

## 비긴장강연선과 철근이 혼용된 보의 설계방안

### Design Concept of Beams Reinforced by Deformed Bars and Non-Prestressed Strands in Combination

노 삼 영<sup>1)</sup>      조 민 주<sup>2)</sup>      김 종 성<sup>3)</sup>      김 승 훈<sup>4)\*</sup>  
Sam-Young Noh      Min-Joo Jo      Jong-Sung Kim      Seung-Hun Kim

#### Abstract

A new precast concrete (PC) beam and column connection system using non-prestressed wire strands was recently developed. The system is composed of one unit of two-storied PC-column and PC-beams with U-shaped ends. The connection part of the column and beams is reinforced by deformed bars and non-prestressed wire strands in combination for the improvement of workability. Structural performance of this system was verified by several experimental studies.

The purpose of this study is developing a design concept of the beam reinforced by deformed bars and non-prestressed wire strands in combination, in terms of the cross-sectional analysis, based on the preceded experiment. A minimum and maximum reinforcement ratio and the calculation formula for the strength of flexural member reinforced by reinforcements having different yield strengths are derived based on KBC2009. Under consideration existing research results for the application of high strength reinforcement bars, the design yield strength of the non-prestressed wire strand is suggested. An example for the cross section design, satisfying the serviceability requirements, demonstrates the applicability of the design concept developed in the study.

Keywords : Non-Prestressed Strand, High Strength Structural Reinforcement, Cross-Sectional Design, Reinforced Concrete Beam

#### 1. 서론

최근 국내에서 개발된 프리스트레스가 도입되지 않은 강연선을 적용한 보-기둥 접합부시스템은 2개층 동시 시공이 가능한 2개층 1절 PC기둥 및 U자형 단부형상을 갖는 하프 PC보로 구성되어 있다. 2개층 1절 PC기둥의 도입으로 발생하는 문제를 해결하기 위해, 지하층 PC보와 조립되는 PC기둥의 4면을 각각 70mm씩 감소시킴으로서 하프 PC보의 걸침길이를 확보하고, 현장타설되는 70mm 기둥 내부에서 보의 상부 철근이 배근되도록 하고 있다. 또한 기준에서 제시하는 인장철근 간격에 대한 규정을 만족시키고 하부철근이 기둥내부에서 단절되는 문제를 해결하기 위해, 보가 접합되는 기둥면 상하부에 관통 홀을 설치하여 프리스트레스가 도

입되지 않은 비긴장강연선을 관통시킴으로서 보와 기둥의 일체성을 확보하고, 인장철근 간격이 만족되도록 하고 있다.

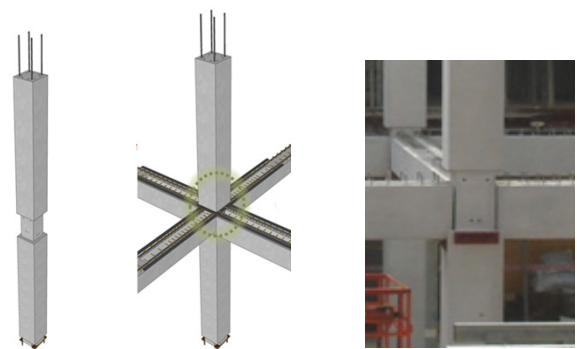


Fig. 1 Concept of beam-column connection

1) 정희원, 한양대학교 건축학부 부교수  
2) 정희원, ㈜와이즈구조연구소 대표이사  
3) 정희원, 한양대학교 건축공학과 석사과정  
4) 정희원, 한밭대학교 건축공학과 부교수, 교신저자

\* Corresponding author : kimsh@hanbat.ac.kr

• 본 논문에 대한 토의를 2013년 8월 31일까지 학회로 보내주시면 2013년 9월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

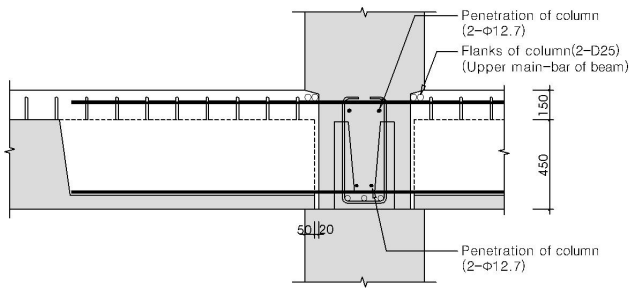


Fig. 2 Detail of beam-column connection

대상 접합부 시스템의 구조성능을 규명하고 휨부재에서 비긴장강연선이 철근과 혼용배근될 때 구조보강재로서 강도와 강성을 평가하기 위한 단순보 휨성능과 보-기둥 접합부의 부모멘트 저항성능에 대한 실험적 연구로, 비긴장강연선의 정착실험 (Noh, 2012) 및 단순보 휨실험, 보-기둥 접합부의 부모멘트 저항성능에 대한 실험 (Noh, 2012)이 수행된바 있다. 수행된 정착실험을 토대로 비긴장강연선의 콘크리트 부착특성을 고려한 정착길이가 제안되었으며, 제안된 정착길이를 적용하여 휨 실험을 수행한 결과 비긴장 강연선과 철근이 혼용배근된 실험체의 강도가 강연선의 재료실험 항복강도를 적용한 예상 휨강도를 상회하고 휨과괴로 나타남으로써, 대상시스템의 보는 요구성능을 만족하며 구조보강재로서 비긴장강연선의 휨성능 기여도를 확인한바 있다.

