PS강선으로 보강한 콘크리트 벨트월의 전단설계

Shear Design of Concrete Belt Walls Reinforced with Post-Tensioning Bars

엄태성* · 김주연** · 김지영*** · 김재요**** · 김대영*****

Eom, Tae-Sung · Kim, Ju-Yeon · Kim, Ji-Young · Kim, Jae-Yo · Kim, Dae-Young

Abstract

In the present study, shear design methods for concrete belt walls reinforced with pre-stressing steel bars (PS belt walls) were developed. For diagonally reinforced PS belt walls, a strut-and-tie model based on strain-compatibility was proposed to evaluate the shear strength and maximum deformation. For vertically and horizontally reinforced PS belt walls, on the other hand, shear strengths and deformations at concrete cracking and ultimate state were evaluated based on the Compression Field Theory. Design examples for PS belt walls were illustrated and the aspects of the load-transfer and design considerations were discussed. The results showed that diagonally reinforced PS belt walls exhibited brittle shear failure due to concrete crushing before yielding of PS bars. In addition, since the concrete strut rather than PS bars carries significant shear, attention should be paid on the detailing of the nodal zone. On the other hand, vertically and horizontally reinforced PS belt walls failed due to the yielding of PS bars before concrete crushing. However, the number of PS bars for shear design was increased and the reduction in the stiffness after shear cracking was significant.

Key words : Belt wall, Shear design, Strut-and-tie model, Compression field theory, Prestressed concrete, High-rise building

요 지

본 연구에서는 대각 및 수직수평으로 배치된 PS강선으로 보강된 벨트월의 전단설계 방법을 개발하였다. 대각으로 배치한 PS강선으로 보강한 벨트월의 경우 변형적합조건에 기반한 스트럿-타이모델을 사용하여 벨트월의 극한전단강도 및 파괴변형을 평가하였다. 수직수평으로 배치한 PS강선으로 보강된 벨트월은 압축응력장이론을 사용한 PS벨트월의 전단설계법을 제안하고, 균열 및 극한한계상태의 강도 및 변형을 평가하였다. 제안된 방법을 사용하여 PS강선 보강 벨트월의 전단설계 예제를 제시하고, PS벨트월의 하중전달 특성과 구조설계 고려사항에 대하여 논하였다. 연구 결과, 대각 보강된 PS벨트월은 PS강선 항복 이전에 대각방향 콘크리트 압괴에 의한 전단취성파괴가 발생하였다. 또한 콘크리트 스트럿 주변의 응력집중이 발생하므로, 벽체 모서리 및 슬래브 경계면에 대한 상세설계가 필요한 것으로 나타났다. 반면, PS강선을 수직수평으로 배치한 벨트월은 응력집중이 완화되고 콘크리트의 압괴 이전에 PS강선의 항복으로 파괴되지만, 동일한 전단저항에 소요되는 PS강선 개수가 증가하였고 구조설계 시 PS강선 항복에 따른 강성저하를 고려하는 것이 필요한 것으로 나타났다.

핵심용어 : 벨트월, 전단설계, 스트럿-타이모델, 압축장이론, 프리스트레스트콘크리트, 고층건물

1. 서 론

풍하중, 지진하중 등 횡하중으로 인한 횡변위를 제어하기 위하여, 고층건물에서는 건물 내부의 코어벽(core wall)과 외부의 기둥(perimeter column)을 강하게 묶어주는 아웃리거와 벨트트러스(belt truss) 구조가 널리 사용되고

있다. 코어벽과 외곽 기둥은 철근콘크리트 또는 철골철근콘크리트 구조로 계획되지만, 아웃리거와 벨트트러스는 큰 하중전달을 위하여 트러스 강구조로 계획하는 것이 일반적이다. 그러나 최근 들어 고층건물의 시공성을 높이고 공기를 단축하며 골조 건설비용을 줄이는 방법으로, 아웃리거 및 벨트트러스를 콘크리트 구조벽으로 대체하는 아웃리거월(outtrigger

*정회원. 대구가톨릭대학교 건축학부 조교수(E-mail: tseom@cu.ac.kr)

Member. Assistant Professor, Department of Architecture, Catholic University of Daegu

**교신저자. 정회원. 대구기술연구원 방재연구팀 선임연구원(Tel: +82-31-250-1258, Fax: +82-31-250-1213, E-mail: juyeon.kim@daewooenc.com)

Corresponding Author. Member. Senior Researcher, Disaster Prevention Research Team, DAEWOO E&C

***정회원. 대구기술연구원 방재연구팀 책임연구원(E-mail: jiyoung.kim@daewooenc.com)

Member. Principal Researcher, Disaster Prevention Research Team, DAEWOO E&C

****정회원. 광운대학교 건축공학과 부교수

Member. Associate Professor, Department of Architectural Engineering, Kwangwoon University

*****정회원. 대구기술연구원 방재연구팀 상무

Member. Managing Director, Disaster Prevention Research Team, DAEWOO E&C

Fig. 1 Lateral Load Transfer by Belt and Core Walls in High-Rise Buildings

wall) 및 벨트월(belt wall) 공법이 시도되고 있다.

Fig. 1은 고층건물에서 코어월과 벨트월에 의한 하중전달 메커니즘을 개념적으로 보여준다. 벨트월은 좌·우 기둥과 상·하 슬래브로 둘러싸인 구조벽으로, Fig. 1(b)에 나타난 바와 같이 외곽 기둥을 벨트월로만 묶어주는 경우에도 가상의 아웃리저 효과(virtual outrigger effect, Nair 1998)에 의하여 별도의 아웃리저 구조 없이도 코어월의 전단력 및 휨모멘트를 줄일 수 있을 뿐만 아니라 건물의 횡변위를 감소시킬 수 있다. 즉, Fig. 1(c)에 나타난 바와 같이 코어월로부터 큰 수평 전단력이 슬래브를 통하여 벨트월로 전달되고, 수평 전단력은 다시 벨트월과 기둥 사이에 수직방향의 전단력을 발생시킨다. 이러한 하중전달 과정을 통하여 코어월의 휨모멘트가 외부 기둥의 인장-압축 작용으로 전환된다.

