.
11. Mun, J.H. and Yang, K.H., "Equivalent Plastic Hinge Length Model for Reinforced Concrete Shear Walls with Boundary Elements", *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, Vol. 80, No. 2, 2014. under published.
12. Pilakoutas, K. and Elnashai, A., "Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Cantilever Walls, Part I: Experimental Results", *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 3, 1995, pp. 271-281.
13. Oesterle, R.G., Fiorato, A.E., Johal, L.S., Carpenter, J.E., Russell, H.G., and Corley, W.G., "Earthquake Resistant Structural Walls – Tests of Isolated Walls", Report to National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1976, pp. 233.
14. Oesterle, R.G., Aristizabal-Ochoa, J.D., Fiorato, A.E., Russell, H.G., and Corley, W.G., "Earthquake Resistant Structural Walls – Tests of Isolated Walls Phase II", Report to National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1979, pp. 208.
15. Ali, A. and Wight, J. K., "RC Structural Walls with Staggered Door Openings", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 5, 1991, pp. 1514-1531.
16. Thomsen IV, J.H. and Wallace, J. H., "Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls- Experimental Verification", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 4, 2004, pp. 618-630.
17. Kim, L.B., "Seismic Performance of Free-Edge Wall-Ends with Interlocking Spiral Reinforcement", M.S. Thesis, Department of Architecture, Seoul National University, South Korea, 2001, pp. 88.
18. Zhang, Y. and Wang, Z., "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to High Axial Loading", *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 5, 2000, pp. 739-749.
19. 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, Japan, 1975, pp. 277.
20. Kim, M.J., "An Experimental Study on Boundary Element Reinforcements of High-Strength Concrete Bearing Walls", Ph.D. thesis, Program in Architectural Engineering, Konkuk University, South Korea, 1998, pp. 83.

요 약 이 연구에서는 철근콘크리트 전단벽의 경계요소의 연성설계를 위한 변위연성비모델을 제시하였다. 부재의 길이에 따른 곡률과 자유단에서의 변위를 산정하기 위한 전단벽의 단면의 변형률 및 내부힘들의 분포는 베르누이(Bernoulli)의 정리, 변형률 적합조건 및 힘의 평형조건을 이용하여 이상화하였다. 경계요소내의 횡보강근에 의한 구속효과는 Razvi and Saatcioglu에 의해 제시된 콘크리트의 응력-변형률 관계를 이용하여 고려하였다. 항복시 및 최대내력 이후 최대모멘트 80%에서의 곡률은 등가소성 힌지길이 개념을 도입하여 변위값으로 환산하였다. 일반화된 변위연성비의 모델은 다양한 범위에서 수행된 변수연구로부터 얻어진 데이터들의 회귀분석을 통하여 단순식으로 정립되었다. 제시된 단순모델은 실험결과 대비 평균, 표준편차 및 변동계수가 각각 1.05, 0.19 및 0.18로 대부분의 실험결과와 경향을 잘 예측하였다. 따라서 제시된 모델은 경계요소에서 소요연성비에 따른 횡보강근의 상세를 결정하는데 쉽게 이용될 수 있을 것으로 기대된다.

핵심용어 : 전단벽, 경계요소, 변위연성비, 곡률

APPENDIX

Table A1 Summary for details of the existing shear wall specimens used for comparisons

Author	Specimens	f_{ck}	Section type	l_c/l_w	h_w/l_w	ω_s	ω_v	ω_p	ω_{hs}	ρ_h	$\mu_{\Delta(\text{exp})}/\mu_{\Delta(\text{pre})}$
Pilakoutas and Elnashai ¹²⁾	SW4	36.9	Rectangular	0.183	2.0	0.087	0.048	0	0.149	0.004	0.88
	SW8	45.8	Rectangular	0.183	2.0	0.066	0.038	0	0.047	0.004	1.14
	SW9	38.9	Rectangular	0.183	2.0	0.078	0.045	0	0.039	0.006	1.21
Oesterie et al. ^{13,14)}	B3	47.3	Barbell	0.160	2.4	0.051	0.018	0.003	0.101	0.003	1.05
	B4	45.0	Barbell	0.160	2.4	0.054	0.020	0.003	0.107	0.003	1.00
	B5	45.3	Barbell	0.160	2.4	0.174	0.020	0.003	0.106	0.006	0.91
	B6	21.8	Barbell	0.160	2.4	0.358	0.040	0.222	0.220	0.006	0.90
	B7	49.3	Barbell	0.160	2.4	0.164	0.018	0.126	0.097	0.006	1.21
	B8	42.0	Barbell	0.160	2.4	0.189	0.022	0.148	0.114	0.014	1.34
	B9	44.1	Barbell	0.160	2.4	0.181	0.021	0.141	0.109	0.006	1.14
	B10	45.6	Barbell	0.160	2.4	0.094	0.020	0.136	0.105	0.006	1.27
	F1	38.4	Flange	0.053	2.4	0.217	0.031	0.003	0.253	0.007	0.86
	F2	45.6	Flange	0.053	2.4	0.198	0.026	0.081	0.214	0.006	0.94
Ali and Wight ¹⁵⁾	W1	34.1	Barbell	0.104	2.9	0.088	0.054	0.088	0.137	0.003	1.13
Thomsen and Wallace ¹⁶⁾	RW1	31.6	Rectangular	0.156	3.0	0.061	0.030	0.102	0.091	0.003	1.20
	RW2	34.0	Rectangular	0.156	3.0	0.057	0.028	0.102	0.127	0.003	0.83
Kim ¹⁷⁾	WT8	27	Rectangular	0.180	2.3	0.075	0.048	0.102	0.113	0.004	1.18
	WS5	27	Rectangular	0.180	2.3	0.075	0.048	0.102	0.377	0.004	0.96
Zhang and Wang ¹⁸⁾	SW7	29.7	Rectangular	0.143	2.1	0.123	0.046	0.247	0.293	0.010	1.29
	SW8	32	Rectangular	0.143	2.1	0.090	0.042	0.360	0.272	0.010	1.40
	SW9	35.4	Rectangular	0.143	2.1	0.196	0.038	0.247	0.164	0.010	1.18
Hirosawa ¹⁹⁾	82-B206a	21.2	Rectangular	0.250	2.4	0.241	0.084	0.121	0.321	0.009	1.02
	83-B206b	18.2	Rectangular	0.250	2.4	0.281	0.098	0.142	0.374	0.009	0.72
Kim ²⁰⁾	H1A	51.7	Rectangular	0.240	2.0	0.042	0.042	0.104	0.175	0.007	1.19
	H1B	51.7	Rectangular	0.240	2.0	0.042	0.042	0.104	0.350	0.007	1.06
	H1C	51.7	Rectangular	0.240	2.0	0.042	0.042	0.111	0.651	0.007	0.90
	H2A	75.1	Rectangular	0.240	2.0	0.053	0.053	0.104	0.161	0.012	1.35
	H2B	75.1	Rectangular	0.240	2.0	0.053	0.053	0.104	0.344	0.012	0.86
Total	Mean										1.05
	Standard deviation										0.19
	Coefficient of variation										0.18