위의 연구에서는 프리스트레스가 도입되지 않은 고강도 강연선과 철근이 혼용배근된 보가 요구강도를 만족하고 휨과괴로 유도되었으나, 일반적으로 고강도 철근은 높은 항복변형률로 인해 철근이 항복되기 전 콘크리트의 압축연단에서 먼저 극한변형률에 도달하여 부재의 취성적 파괴를 초래할 수 있으며, 높은 항복강도로 부재에 보강되는 강재량이 감소하여 부재에 과도한 균열과 처짐을 유발할 수 있다. 이와 같은 이유로 현행 콘크리트구조설계기준 (KCI2012)에서는 600MPa을 초과하는 고강도 철근의 사용을 제한하고 있으며 구조설계기준에서 제시하는 설계식들은 휨부재에 보강되는 재료의 항복강도가 동일한 경우를 대상으로 제시하고 있다.

본 연구에서는 비긴장강연선이 적용된 보-기둥 접합부시스템의 휨부재 설계를 위하여, 선행된 보의 휨실험 결과를 토대로 단면해석결과와 비교하여 비긴장강연선의 구조보강재로서 거동을 파악하고, 비긴장강연선을 철근과 혼용배근하여 휨부재에 구조보강재로 사용할 경우 상이한 항복강도를 고려하여 현행 설계기준을 만족하는 설계방법을 제안하고자 한다.

Table 1 Specified Yield Strength of Reinforcement (MPa)

Reinforcement	KCI (2012)	ACI318 (2012)	ASSHTO LRFD	Euro code 2	JSCE
Main Bar	600	560	520	600	490
Shear Reinforcement	500	420			

## 2. 고강도보강재에 대한 적용현황 및 기존연구고찰

### 2.1 국내외 설계기준 및 적용현황

국내 KCI2012와 ACI 318 및 AASHTO LRFD, Eurocode 2, JSCE에 규정되어 있는 철근의 항복강도 제한규정은 Table 1과 같다.

최근 초고층 건물 및 초장대 교량의 건설이 증대하고 특수 구조물의 수가 늘어남에 따라 기존의 보통강도 철근을 대신하여 고장력 철근을 적용하는 사례가 국·내외에서 증가하고 있다. 일본과 스웨덴은 SD600과 SD700의 봉강개발에 성공하였으며, 일본에서는 SD685 철근을 시범적으로 적용한바 있다. 미국에서는 항복강도 690MPa의 MMFX 철근을 개발하고 다수의 교량, 해상 말뚝, 건물 등에 적용한 사례가 있다 (Lee, 2010).

국내에서는 이미 800MPa의 고장력 철근이 개발되었으나 현행 구조설계기준에서는 항복강도를 600MPa로 제한하고 있어 실무에서는 적용하지 못하고 있다.

### 2.2 고강도 보강재에 대한 기존연구 고찰

고강도 보강근에 관한 연구결과로, Robert F. Mast et al. (2008)은 고강도 철근 (690MPa)으로 보강된 철근콘크리트 보의 휨 설계를 위한 단순한 설계법을 제안하였다. 항복강도 690MPa의 철근이 보강된 보에 대하여 철근의 이상화된 탄소성 재료모델을 적용하여 단면해석을 실시하고 항복강도 400MPa 및 520MPa인 철근으로 보강된 보의 거동과 비교하였다. 690MPa의 철근이 보강된 보에서 400MPa 및 520MPa 철근으로 보강된 보의 변형률 비, 곡률 비, 처짐 비와 유사하게 나타나는 철근의 인장지배 한계 변형률은 0.009로 검토되었으며, 이는 국내 기준에서 제시하는 항복변형률의 2.5배에 해당하는 0.008625와 유사하다.

Hong (2010)은 휨부재의 주철근으로 항복강도 SD600 및 SD700의 사용 가능 여부를 평가하기 위한 연구를 수행하였다. SD600 및 SD700의 철근을 사용한 보의 내력평가 시 현

행 콘크리트 구조설계기준에서 제안하는 이론식이 사용가능하며, 항복강도 400MPa과 600MPa 실험체의 균열폭 및 개수 등 균열거동이 유사한 것으로 분석되었다. 또한 처짐검토 결과, 항복강도 400, 600, 700MPa의 실험결과와 설계기준에서 제시하는 이론식에 의한 결과가 비교적 일치하는 것으로 나타나 항복강도 700MPa 이하의 철근이 사용된 휨부재의 처짐검토 시 설계기준에서 제시하는 이론식이 사용가능한 것으로 검토되었다.

이와같이 현행 국내외 설계기준에서는 대부분 휨부재 주철근의 항복강도를 600MPa 이하로 제한하고 있으나, 기존 연구를 토대로 700MPa의 고강도철근이 구조보강재로 충분히 사용가능함을 확인할 수 있었으므로, 대상시스템에 적용된 비긴장강연선 또한 설계항복강도 700MPa을 적용하여 구조보강재로 사용이 가능할 것으로 사료된다.

### 2.3 대상시스템의 휨실험 고찰

선행된 비긴장강연선과 철근이 혼용배근된 휨실험 (Noh, 2012)의 처짐 결과를 상세분석하고, 단면해석을 수행하여 비긴장강연선의 구조보강재로서 거동을 파악하고자 한다.

실험체는 총 5개로, Fig. 3과 같이 일반 철근콘크리트 보 실험체 1개와 강연선만이 배근된 실험체 1개 및 비긴장강연선과 철근의 배근비를 달리하여 혼용배근된 실험체 3개로 계획되었고, 실험시 하중재하는 실험체의 양단을 단순지지한 상태에서 스패의 1/3지점을 2점 단순가력 하였다.