Fig. 1(c)에 나타난 바와 같이 벨트월은 인장 또는 압축의 축력 없이 거의 순수전단으로 큰 하중에 저항하여야 하므로, 구조설계에 주의하여야 한다. 일반적인 전단설계 방법을 사용할 경우, 큰 전단력을 받는 벨트월의 전단응력이 KCI 2012 (한국콘크리트학회 2012), ACI 318-11(ACI Committee 318, 2011)등 설계기준에서 허용하는 최대 보강응력($=0.667\sqrt{f_{ck}}$, f_{ck} = 콘크리트 설계압축강도)을 초과할 수 있고, 또한 큰 전단응력에 의하여 콘크리트 벨트월에 경사 전단균열이 사용하중에서 크게 발생될 우려가 있다. 대안으로 최근 포스트텐션링(post-tensioning, 이하 PS) 방법으로 콘크리트 벽체를 보강하여 전단균열을 제어하고 전단저항성능을 개선하는 방법이 초고층건물의 아웃리저월 및 벨트월 설계에 시도되고 있다.

Fig. 2(a)와 (b)는 PS강선을 각각 대각방향 및 수직·수평 방향으로 배치하여 보강하는 프리스트레스트 벨트월(PS벨트월) 보강 상세를 보여준다. 긴장력이 도입되는 PS강선은 벨트월의 전단균열이 조기에 발생되지 않도록 억제하고, 또한

전단균열 이후에는 벨트월의 극한한계상태에서 전단보강근 역할을 한다. Fig. 2(a)에 나타난 바와 같이 대각으로 배치된 PS강선은 전단에 의한 주응력 방향에 가까우므로 효율적인 전단보강이 가능하다. 하지만 벽체 모서리에 많은 수의 PS강선과 정착구가 집중 배치되므로, 시공이 어렵고 과도한 응력 집중이 발생할 우려가 있다. 반면, Fig. 2(b)에 나타난 바와 같이 PS강선을 수직·수평방향으로 배치하는 경우, 시공이 편리하고 응력을 벨트월 전 영역에 고르게 분포시킬 수 있다. 하지만 주응력의 방향과 PS강선의 배치 방향이 일치하지 않으므로, 전단보강 효과는 대각 배치보다 좋지 않다.

본 연구에서는 Fig. 2에 나타난 대각 및 수직·수평 PS강선으로 보강된 벨트월의 전단설계 방법을 제안하였다. PS강선의 배치에 따라 변형적합조건(strain-compatibility condition)에 기반한 스트럿-타이모델(strut-and-tie model)과 압축응력장 이론(compression field theory)을 사용한 PS벨트월의 전단설계 이론을 정립하였다. 설계 예제를 제시하고, PS강선 배치에 따른 벨트월의 하중전달 특성과 구조설계 고려사항에 대하여 논하였다.

2. 재료모델

Fig. 3(a)는 PS벨트월의 전단설계를 위하여 본 연구에서 사용하는 콘크리트의 재료모델을 보여준다. 일반적으로 압축을 받는 콘크리트는 비선형의 응력-변형률 관계를 보이지만, 본 연구에서는 계산의 편리성을 위하여 Fig. 3(a)에 나타난 바와 같이 압축을 받는 콘크리트의 응력-변형률 관계를 탄성강성 $E_c (=4700\sqrt{f_{ck}})$, ACI Committee 318, 2011) 또는 활선강성 E_{cs} 를 따르는 선형거동으로 단순화하였다. 응력이 크지 않은 사용한계상태에서는 탄성강성 E_c 를 따르고, 균열이 발생된 이

Fig. 2 Configurations and Reinforcement Details of Concrete Belt Walls Using PS Steel Bars

Fig. 3. Stress-Strain Relationships of Concrete and PS Steel Bars for Shear Design

후의 극한한계상태에서는 강성저하를 고려하여 감소된 할선 강성 $E_{cs}(=f_{ck}/\epsilon_{co})$ 을 따른다. f_{ck} 및 ϵ_{co} 는 콘크리트 압축강도와 이에 대응하는 압축변형률(≈ 0.002)이다. 인장을 받는 콘크리트는 탄성강성 E_c 을 따르는 선형거동으로 단순화하고, 콘크리트의 설계인장강도는 $f_{tk}=(0.21(f_{ck}))^{2/3}$, European Committee for Standardization, 2004)을 사용한다.

Fig. 3(b)는 PS강선의 응력-변형률 관계를 보여준다. 일반적으로 고강도 철선의 경우 항복점이 불분명한 거동을 보이지만, 본 연구에서는 EC2(European Committee for Standardization, 2004)에 따라 이선형거동으로 단순화하였다. PS강선의 설계항복응력 f_{py} 는 인장강도 f_{pu} 의 90%를 사용하고, 탄성강성은 $E_p=195$ GPa를 사용하며, 항복 이후의 변형 경화거동은 $E_{pp}=0.05E_p$ 를 사용하여 모델링한다(European Committee for Standardization, 2004).

3. 대각보강 PS벨트월의 전단설계

PS강선을 대각으로 배치한 벨트월의 전단강도는 스트럿-타이모델을 사용하여 평가하는 것이 편리하다(Fig. 2(a) 참조). Fig. 4(a)는 대각으로 보강된 PS벨트월의 스트럿-타이모델을 보여주는데, PS 긴장력이 도입되는 대각선 방향에 응력 집중이 발생하여 벨트월 전체의 응력 및 변형 분포가 불균일하므로, PS강선의 배치 방향에 따라 벨트월을 X형의 트러스로 모델링한다. 인장변형이 발생하는 대각요소는 PS강선 타이로 모델링하고, 압축변형이 발생하는 대각요소는 콘크리트 스트럿 및 PS강선 타이로 구성된다. PS강선 타이 요소의 위치 및 각도(θ)는 Fig. 2(a)에 나타난 PS강선의 실제 배열과 동일하다. 실제 PS벨트월의 스트럿 각도는 PS강선의 배치방향과 다를 수 있지만, 본 연구에서는 계산의 편의를 위하여 콘크리트 스트럿의 방향이 PS강선과 동일한 각도(θ)라 가정한다. Fig. 3에 보는 바와 같이 PS강선의 인장강도 및 항복변형률은 각각 콘크리트 압축강도 및 파괴변형률보다 훨씬 크므로, 극한한계상태에서 재료변형을 고려하여 PS벨트월의 전단설계를 수행하여야 한다. 본 연구에서는 대각 보강 PS벨트월의 전단설계 방법으로 변형적합조건에 기반한 스트럿-타이모델을 개발하였다.