Table 3과 Fig. 4에 선행연구에서 수행된 실험 결과와 실험체별 하중-변위곡선을 나타내었으며, 이때 Table 3의 각 실험체의 예상내력 ( $P_{ex}$ )은 철근과 강연선의 항복강도를 각각 적용한 일반적인 콘크리트 휨강도 식 (1)을 사용하여 산정되었다. 각 실험체의 내력검토 결과, 각 실험체의 최대내력 ( $P_{max}$ )은 예상내력 대비 1.0~1.2배로 나타났다. 또한 각 실험체의 강성평가 결과, 보강재비 ( $\rho = \rho_s + \rho_p$ )가 높을수록 실험체의 철근이 항복되기 전 강성 ( $K_{before}$ )은 크게 나타났으며, 철근항복 이후의 강성 ( $K_{after}$ )은 강연선 배근비율이 높은 실험체일수록 크게 나타남으로서 하중 전구간에서 비긴장강연선이 구조보강재로서 강도와 강성을 발현하고 있음이 확인되었다.

$$M_n = (A_s f_y + A_p f_{py})(d - a/2) \quad (1)$$

Fig. 5는 실험체의 처짐과 콘크리트 설계기준에 제시된 처짐식 산정 결과를 나타내고 있다. 그림과 같이 각 실험체의 하중-변위곡선에서 철근이 항복되는 하중까지의 처짐은 이론식의 처짐과 10% 오차범위에서 유사한 결과를 보이고 있음이 확인되었다.

Table 3 Test result of specimens

Specimens	$\rho$ <sup>2)</sup> (%)	$P_{ex}$ <sup>3)</sup> (kN)	$P_y$ <sup>4)</sup> (kN)	$P_{max}$ <sup>5)</sup> (kN)	$\frac{P_{max}}{P_{ex}}$	Stiffness(N/mm)	
						$K_{before}$ <sup>6)</sup>	$K_{after}$ <sup>7)</sup>
D3W0 <sup>1)</sup>	1.04	183	166	183	1.00	3898	165
D2W1	0.76	166	131	182	1.10	3246	505
D2W2	0.83	219	154	239	1.09	3151	910
D1W2	0.48	148	78	180	1.22	2777	936
D0W3	0.20	132	-	145	1.10	981	981

- 1) (3 - D25) + (0 -  $\Phi$ 12.7), 2)  $\rho_s + \rho_p$ , 3) Expected Strength
- 4) Strength of Specimen in Yielding Point of Deformed Bar,
- 5) Max. Strength of Specimen, 6) Before Yielding of Deformed Bar,
- 7) After Yielding of Deformed Bar

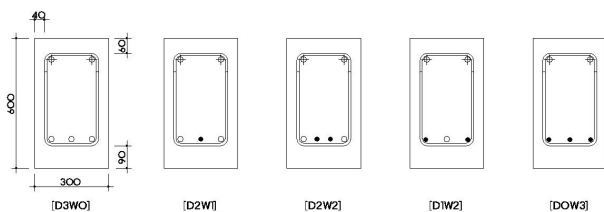


Fig. 3 Detail of beam specimens

Table 2 Material test result of reinforcement

Reinforcement	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ ( $10^{-6}$ )	$E_s$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$\epsilon_u$ ( $10^{-6}$ )
Steel bar-D22	486	2634	184510	630	69806
Steel bar-D25	442	2292	192866	619	212196
Strands- $\Phi$ 15.2	1745	8729	199904	1951	24684

$f_y$ : Yielding Strength,  $\epsilon_y$ : Yielding Strain,  
 $f_u$ : Max Strength,  $\epsilon_u$ : Strain at  $f_u$

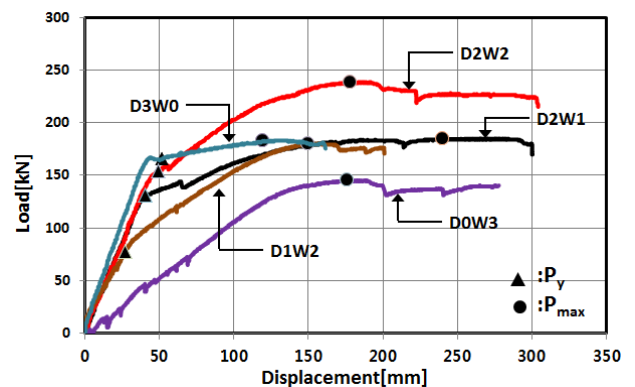


Fig. 4  $P-\delta$  curves of specimens

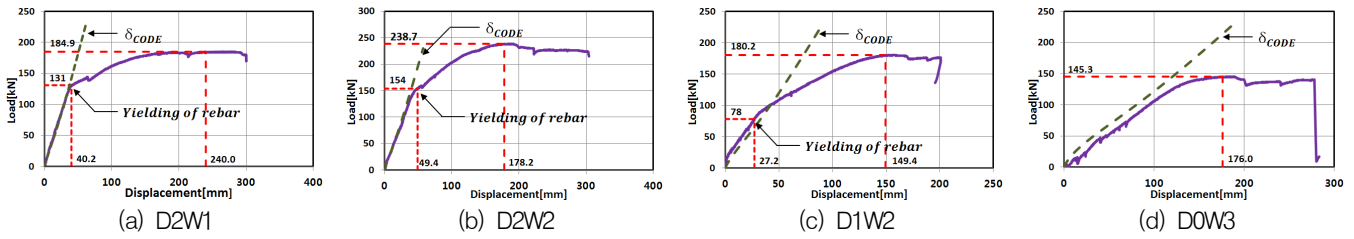


Fig. 5 Comparison of displacement according to load

며 기울기 또한 유사한 것으로 나타났으나, 이론식은 철근항복 후 강연선에 의한 실험체 거동을 제대로 반영하지 못하는 것으로 나타났다. 또한 강연선만 배근된 실험체 (D0W3)의 경우에 하중 전구간에서 실험체 처짐 대비 이론식의 처짐이 약 20%이상 작게 나타나 강연선으로만 배근된 휨부재의 처짐에 이론식의 적용은 불가한 것으로 판단된다.

위의 실험을 통해 항복강도가 상이한 철근과 비긴장강연선이 혼용 배근된 휨부재에서 비긴장강연선이 구조보강재로서 예상 강도와 강성을 발현하고 있음이 확인되었으며, 설계기준식을 사용하여 내력평가와 처짐평가가 가능한 것으로 검토되었다.

현행 설계기준에서는 보 중앙부 최대 처짐산정 시 연속부재인 경우, 부모멘트와 정모멘트가 각각 작용하는 단면의 강성을 고려하여 평균 유효단면2차모멘트 ( $I_e$ )를 사용하도록 제시하고 있다. 따라서 단순보 휨실험체의 처짐 검토로부터, 대상시스템에서 현행 설계기준의 처짐산정식 적용은 철근항복 이전으로 제한되어야 하는 것으로 판단되므로, 사용하중을 고려하여 대상 보-기둥 접합부시스템에 보강되는 비긴장강연선 비율이 제한되어야 할 것으로 판단된다.

### 3. 단면해석을 통한 기존 휨실험의 고찰

비긴장강연선을 휨부재의 구조보강재로 사용하기 위해서는, 현행 설계기준에서 제시하는 연성과괴를 유도하기 위하여 휨부재의 최소허용변형률 규정을 만족하는지 확인하여야 한다. 선행된 실험에서 사용된 강연선은 7개의 가는 와이어를 꼬아 만든 7연선으로 변형률 측정을 위한 게이지 부착이 어렵고 탈락되기 쉬워 변형률 측정이 제대로 이루어지지 못하였다. 따라서 본 연구에서는 단면해석을 수행하고 실험결과와 비교 검토하여 비긴장강연선의 거동을 이론적으로 예측하고 철근과 비긴장강연선이 혼용 배근된 휨부재의 설계방법을 제안하기 위한 기초자료를 마련하고자 한다.

단면해석 시 재료의 물성은 Table 2의 재료시험 결과를 토

대로 하였고, 부재단면에 발생하는 변형률은 탄소성 전범위에서 중립축으로부터 선형비례하는 것으로 가정하였다. 또한 콘크리트의 압축극한변형률 ( $\epsilon_{cu}$ )은 설계기준에 따라 0.003으로 가정하였으며, 콘크리트의 인장강도는 무시하고, 콘크리트의 응력-변형률 관계는 Claudio E. Todeschini et al. (1964)가 제안한 콘크리트 응력-변형률 모델 제안식 (2), (3), (4)를 사용하였다.

$$f_c = \frac{2f_c''x}{1+x^2} \quad (2)$$

$$\beta_0 = \ln(1+x^2)/x \quad (3)$$

$$\kappa_2 = 1 - 2(x - \tan^{-1}x)/x^2\beta_0 \quad (4)$$

여기서,  $\epsilon_0 = 1.71f_c'/E_c$ ,  $x = \epsilon_c/\epsilon_0$

$f_c$  : 주어진 변형률 ( $\epsilon_c$ )에서 콘크리트의 압축응력

$\epsilon_0$  : 최대압축응력에 상응하는 콘크리트의 변형률

$\beta_0$  :  $\epsilon_c$ 에서의 응력에 상응하는 평균응력계수

$\kappa_2$  :  $0 \sim \epsilon_c$  구간 응력-변형률곡선의 내부면적중심계수

Table 4에 실험결과와 단면해석결과를 비교하여 나타내었으며, 단면해석에 의한 휨강도와 콘크리트 및 인장보강재의 변형률 변화를 Fig. 6, Table 5에 나타내었다.

Table 4에서 각 실험체의 내력검토 결과, 실험체 최대내력이 해석결과 보다 1.0~1.2배 큰 것으로 나타나 Table 3의 검토결과와 유사한 것으로 확인되었으며, 철근과 비긴장강연선이 혼용 배근된 실험체에서 최대하중에 대한 철근이 항복하는 하중의 비율을 검토한 결과 ( $(P_y + P_{etc})/(P_{max} + P_{etc})$ ), 해석결과와 실험결과가 유사하게 나타나 부재단면에 발생하는 변형률이 중립축으로부터 선형비례 하는 것으로 가정하

Table 4 Comparison of Strength by Section Analysis and Test

Specimens	Test			Section analysis			$\frac{P_{max, test}}{P_{max, analysis}}$
	$P_y^{1)}$ (kN)	$P_{max}^{2)}$ (kN)	$\frac{P_y + P_{etc}^{3)}$ $P_{max} + P_{etc}$	$P_y^{1)}$ (kN)	$P_{max}^{2)}$ (kN)	$\frac{P_y + P_{etc}^{3)}$ $P_{max} + P_{etc}$	
D3W0	166	183	0.93	177	183	0.97	1.00
D2W1	131	182	0.78	121	164	0.80	1.11
D2W2	154	239	0.70	135	218	0.69	1.10
D1W2	78	180	0.55	62	148	0.56	1.22
D0W3	-	145	-	-	131	-	1.11