PS강선의 초기 긴장응력은 $\sigma_{pp}(>0)$ 이고, PS강선의 프리스

트레싱에 의하여 콘크리트를 구속하는 압축응력을 $\sigma_{cp}(>0)$ 로 정의한다. 따라서 콘크리트 스트럿과 PS강선 타이의 초기 응력은 각각 σ_{cp} (압축) 및 σ_{pp} (인장)이다. 콘크리트 스트럿 및 PS강선의 초기 응력 및 변형률은 Fig. 4(c)와 (d)에 나타냈는데, σ_{cp} 및 σ_{pp} 에 대응하는 콘크리트 스트럿과 PS강선 타이의 초기 변형률은 각각 $\epsilon_{cp}(=\sigma_{cp}/E_c, \text{ 압축})$ 및 $\epsilon_{pp}(=\sigma_{pp}/E_p, \text{ 인장})$ 이다(Fig. 4(c) 및 (d)의 A점 참조).

Fig. 4(b)는 PS벨트월의 변형 형상을 보여주는데, 좌·우 기둥과 상·하 슬래브로 둘러싸인 벨트월에는 순수전단에 의한 전단변형 γ 가 지배적으로 발생된다. 전단변형 γ 에 의하여 콘크리트 스트럿 및 PS강선 타이 요소가 배열된 대각방향의 인장·압축 변형률 $\epsilon_{\theta}(>0)$ 가 발생된다(Fig. 4(b) 참조).

$$\epsilon_{\theta} = \gamma \cos \theta \sin \theta \quad (a)$$

벨트월에 전단력이 작용하면 대각방향 콘크리트 스트럿의 압축과파괴 발생하거나 또는 PS강선 인장 타이의 파단이 발생할 수 있다. Fig. 3에 나타난 바와 같이 PS강선의 항복변형률은 콘크리트 압축파괴변형률보다 크므로, PS벨트월의 전단파괴는 콘크리트 스트럿의 압축파괴에 의하여 지배된다. 따라서 PS벨트월의 극한한계상태는 전단변형 γ 에 의하여 증가된 콘크리트 스트럿의 압축변형률이 ϵ_{co} 에 도달하는 시점으로 정의할 수 있다(Fig. 4(c)의 B점 참조).

$$\epsilon_{\theta u} = \epsilon_{co} - \epsilon_{cp} \quad (b)$$

여기서, $\epsilon_{\theta u}$ 는 극한한계상태의 θ 방향의 축변형률 증분이다.

극한한계상태에서 콘크리트 스트럿이 저항하는 압축력 C_{cs} 은 다음과 같다.

$$C_{cs} = 0.85 \beta_s f_{ck} A_{cs} \quad (c)$$

여기서, A_{cs} =콘크리트 스트럿의 단면적, β_s =스트럿 직각방향의 균열에 의한 콘크리트 압축강도 저하를 고려하는 계수(=0.75, 한국콘크리트학회 2012, ACI Committee 318 2011)로서 $0.85 \beta_s f_{ck}$ 는 콘크리트 스트럿의 유효압축강도를 나타낸다.

콘크리트 스트럿과 나란히 배치되는 PS강선은 초기 인장 프리스트레스 σ_{pp} 의 영향으로 압축변형률 $\epsilon_{\theta u}$ 에도 불구하고 극한한계상태에서 인장응력을 발휘한다(Fig. 4(d)의 B' 참조). 스트럿과 나란한 PS강선 타이의 인장력 T_{tc} 는 다음과 같다.

$$T_{tc} = [\sigma_{pp} - E_p \epsilon_{\theta u}] n_p A_{ps} \quad (d)$$

여기서, A_{ps} =PS강선 한 개의 단면적, n_p =한 방향의 PS강선 개수이다.

반면, 콘크리트 스트럿과 교차하는 PS강선은 극한한계상태에서 큰 인장력 T_u 를 발휘하며 벨트월의 전단에 저항한다. Fig. 4(d)의 B점은 스트럿과 반대방향으로 배치된 PS강선의 응력-변형률 관계를 보여주는데, PS강선의 인장력 T_u 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$T_u = [\sigma_{pp} + E_p \epsilon_{\theta u}] n_p A_{ps} \quad (e)$$

Fig. 4(d)의 B점이 PS강선의 항복점을 넘어 비탄성 영역에 있다면, 탄성강성 E_p 를 사용하는 식(e)는 PS강선의 인장력을 조금 과대평가하게 된다. 하지만 대부분의 경우 극한한계 상태에서 PS강선의 응력은 항복응력 T_u 보다 작고, 식(b)에서 $\varepsilon_{\theta u}$ 는 ε_{co} (≈ 0.002)보다 작으므로 식(e)에 의한 PS강선 인장력의 과평가 또한 제한적이다. 본 연구에서는 간편한 계산을 위하여 식(e)를 사용하였다.