- 1) Strength of Specimen in Yielding Point of Deformed Bar,  
 2) Max. Strength of Specimen,  
 3)  $P_{etc} = 48.6kN$  : Self Weight and Loading Frame

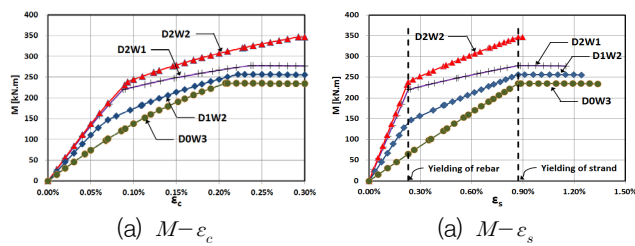


Fig. 6  $M-\epsilon$  according to section analysis

Table 5 Strength at yielding of rebar and wire strand

Subsection	D2W1	D2W2	D1W2	D0W3
$\rho_k^{1)}$	0.94%	1.20%	0.86%	0.78%
$M_n$ (kN.m) <sup>2)</sup>	277.0	346.5	255.6	234.1
$\epsilon_c^{3)}$	-0.0030	-0.0030	-0.0030	-0.0030
$\epsilon_s^{4)}$	0.0115	0.0090	0.0124	0.0134
$M_{ey}$ (kN.m) <sup>5)</sup>	219.8	238.7	143.2	-

- 1)  $\rho_k = \rho_s + k\rho_p$ , 2) Max Strength, 3) Strain of Concrete,  
 4) Strain of Reinforcement, 5) Strength at  $\epsilon_s = \epsilon_y$

단면해석결과가 단순보 실험체의 거동을 잘 표현하고 있는 것으로 판단된다.

단면해석에서 하중 변화에 따른 강연선의 변형률 검토결과, 압축연단의 콘크리트가 극한변형률에 도달할 때 비긴장강연선의 변형률은 0.9~1.34%로 나타나 모든 실험체에서 강연선이 재료실험 항복변형률 (0.87%)을 초과하여 항복하는 것으로 검토되었으나, 기준에서 요구하는 휨부재의 최소허용 변형률 (1.74%)에는 도달하지 못한 것으로 나타났다.

Table 3의 일반적인 휨부재의 보강비 ( $\rho = \rho_s + \rho_p$ )와 달리 대상시스템은 단면에 보강된 인장재의 항복강도가 상이하므로 항복강도비 ( $k = f_{py}/f_y$ )를 고려한 보강비 ( $\rho_k$ )가 정의되어야 한다. Table 5에 식 (5)를 사용하여 계산된  $\rho_k$ 를

나타내었으며,  $\rho_k$ 와  $M_n$ 이 밀접한 관계가 있는 것으로 판단됨에 따라 항복강도가 상이한 철근과 비긴장강연선이 혼용 배근된 휨부재의 단면특성을 일반적인 휨부재의 보강비를 대신하여  $\rho_k$ 로 정의될 수 있을 것으로 추측된다.

$$\rho_k = \rho_s + k\rho_p \quad (5)$$

선행연구의 휨실험을 대상으로 한 단면해석을 통해 휨부재의 최대내력 시 비긴장강연선이 항복변형률과 항복강도에 도달하는 것으로 확인되었으므로, 구조보강재로 충분히 사용 가능한 것으로 판단된다. 따라서 현행 구조설계기준에서 제시하는 최소인장변형률, 처짐, 균열 등을 고려하여 항복강도가 상이한 철근과 비긴장강연선이 혼용배근된 휨부재의 설계방법을 다음과 같이 제안한다.

#### 4. 철근과 비긴장강연선이 혼용 배근된 보의 설계

본장에서는 인장보강재의 설계항복강도가 동일하지 않은 경우 보의 최소강재비, 최대강재비, 휨강도 및 균열폭 산정식을 일반적인 단일 항복강도에 대한 설계식 형태로 제안하고, 처짐을 고려한 비긴장강연선의 보강비율을 제시하고자 한다.

##### 4.1 균형보강비 검토

현 기준에서는 동일한 항복강도의 철근으로 보강된 보 단면에 대한 균형철근비를 제시하고 있다. 균형변형률 상태는 한 단면에서 인장재의 변형률이 최초로 항복변형률에 도달할 때 동시에 압축연단의 콘크리트 최대변형률이 0.003에 도달하는 상태로 부재의 파괴모드를 결정하는 기준이 된다. 설

계기준에서는 휨부재의 연성과파괴를 유도하기 위해 인장재의 변형률이 항복변형률의 2배인 최소허용변형률 이상이 되도록 규정하고 있으며, 그에 해당하는 철근비를 균형철근비의 비율로 표현하고 있다.

본장에서는 철근과 비긴장강연선이 혼용 배근된 보의 휨 설계 시 기준에서 제시하는 최소허용변형률을 고려하기 위해, 상이한 인장보강재의 설계항복강도 및 설계항복변형률이 적용된 단면의 균형보강비 산정방법은 다음과 같다. 철근과 비긴장강연선이 혼용배근된 단면에서, 철근과 비긴장 강연선의 항복강도비 ( $k = f_{py}/f_y$ )을 적용하여 단면에서 힘의 평형조건과 변형률 적합조건을 고려하면 균형보강비 ( $\rho_{k,b}$ )는 다음 식 (8)과 같이 표현된다.

$$0.85f_{ck}a_b b + A_s' f_s' = A_s f_y + A_p f_{py} \quad (6)$$

$$a_b = \beta_1 c_b = \beta_1 \frac{\epsilon_u}{\epsilon_{py} + \epsilon_u} d \quad (7)$$

$$\rho_{k,b} = \rho_{bs} + k\rho_{bp} \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{f_y} \times \frac{\epsilon_u}{\epsilon_{py} + \epsilon_u} + \rho_{bs}' \frac{f_s'}{f_y} \quad (8)$$

철근과 비긴장강연선이 혼용 배근된 보 단면에서 균형보강비 ( $\rho_{k,b}$ )에 대한 상기 식 (8)의 좌변은 철근비 ( $\rho_{bs}$ ) 및 철근과 강연선의 항복강도비 ( $k$ )를 고려한 강연선비 ( $\rho_{bp}$ )로 표현되며, 우변은 일반철근에 대한 균형철근비와 동일한 형태로 정의된다. 단, 이때의 인장재 항복변형률은 비긴장강연선의 설계항복변형률 ( $\epsilon_{py}$ )을 적용한다.

식 (8)에 선행된 휨실험체의 재료실험 물성을 적용하고 콘크리트 극한변형률 0.003을 대입하면, 휨실험체의 균형철근비는 식 (9)와 같이 나타난다.

$$\rho_{k,b} = \rho_{bs} + 3.948 \rho_{bp} = 1.223\% \quad (9)$$

따라서 각 실험체의 철근과 비긴장강연선의 항복강도비를 고려한 보강비 ( $\rho_k = \rho_s + 3.95 \rho_p$ )가 1.223% 보다 작으면 보의 압축연단 콘크리트가 극한변형률 0.003에 도달하기 전에 비긴장강연선이 항복변형률 ( $\epsilon_{py}$ )에 먼저 도달하여 연성적인 휨파괴로 나타나게 된다. 각 실험체의 보강비 산정 결과를 Table 6에 나타냈으며, 모든 실험체의 보강비는 1.223% 이하로 나타나 휨파괴가 예상되었으며, 수행된 실험결과 또한 휨파괴로 실험이 종료되었다.

Table 6 Yielding check of non-prestressed wire strand

Specimens	$\rho_s$ <sup>1)</sup>	$\rho_p$ <sup>2)</sup>	$\rho_k$ <sup>3)</sup>	Result
D2W1	0.68%	0.07%	0.956% < 1.223%	Yielding
D2W2	0.68%	0.13%	1.193% < 1.223%	Yielding
D1W2	0.34%	0.13%	0.853% < 1.223%	Yielding
D0W3	0.00%	0.20%	0.790% < 1.223%	Yielding

1)  $A_s/bd$ , 2)  $A_p/bd$ , 3)  $\rho_s + k\rho_p$ ,  $k = 3.95$

## 4.2 최소보강비

보는 보강비를 적게하고 단면을 크게 하는 것이 부재의 연성을 크게 하면서 처짐 제어에도 유리하다. 그러나 보의 휨강도 ( $M_s$ )가 균열모멘트 ( $M_{cr}$ )보다 작을 경우 보가 취성과 파괴 될 수 있으므로, 기준에서는 휨 부재의 최소보강량을 규정하고 있다. 이 최소보강량을 설계항복강도가 상이한 비긴장강연선과 철근이 혼용된 직사각형 보 ( $b \times h$ )에서 기존의 이론적 방법을 적용하면 다음과 같다.

$$M_{cr} = \frac{bh^2}{6} f_r = 0.105 bh^2 \sqrt{f_{ck}} \quad (10)$$

$$M_s = 0.6(A_s f_y + A_p f_{py}) j d \quad (11)$$

식 (11)에  $j d = 7/8 d$ ,  $f_{py} = k f_y$ ,  $A_s + k A_p = \rho_k b d$ 을 대입하면 식 (12)로 표현된다.

$$M_s = 0.525 \rho_k f_y b d^2 \quad (12)$$

저항모멘트 ( $M_s$ )가 균열모멘트 ( $M_{cr}$ )이상이 되는 조건에 식 (10)와 (12)를 대입하고,  $d = 0.9h$ 을 적용하여 정리하면, 철근과 비긴장강연선의 항복강도비를 고려한 최소보강비 ( $\rho_{k,min}$ )는 다음 식 (13)과 같이 구조설계기준의 최소철근비와 동일하게 정의될 수 있다.

$$\rho_k \geq \rho_{k,min} = 0.247 \sqrt{f_{ck}} / f_y \quad (13)$$

## 4.3 최대보강비

기준에서는 휨부재의 최소허용변형률을 규정하고 있으며, 보강되는 철근의 양을 제한함으로써 부재의 연성과파괴를 유도하고 있다. 따라서 설계항복강도가 상이한 철근과 비긴장강연선이 혼용 배근된 보 단면의 최대보강비를 산정하기 위

해, 식 (8)에서  $\varepsilon_{py}$ 을 기준에서 제시하는 항복변형률의 2배 ( $\varepsilon_t = 2\varepsilon_{py}$ )로 적용하면 최대보강비는 다음 식 (14)로 표현된다.

$$\rho_{k,\max} = \frac{0.85 \beta_1 f_{ck}}{f_y} \times \frac{\varepsilon_u}{2.0\varepsilon_{py} + \varepsilon_u} + \rho_{bs} \frac{f'_s}{f_y} \quad (14)$$

최대보강비를 균형보강비의 비율로 나타내기 위해 식 (14)을 식 (8)으로 나누면, 철근과 비긴장강연선이 혼용배근된 단근장방형보의 최대보강비는 다음 식 (15)와 같이 일반식의 형태로 표현된다.