PS벨트월의 공칭전단강도 V_n 는 식(c)~(e)로부터 계산되는 대각 스트럿 및 타이 요소들의 압축력과 인장력을 합한 다음 수평성분을 취하여 구한다.

$$V_n = (C_{cs} - T_{tc} + T_{tt}) \cos \theta$$

$$= [0.85 \beta_s f_{ck} A_{cs} + 2E_p \varepsilon_{\theta u} n_p A_{ps}] \cos \theta \quad (f)$$

Fig. 4(e)는 대각으로 보강된 PS벨트월의 하중-전단변형 관계를 보여준다. 극한한계상태에서 대각 콘크리트 스트럿의 압괴가 발생하므로, PS벨트월은 최대전단강도 V_n 에 도달한 이후에 급격하게 하중재하능력이 저하된다. PS벨트월의 최대전단변형 γ_u 는 식(a)로부터 다음과 같이 계산된다.

$$\gamma_u = \frac{\varepsilon_{\theta u}}{\cos \theta \sin \theta} \quad (g)$$

공칭전단강도 V_n 과 최대전단변형 γ_u 는 응력으로 표현하는 것이 계산에 편리하다. 식(b), $\varepsilon_{co} = f_{ck}/E_{cs}$ (Fig. 3(a) 참조), $\varepsilon_{cp} = \sigma_{cp}/E_c$ 로부터 V_n 과 γ_u 는 다음과 같이 정리된다.

$$V_n = 0.85 \beta_s f_{ck} A_{cs} \cos \theta + 2E_p \left(\frac{f_{ck}}{E_{cs}} - \frac{\sigma_{cp}}{E_c} \right) n_p A_{ps} \cos \theta \quad (h)$$

$$\gamma_u = \left(\frac{f_{ck}}{E_{cs}} - \frac{\sigma_{cp}}{E_c} \right) \frac{1}{\cos \theta \sin \theta} \quad (i)$$

엄밀하게 말하여 콘크리트 스트럿은 Fig. 4(a)에 나타난 직

사각형 형상과 달리 벨트월 중앙부로 갈수록 스트럿의 압축 응력이 보다 넓은 영역으로 분포하는 병모양에 가깝게 된다. 하지만 본 연구에서는 보수적인 설계를 위하여 절점영역의 스트럿 크기에 근거하여 콘크리트 스트럿의 압축강도를 평가하였다. 또한 대각으로 배치된 PS강선은 벨트월의 전단균열을 직접적으로 보강하므로, 균열 발생이 지연되고 균열 이후에도 콘크리트 스트럿의 압축강도 저하를 완하시킨다. 하지만 대각 보강 PS벨트월은 콘크리트 스트럿 압괴에 의하여 취성적으로 파괴하므로, 보수적인 전단설계를 위하여 본 연구에서는 콘크리트 스트럿의 유효압축강도는 KCI 2012 및 ACI 318-11에서 제안하는 스트럿의 유효압축강도 $0.85 \beta_s f_{ck}$ 를 사용하였다(식(c) 및 Fig. 4(c) 참조).

4. 수직·수평보강 PS벨트월의 전단설계

Fig. 5(a)는 PS강선을 수직·수평으로 배치한 벨트월의 균열, 응력, 변형률 등을 보여준다. 벨트월은 순수전단에 의한 균일한 응력장 및 변형장이 발생하므로, Fig. 5(a)와 같이 벨트월의 거동은 단위 콘크리트 면요소의 응력 및 변형률로 대표할 수 있다. 균일한 응력장 및 변형장을 받는 콘크리트 면요소의 강도 및 변형능력은 압축응력장이론(Vecchio and Collins 1986)을 사용하여 다음과 같이 평가할 수 있다.

Fig. 5(a)에 나타난 바와 같이 x(수평)-y(수직) 직교축방향으로 콘크리트 면요소에 작용하는 연직응력(normal stress)과 전단응력(shear stress)을 각각 σ_x, σ_y, τ 로 정의하고, 연직변형률(normal strain) 및 전단변형률(shear strain)은 각각 $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma$ 로 정의한다. 또한 $\theta = 45^\circ$ 방향으로 발생하는 콘크리트의 주인장 및 주압축 응력을 각각 σ_1, σ_2 로 정의하고, 주인장 및 주압축 변형률은 각각 $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ 로 정의한다. 수직·수평 PS

Fig. 4. Shear Design of Belt Wall Using Diagonal PS Steel Bars: Deformation-Based Strut-and-Tie Model

Fig. 5. Shear Design of Belt Wall Using Vertical and Horizontal PS Steel Bars: Compression Field Theory

강선을 동일한 철근비 및 간격으로 배치하므로 PS벨트월 콘크리트의 주응력 및 주변형률은 $\theta = 45^\circ$ 방향으로 발생된다.

Fig. 5(b)는 벨트월의 하중-전단변형 관계를 보여주는데, 콘크리트 전단균열(P점), 수직·수평 PS강선 인장항복(Q점), 콘크리트 스트럿 압축파괴(R점) 등의 주요점으로 구분할 수 있다. 각 주요점에서 PS강선의 응력 및 변형률은 Fig. 5(c)에 나타냈고, 콘크리트의 응력 및 변형률은 Fig. 5(d)~(f)에 나타냈다. 벨트월에 전단력이 작용하기 이전에는 프리스트레스가 도입된 PS강선의 구속에 의하여 콘크리트의 응력원 및 변형률원은 $\sigma_x = \sigma_y = -\sigma_{cp}$ 와 $\varepsilon_x = \varepsilon_y = -\varepsilon_{cp}$ 인 하나의 점으로 표현된다(Fig. 5(d)의 initial stress 및 initial strain 참조). 이후 벨트월에 작용하는 전단력이 증가하면서 Fig. 5(d)~(f)에 나타낸 바와 같이 콘크리트 응력원 및 변형률원이 확장된다.