$$\rho_{k,\max} = \frac{\varepsilon_{py} + \varepsilon_u}{2\varepsilon_{py} + \varepsilon_u} \rho_{k,b} \quad (15)$$

#### 4.4 보의 휨강도 산정

설계항복강도가 상이한 철근과 비긴장강연선이 혼용 배근된 단근 장방형 보 단면의 휨강도를 산정하기 위해, 4.1절과 같이 항복강도비 ( $k$ )를 고려하고 힘의 평형조건과 변형률 적합조건을 적용하면 휨강도는 다음 식 (16)과 같이 표현된다.

$$M_n = \rho_k b d^2 f_y \left(1 - \frac{\rho_k f_y}{1.7 f_{ck}}\right) \quad (16)$$

#### 4.5 처짐을 고려한 비긴장강연선 비율 제한

선행된 단순보 휨실험체의 처짐검토에서 현행 설계기준의 처짐에 대한 이론식은 철근항복 이전까지만 일치하는 것으로 확인되었다. 따라서 본장에서는 설계항복강도가 상이한 인장보강재를 휨부재에 적용한 경우, 최대하중에 대한 항복강도가 작은 인장보강재가 항복하는 하중비율 ( $M_y/M_n$ )을 이론적으로 산정하고, 사용하중에서 인장보강재가 항복하지 않는 조건을 적용하여 단면에 보강되는 철근과 강연선의 단면적 비 ( $A_p/A_s$ )를 결정하고자 한다.

철근과 비긴장강연선이 혼용 배근된 휨부재에서 사용하중 ( $M_s$ )에서 철근이 항복하는 하중 ( $M_y$ ) 및 최대하중 ( $M_n$ )은 각각 다음과 같이 표현될 수 있다. 단면에 발생하는 변형률은 선형분포를 가정하였으므로, 식 (17)에서 철근이 항복할 때 강연선 응력은 철근의 항복응력과 동일하다.

$$M_s = M_y = (A_s f_y + A_p f_y) j d = 7/8 \bar{A} f_y d \quad (17)$$

$$M_n = (A_s f_y + k A_p f_y) (d - a/2) = A_k f_y (d - a/2) \quad (18)$$

식 (17), (18)에  $\bar{A} = A_s + A_p$ ,  $j d = 7/8 d$ ,  $A_k = A_s + k A_p$ 을 적용하면, 단면의 최대하중에 대한 철근이 항복하는 하중의 비율은 식 (19)와 같다.

$$\frac{M_y}{M_n} = \frac{0.875 \bar{A} f_y d}{A_k f_y (d - a/2)} = \frac{\bar{A}}{A_k} \cdot \frac{0.875 d}{d - a/2} \quad (19)$$

식 (19)에서 콘크리트 등가압축응력블럭 깊이  $a$ 는 단면의 형태와 재료강도가 주어져 있다면, 최소보강비와 최대보강비 각각에 해당하는  $a_{\min} \sim a_{\max}$  사이에 존재하게 된다. 4.2절의 최소보강비 산정식 (13)을 적용하여  $a_{\min}$ 을 산정하고, 4.3절의 최대보강비 정의에 의하여  $a_{\max}$ 를 표현하면 각각 다음 식 (20), (21)와 같다.

$$a_{\min} = \frac{0.29}{\sqrt{f_{ck}}} d \quad (20)$$

$$a_{\max} = \beta_1 \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + 2\varepsilon_{py}} d \quad (21)$$

식 (20), (21)을 식 (19)에 각각 적용하여 정리하면, 식 (22), 식 (23)과 같다.

$$\frac{M_y}{M_n} = \frac{\bar{A}}{A_k} \cdot \xi_{\min}, \quad \xi_{\min} = \frac{0.875}{1 - 0.29/\sqrt{f_{ck}}} \quad (22)$$

$$\frac{M_y}{M_n} = \frac{\bar{A}}{A_k} \cdot \xi_{\max}, \quad \xi_{\max} = \frac{0.875}{[1 - \beta_1 \varepsilon_u / 2(\varepsilon_u + 2\varepsilon_{py})]} \quad (23)$$

식 (22)에서 일반적인 콘크리트 강도 범위 21~40 MPa 범위에서  $\xi_{\min}$  값은 0.93~0.92 범위의 값을 나타내며, 식 (23)에서 비긴장강연선의 설계항복강도 700~1745 MPa 범위에 대한  $\xi_{\max}$  값은 1.0~0.93 범위의 값을 가지므로, 콘크리트 강도 40 MPa 이하에서  $M_y/M_n$ 을 안전측으로 평가하기 위해 근사적으로  $\xi = 0.92$ 을 적용하고, 철근이 항복하는 하중이 사용하중보다 크기 위한 조건을 적용하면, 식 (22) 및 식 (23)은 다음의 식 (24)로 표현된다.

Table 7 Comparison of  $M_y/M_n$

Specimens	$\bar{A}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_k$ (mm <sup>2</sup> )	$M_y/M_n$		
			Test	Section analysis	Eq. (24)
D2W1	1113	1404	0.78	0.80	0.73
D2W2	1211	1793	0.70	0.69	0.62
D1W2	704	1286	0.55	0.56	0.50
D1W2-1 <sup>1)</sup>	839	1286	-	0.66	0.60

1) Modified D1W2

$$\frac{M_y}{M_n} = 0.92 \frac{\bar{A}}{A_k} \geq \Omega = \frac{M_s}{M_n} \quad (24)$$

식 (24)에서 최대하중에 대한 철근이 항복하는 하중의 비는 결국 각 하중단계에서 인장보강재에 발생하는 인장력의 비로 표현된다. 식 (24)를 철근과 비긴장강연선의 단면적 비로 표현하면 다음식 (25)와 같다.

$$\frac{A_p}{A_s} \leq \frac{0.92 - \Omega}{k\Omega - 0.92} \quad (0.92 > \Omega > 0, k\Omega > 0.92) \quad (25)$$

여기서, 최대 휨강도를 만족하는 철근과 비긴장강연선이 배근된 보 단면에서  $k\Omega \leq 0.92$ 인 경우,  $A_p/A_s$ 는 항상 만족하게 된다.