Fig. 5(d)는 벨트월에 전단균열이 발생하는 시점에서 콘크리트 응력 및 변형률을 보여준다. 45° 방향의 전단균열은 주인장응력 σ_1 이 콘크리트 균열인장강도 f_{tk} 와 같게 되는 시점에 발생된다. 이때 콘크리트는 x 및 y 방향으로 팽창하므로 수직·수평으로 배치된 PS강선의 인장응력이 증가한다(Fig. 5(c)의 P점 참조). 하지만 PS강선의 의한 콘크리트 구속효과는 PS강선의 철근비에 비례하므로, 콘크리트 압축응력의 증가는 크지 않다. 따라서 Fig. 5(d)에 보는 바와 같이 벨트월 전단균열 발생 시 콘크리트의 x축 및 y축 연직응력은 $\sigma_x = \sigma_y \approx -\sigma_{cp}$ 의 근사값을 사용할 수 있다. 그러므로 벨트월의 균열전단응력 τ_{cr} 은 다음과 같다(Fig. 5(d) 참조).

$$\tau_{cr} \approx (\sigma_{cp} + f_{tk}) \quad (j)$$

벨트월 전단균열이 발생하는 P점에서 45° 방향의 콘크리트 주압축응력은 Fig. 5(d)의 응력원으로부터 $\sigma_2 = \sigma_x + \sigma_y - \sigma_1 \approx -2\sigma_{cp} - f_{tk}$ 이므로, Fig. 3(a)의 선형 응력-변형률 관계로부터 콘크리트의 주압축변형률은 $\varepsilon_2 = \sigma_2/E_c = -(2\sigma_{cp} + f_{tk})/E_c$ 이다. 또한 주인장변형률 ε_1 은 콘크리트 인장강도 $f_{tk}(=\sigma_1)$ 를 탄성계수 E_c 로 나눈 값과 같다. 따라서 벨트월의 균열전단변형 γ_{cr} 은 Fig. 5(d)의 변형률원으로부터 다음과 같이 계산된다.

$$\gamma_{cr} = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) = 2 \frac{(\sigma_{cp} + f_{tk})}{E_c} \quad (k)$$

Fig. 5(e)는 전단균열 이후 수직·수평 PS강선이 동시에 인장항복하는 시점(Fig. 5(b)와 (c)의 Q점에서 콘크리트의 응력과 변형률을 보여준다. Fig. 5(c)에 보는 바와 같이 PS강선의 응력 및 변형률은 초기 긴장상태의 σ_{pp} 및 ε_{pp} 로부터 항복점의 f_{py} 및 ε_{py} 로 증가하고, 그 결과 PS강선의 인장응력에 비례하는 콘크리트의 구속 압축응력은 s_{cp} 에서 $\sigma_x = \sigma_y = -\sigma_{cp}(f_{py}/\sigma_{pp})$ 로 증가한다(Fig. 5(e) 참조). 또한 균열이 발생된 이후이므로 콘크리트의 45° 방향의 주인장응력은 $\sigma_1 \approx 0$ 이다. 따라서 PS강선 항복이 발생하는 벨트월의 항복전단응력 τ_n 은 다음과 같다.

$$\tau_n = |\sigma_x| = \sigma_{cp} \left(\frac{f_{py}}{\sigma_{pp}} \right) \quad (l)$$

벨트월이 전단항복하는 Q점에서 전단변형 γ_u 는 Fig. 5(e)로부터 다음과 같이 계산한다. PS강선의 변형률이 ε_{pp} 로부터 항복변형률 ε_{py} 로 증가하므로, 콘크리트와 PS강선의 변형률 증분이 동일하다고 가정한다면 Q점에서 콘크리트의 x축 및 y축 방향 연직변형률은 $\varepsilon_x = \varepsilon_y \approx -\varepsilon_{cp} + (\varepsilon_{py} - \varepsilon_{pp})$ 이다. 또한 Fig. 3(a)의 선형 응력-변형률 관계로부터 콘크리트의 주압축 변형률 ε_2 은 근사적으로 주압축응력 σ_2 를 활선강성 E_{cs} 으로 나눈 값과 같다. 즉, $\varepsilon_2 \approx \sigma_2 / E_{cs}$. 따라서 벨트월의 항복전단 변형 γ_u 는 Fig. 5(e)의 변형률원으로부터 다음과 같다.

$$\gamma_u = 2|\varepsilon_x - \varepsilon_2| = 2\left[-\varepsilon_{cp} + (\varepsilon_{py} - \varepsilon_{pp}) - \frac{\sigma_2}{E_{cs}}\right] \quad (m)$$

$$\sigma_2 = -2\sigma_x = -2\sigma_{cp}\left(\frac{f_{py}}{\sigma_{pp}}\right) \quad (n)$$

벨트월의 취성파괴를 방지하기 위해서는 PS강선이 항복하는 동안 콘크리트 스트럿의 압괴가 발생하지 않아야 한다. 즉, Fig. 5(e)에 나타낸 바와 같이 식(n)으로부터 계산되는 콘크리트 압축응력($|\sigma_2|$)이 스트럿 직각방향의 인장변형률 $\varepsilon_t (= \varepsilon_1)$ 에 의하여 감소된 유효압축강도 f_{ce} (Vecchio and Collins 1986)보다 작아야 한다(식(o)~(q) 참조).

$$\varepsilon_t = \varepsilon_x + \varepsilon_y - \varepsilon_2 = 2[-\varepsilon_{cp} + (\varepsilon_{py} - \varepsilon_{pp})] - \frac{\sigma_2}{E_{cs}} \quad (o)$$

$$f_{ce} = \frac{f_{ck}}{0.8 + 0.34\varepsilon_t / \varepsilon_{co}} \leq f_{ck} \quad (p)$$

$$|\sigma_2| \leq f_{ce} \quad (q)$$

Fig. 5(f)는 x 및 y방향으로 배치된 PS강선이 항복한 이후 벨트월의 전단변형이 더욱 증가하여 종국적으로 스트럿 압축 파괴가 발생하는 시점(Fig. 5(b) 및 (c)의 R점)에서 콘크리트 응력 및 변형률을 나타낸다. 그림에 나타낸 바와 같이 콘크리트 주압축응력 σ_2 과 감소된 유효압축강도 f_{ce} 가 같아지면서 콘크리트 압괴가 발생된다. 이러한 최종파괴 전단변형은 스트럿 직각방향의 인장균열과 PS강선의 항복이후거동을 고려하여 평가하여야 한다.

식(j)~(o)의 벨트월 전단응력 및 변형률은 PS강선의 초기 긴장응력 σ_{pp} 로 나타내는 것이 편리하다. PS강선에 도입된 프리스트레스 σ_{pp} 에 의하여 발생하는 콘크리트의 초기 압축응력 σ_{cp} 는 $\rho_p \sigma_{pp}$ 와 같다(ρ_p =수직 또는 수평방향으로 배열된 PS강선의 철근비). $\varepsilon_{cp} = \sigma_{cp} / E_c = \rho_p \sigma_{pp} / E_c$, $\varepsilon_{py} = f_{py} / E_p$, $\varepsilon_{pp} = \sigma_{pp} / E_p$ 를 사용하여 식(j)~(o)를 다시 정리하면 다음과 같다.

$$\tau_{cr} = (\rho_p \sigma_{pp} + f_{tk}) \quad (r)$$

$$\gamma_{cr} = \frac{2(\rho_p \sigma_{pp} + f_{tk})}{E_c} \quad (s)$$

$$\tau_n = \rho_p f_{py} \quad (t)$$

$$\gamma_u = 2\left[\frac{\rho_p \sigma_{pp}}{E_c} + \frac{(f_{py} - \sigma_{pp})}{E_p} + \frac{2\rho_p f_{py}}{E_{cs}}\right] \quad (u)$$

Fig. 6. Shear Design Procedure of Belt Wall Using Vertical and Horizontal PS Steel Bars

$$\sigma_2 = -2\rho_p f_{py} \quad (v)$$

$$\varepsilon_t = 2\left[\frac{\rho_p \sigma_{pp}}{E_c} + \frac{(f_{py} - \sigma_{pp})}{E_p} + \frac{\rho_p f_{py}}{E_{cs}}\right] \quad (w)$$

식(r)에 나타낸 바와 같이 벨트월의 균열전단응력 τ_{cr} 은 PS강선의 프리스트레스 σ_{pp} 를 증가시킬수록 커진다. 하지만 항복전단응력 τ_n 은 σ_{pp} 에 관계없이 PS강선의 항복강도 f_{py} 에 의하여 결정된다(식(t) 참조). 따라서 PS강선의 긴장력을 조절하여 사용하중에 의하여 전단균열이 발생하지 않도록 벨트월의 사용한계상태 설계를 수행하고, 극한한계상태에서는 PS강선의 배근량을 조절하여 강도설계를 수행한다(Fig. 5(b) 참조). 압축장이론에 근거한 수직·수평 배근된 벨트월의 변형을 고려한 전단설계 절차는 Fig. 6에 나타났다.

벨트월이 사용되는 고층건물의 경우 균열전단강도 V_{cr} 및 항복전단강도 V_n 을 사용하여 강도기반설계를 수행하는 것이 일반적이다. 이 경우 수직·수평의 PS강선으로 보강된 벨트월의 V_{cr} 과 V_n 은 각각 식(r)과 (t)로부터 계산되는 전단응력에 벽체 단면의 수평길이 l_w 와 두께 t_w 를 곱하여 간단하게 계산된다.

$$V_{cr} = (\rho_p \sigma_{pp} + f_{tk}) l_w t_w \quad (x)$$

$$V_n = \rho_p f_{py} l_w t_w \quad (y)$$

초고층 건물에 사용되는 벨트월은 소성변형을 허용하지 않는 것이 바람직하므로, 본 연구에서는 PS강선 항복 이후의 비탄성거동을 고려하지 않았다. 벨트월을 둘러싸는 좌·우 기둥 및 상·하 슬래브는 벨트월이 x 및 y방향으로 팽창하는 것을 억제하므로, 콘크리트에 추가적인 구속응력이 발생할 수 있다. 본 연구에서는 보수적인 설계를 위하여 기둥 및 슬래브의 영향을 고려하지 않았다.

5. 설계 예제

3장 및 4장에서 제안한 스트럿-타이모델 및 압축응력장이론을 이용한 PS벨트월의 전단설계방법을 예제 건물에 적용하였다. Fig. 7은 대상 벨트월의 크기와 설계하중을 보여준다. 벨트월 단면의 수평길이 $l_w = 8000$ mm, 높이 $h_w = 5050$ mm이고, 두께는 $t_w = 600$ mm이다. 벨트월의 좌·우 단부에는 단면 크기 1000 mm $\times$ 2000 mm의 기둥이 있고, 상·하는 두께 350 mm의 슬래브로 둘러싸여 있다. 구조해석으로 구한 벨트월의 수평방향 설계전단력은 $V_u = 30000$ kN이고, 사용하중에 의한 수평방향 전단력은 $V_s = 20000$ kN이다. Fig. 7에 나타낸 예제 벨트월의 경우, 설계전단응력 $v_u = V_u/(l_w t_w) = 6.25$ MPa이 KCI 2012 및 ACI 318-11에서 허용하는 최대전단보강응력 $0.667\sqrt{f_{ck}} = 4.71$ MPa보다 크다.

콘크리트의 재료특성으로 설계압축강도 $f_{ck} = 50$ MPa, 탄성강성 $E_c = 33200$ MPa, $\varepsilon_{co} = 0.002$, 활선강성 $E_{cs} = 25000$ MPa, 인장강도 $f_{tk} = 2.85$ MPa, 콘크리트 스트럿의 유효압축강도계수 $\beta_s = 0.75$ 를 사용하고, PS강선의 재료특성으로 설계인장강도 $f_{pu} = 1860$ MPa, 설계항복강도 $f_{py} = 1670$ MPa, 항복변형률 $\varepsilon_{py} = 0.00856$, 탄성계수 $E_p = 195000$ MPa, 단면적 $A_{ps} = 139$ mm²($\phi 15.2$) 사용한다.

5.1 대각 보강 (스트럿-타이모델)

PS강선의 배치방향은 $\theta = 27^\circ$ 로 가정한다. 콘크리트 스트럿의 단면적 A_{cs} 는 스트럿과 나란하게 배치되는 PS강선의 총 단면적에 비례하는 것으로 가정하였다. 즉, 한 개의 $\phi 15.2$ PS강선($A_{ps} = 139$ mm²)을 벨트월 좌·우 기둥에 정착시키기 위하여 필요한 콘크리트 면적은 약 100 mm $\times$ 160 mm로

Fig. 7. Example Belt Wall (mm)

Fig. 8. Design Results of Belt Wall Using Diagonal PS Steel Bars

가정하여, 콘크리트 스트럿의 면적은 $A_{cs} = 16000 n_p \text{ mm}^2$ 으로 가정한다(n_p = PS강선 개수). PS강선에 도입되는 긴장응력은 $\sigma_{pp} = 0.4f_{py} = 668$ MPa로 가정하면 콘크리트에 도입되는 압축 프리스트레스는 $\sigma_{cp} = (668 \cdot 139)/16000 = 5.80$ MPa이다. 따라서 식(h)와 (i)로부터 벨트월의 공칭전단강도 및 최대전단변형은 다음과 같다.

$$V_n = 543000 n_p$$

$$\gamma_u = 0.00451$$

KCI 2012에 따라 벨트월의 전단설계에 대한 강도저감계수를 $\phi = 0.75$ 로 사용하여 $\phi V_n \geq V_u$ 를 만족하는 PS강선의 개수는 $n_p \geq 74$ 이다. $n_p = 74$ 에 대하여 콘크리트 스트럿과 PS강선의 저항력 C_{cs}, T_{tc}, T_{tt} 를 구분하여 Fig. 8에 나타냈다(식(c)-(e) 참조). Fig. 8에 나타낸 대각 PS강선으로 보강하는 벨트월의 하중전달 특징과 구조설계 고려사항은 다음과 같다.

- 1) 대각 보강된 PS벨트월은 콘크리트 스트럿의 압축과괴가 발생하는 극한한계상태에서도 PS강선은 인장항복에 도달하지 못하는 전형적인 전단 취성과괴를 보인다(즉, $T_{tt} < n_p A_{ps} f_{py}$).
- 2) 벨트월의 하중재하능력 중 84%는 콘크리트 스트럿의 압축력 C_{cs} 에 의하여 전달되고, 나머지 16%만이 PS강선 타이의 인장력($T_{tt} - T_{tc}$)에 의하여 전달된다. 즉, 콘크리트 압축 스트럿 주변으로 응력 집중이 발생된다.
- 3) PS강선을 대각으로 배치하여 벨트월을 보강하는 경우에는 콘크리트 스트럿에 의한 응력집중에 주의하여야 한다. PS강선과 콘크리트 스트럿이 모이는 벨트월의 모서리에서는 스트럿-타이모델의 절점영역이 형성되도록 상세가 확보되어야 하고, 상·하 슬래브와 벨트월의 경계에서 큰 수평전단력이 전달될 수 있어야 한다.

5.2 수직·수평 보강 (압축장이론)

Fig. 7의 예제 벨트월에 대하여 4장에 제시된 수정압축장이론을 사용하여 수직·수평 전단보강설계를 수행하였다. 벨트월의 설계 시 PS강선의 긴장응력은 대각 보강 벨트월과 동일하게 $\sigma_{pp} = 0.4f_{py} = 668$ MPa로 가정하였다. 전단설계는 Fig. 6에 정리된 절차에 따라 수행되었고, 상세한 전단설계 과정은 다음과 같다.

식(x)로부터 수직·수평 PS강선의 철근비는 $\rho_p = 0.00499$ 로 계산된다($\phi V_n \geq V_u$, $\phi = 0.75$). $\sigma_{pp} = 0.4f_{py} = 668$ MPa를 사용하여 식(y)로부터 구한 PS벨트월의 균열전단강도는 $V_{cr} = 29700$ kN으로서 사용하중 $V_s = 20000$ kN보다 크다. 식(v)와 (w)로부터 구한 콘크리트 압축응력과 스트럿 직각방향 인장 변형률은 각각 $|\sigma_2| = 16.7$ MPa 및 $\varepsilon_t = 0.0111$ 이다. 식(p)로부터 계산되는 콘크리트 스트럿의 유효압축강도는 $f_{ce} = 18.6$ MPa로서, $|\sigma_2| \leq f_{ce}$ 를 만족하므로 수직·수평 PS강선이 인장항복하는 시점에 콘크리트 압축과괴가 발생하지 않는다. 식(s)와 (u)로부터 계산한 벨트월의 균열 및 항복 시점의 전단변형은 각각 $\gamma_{cr} = 0.000324$, $\gamma_u = 0.0119$ 이다.

Fig. 9(a)는 압축장이론으로 결정한 $\rho_p = 0.00499$ 에 대응하는 벨트월의 PS강선 배근 상세를 보여준다. 109개의 $\phi 15.2$ ($A_{ps} = 139$ mm²) PS강선을 높이 $h_w = 5050$ mm의 벨

Fig. 9. Design Results of Belt Wall Using Vertical and Horizontal PS Steel Bars

트월에 균일한 간격으로 배치하고, 173개의 $\phi 15.2$ PS강선을 길이 $l_w = 8000$ mm의 벨트월에 균일한 간격으로 배치한다. Fig. 9(b)는 압축장이론으로 예측한 벨트월의 하중-전단변형 관계를 보여준다. 비교를 위하여 5.1장에서 구한 대각 보강 PS벨트월의 공칭전단강도 V_n 와 최대전단변형 y_u 를 Fig. 9(b)에 함께 나타냈다. Fig. 8에 나타난 대각보강 PS벨트월 대비 수직·수평 보강 PS벨트월의 설계 양상 및 거동 특성은 다음과 같다.

1) PS강선을 수직·수평으로 배치한 PS벨트월은 모서리 절점영역에서의 응력집중 없이 벨트월 전체 영역에 45° 방향의 균열이 발생되며 전단력을 전달한다(Fig. 9(a) 참조). 또한 콘크리트 스트럿의 압축파괴 이전에 PS강선의 항복이 발생하므로, 대각 보강된 PS벨트월에 비하여 더 큰 변형능력 y_u 를 보인다.

2) Fig. 9(b)에 나타난 바와 같이 수직·수평 보강 PS벨트월은 전단균열 이후 PS강선의 항복이 발생하는 동안 강성이 크게 감소하므로, 원점과 최대강도를 연결하는 평균 강성은 대각 보강된 PS벨트월에 비하여 크게 작다. 따라서 PS강선으로 보강한 벨트월의 구조설계 시 보강 상세 및 파괴 양상에 따른 강성변화를 고려하여야 한다.

3) 수직·수평 보강된 PS벨트월의 경우 전단균열 시점 V_{cr} 및 y_{cr} 을 간편하게 예측할 수 있다. 반면 대각 보강된 벨트월의 경우 대부분의 응력이 PS강선이 배치되는 곳에 집중되고 국부적으로 응력 분포가 불균질하므로, 상대적으로 벽체의 전단균열 시점을 예측하기 어렵다.

4) 수직·수평 배치는 대각 배치 대비 PS강선 보강물량이 증가한다. 본 예제의 경우 대각배치의 경우 174개의 PS강선을 필요하지만(Fig. 8 참조), 수직·수평배치의 경우 2배에 해당하는 282개의 PS강선이 필요하였다(Fig. 9(a) 참조). 그러나 강선의 증량으로 환산할 경우 보강 상세에 따른 물량 차이는 줄어들 수 있다.

6. 요약 및 결론

고층건물의 아웃리거 및 벨트트러스 구조를 콘크리트 구조 벽으로 대체하는 아웃리거월 및 벨트월 공법을 적용하면 건설공사의 시공성을 개선하고 공기단축이 가능하다. 특히 벨트월을 고강도 PS강선으로 보강한 다음 프리스트레스를 가할 경우 사용하중에 의한 전단균열을 줄이고 보강철근량을 크게 줄일 수 있다. 하지만 벨트월은 가상 아웃리거 효과에 의하

여 순수전단에 지배적인 거동을 보이므로, 일반적인 철근콘크리트 전단설계방법으로 적용하기에 적합하지 않다.

본 연구에서는 대각 및 수직·수평으로 배치된 PS강선으로 보강된 벨트월의 전단설계 방법을 개발하였다. 대각으로 배치한 PS강선으로 보강한 벨트월의 경우 변형적합조건에 기반한 스트럿-타이모델을 사용하여 벨트월의 극한전단강도 및 파괴변형을 평가하였다. 수직·수평으로 배치한 PS강선으로 보강된 벨트월은 압축응력장이론을 사용한 PS벨트월의 전단설계법을 제안하고, 균열 및 극한한계상태의 강도 및 변형을 평가하였다. 제안된 방법을 사용하여 PS강선 보강 벨트월의 전단설계 예제를 제시하고, PS벨트월의 하중전달 특성과 구조설계 고려사항에 대하여 논하였다. 본 연구의 주요한 결론은 다음과 같다.

1) PS강선을 대각으로 배치시킨 벨트월은 PS강선이 항복하지 않은 상태에서 콘크리트 스트럿의 압축파괴가 발생하는 전형적인 전단 취성파괴를 보인다. 대부분의 전단력은 콘크리트 스트럿의 압축작용으로 전달되고, 오직 일부만 PS강선의 인장작용에 의하여 전달된다. 특히, 콘크리트 스트럿 주변으로 응력집중이 발생하므로, 벨트월의 모서리에서 스트럿과 타이의 절점이 형성되도록 상세설계가 이루어져야 하고, 상·하 슬래브와 벨트월의 경계에서 큰 수평전단력이 전달될 수 있어야 한다.

2) 이와 달리 수직·수평으로 배치된 PS강선으로 보강된 벨트월은 콘크리트 스트럿의 압축파괴 이전에 PS강선의 항복이 발생한 이후에 파괴된다. 또한 벨트월 전체에 균일한 45° 콘크리트 균열이 발생하며 전단력을 전달하므로 응력집중을 완화시킬 수 있고, 따라서 기둥 및 슬래브 접합부의 상세설계가 용이하다. 다만, 동일한 벨트월 전단강도를 확보에 필요한 PS강선 개수는 대각으로 PS강선을 배치시키는 경우보다 증가한다.

3) PS강선으로 보강한 벨트월의 구조설계 시 보강 상세 및 파괴 양상에 따른 강성변화를 고려하여야 한다. 특히, 수직·수평 보강 PS벨트월은 PS강선의 항복에 의하여 최대강도를 발휘하므로 전단균열 이후의 강성이 크게 줄어들 수 있다.

본 연구는 스트럿-타이모델, 압축장이론 등 기존의 철근콘크리트 전단설계 이론에 기반한 해석연구로서, 본 연구에서 제안한 전단강도 및 파괴변형 평가방법은 적합한 방법에 의한 실험검증이 필요하다. 또한 실험연구를 통하여 PS강선으로 보강된 벨트월의 실제 거동과 예측값을 비교/분석하는 후

속연구가 필요하다.

감사의 글

본 연구는 (주)대우건설의 연구비지원으로 수행되었고, 이에 감사드립니다. 또한 연구에 많은 도움을 주신 서울대학교 건축학과 박홍근 교수님과 (주)대우건설의 하인호 부장님께 감사드립니다.

References

Korea Concrete Institute (2012) KCI Code.
Nair, R.S. (1998) Belt Trusses and Basements as “Virtual” Outrig-

gers for Tall Buildings, *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, 4th Qtr., pp. 140-146.
ACI Committee 318 (2011) Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
European Committee for Standardization, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: general rules and rules for buildings. BS EN 1992-1-1: 2004, British Standards Institute, London, UK. 2004.
Vecchio, F.J. and Collins, M.P. (1986) The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear", *ACI Structural Journal*, Vol. 83, No. 2, pp. 219-231.

◎ 논문접수일: 2013년 01월 17일
◎ 심사의뢰일: 2013년 01월 18일
◎ 심사완료일: 2013년 01월 24일