Table 7에 선행연구에서 수행된 휨실험을 대상으로 제안된 식 (24)를 사용하여 최대하중에 대한 철근이 항복하는 하중의 비 ( $M_y/M_n$ )를 나타내었다. 검토결과 제안된 식 (24)에 의해 계산된 값이 실험과 단면해석에서의 값을 안전측으로 잘 예측하는 것으로 나타났으며,  $\Omega = 0.6$ 으로 가정할 경우 D1W2 실험체는 사용하중에서 철근이 항복하므로 처짐검토시 기준식을 적용할 수 없는 것으로 나타났다. 따라서 식 (25)에  $k = 3.94$ ,  $\Omega = 0.6$ 을 적용하여 D1W2의 강연선 보강량 ( $A_p$ )을 계산하면 최대  $0.222A_s$ 이므로 동일한 강도를 유지하면서 사용하중에서 철근이 항복하지 않는 철근과 강연선 보강단면적은 각각 687, 152mm<sup>2</sup>이 된다.

이와 같이 식 (25)를 사용하여 사용하중에서 철근이 항복하지 않는 비긴장강연선의 배근비를 결정하고, 현행 설계기준의 이론식을 적용하여 철근과 비긴장강연선이 혼용 배근된 보의 처짐을 검토할 수 있다.

#### 4.6 균열검토

철근콘크리트 부재는 외관, 누수 및 철근부식 등의 문제로

균열폭을 제어하도록 하고 있다. 철근과 더불어 비긴장강연선을 구조보강재로 사용할 경우, 고강도 철근 사용시의 문제점과 같이 고강도 강연선의 사용으로 사용하중에서 인장보강재의 인장응력이 증가되어 균열폭이 증가할 수 있다. 따라서 본장에서는 철근과 비긴장 강연선이 혼용배근된 휨부재의 균열폭을 제어하기 위해, 비긴장강연선의 콘크리트 부착특성을 고려하여 콘크리트설계기준에 제시된 균열폭 산정식을 적용하는 방안을 제안하고자 한다.

현행 콘크리트 구조설계기준에 제시된 균열폭 산정식 (26)은 부재단면에 발생하는 인장응력과 관계된 균열간격 ( $l_{s,max}$ ) 및 평균변형률 ( $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ ), 그리고 건조수축변형률 ( $\epsilon_{cs}$ )으로 표현된다.  $l_{s,max}$ ,  $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 를 산정하기 위해 기준에 제시된  $\tau_{bk}$  (평균부착응력의 하한값) 및  $\beta$  (균열간격 내에서 평균변형률을 평가하는 계수)의 값은 이형철근에 국한적으로 사용가능하다. 따라서 대상시스템의 보에서 균열폭을 산정하기 위해, 철근과 비긴장강연선이 혼용배근된 보에서 상이한 부착특성, 항복강도, 직경, 단면적 등을 고려하여 균열폭 산정방법을 제안하고자 한다.

$$w_k = l_{s,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} - \epsilon_{cs}) \quad (26)$$

상이한 부착특성을 고려하기 위해, 비긴장강연선의 정착에 대한 기존연구 (Noh, 2012) 결과로부터 비긴장강연선의 콘크리트 부착응력이 이형철근 대비 70%로 제안됨에 따라, 기준에서 제시된  $\tau_{bk}$  및  $\beta$ 의 값을 70% 저감하여 사용가능하다.

상이한 항복강도를 고려하기 위해, 앞의 4.5절에서 제시된 바와 같이 사용하중에서 철근이 항복하지 않는 조건을 동일 적용하여 철근과 강연선의 응력이 동일하다.

상이한 직경 및 단면적을 고려하기 위해, 철근과 강연선의 보강개수가 각각 n, m인 보 단면에서 힘의 평형으로부터 인장재 단면에 발생하는 인장력과 인장재 표면에서 콘크리트와의 부착력이 동일한 조건을 적용하고, 강연선의 평균부착응력을  $\tau_{bk}$ 의 70%를 적용하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} & \frac{l_{s,max}}{2} \pi \tau_{bk} (nd_s + 0.7md_p) \\ &= \frac{\pi}{4} (\sigma_{k2} - \sigma_{kE}) (nd_s^2 + md_p^2) \end{aligned} \quad (26)$$

$$l_{s,max} = (\sigma_{k2} - \sigma_{kE}) \times \frac{\pi}{2\tau_{bk}} \times \frac{nd_s^2 + md_p^2}{nd_s + 0.7md_p} \quad (27)$$



위 식 (27)을 기준에서 제시하고 있는 단일상태와 안정상태 균열간격 산정식으로 유도하면 철근과 비긴장강연선이 혼용배근된 보의  $l_{s,max}$ 은 다음 식 (28), (29)와 같다.

#### 4.6.1 안정상태 균열

$$l_{s,max} = \frac{1}{3.6\rho_{s,ef}} \frac{nd_s^2 + md_p^2}{nd_s + 0.7md_p} \quad (28)$$

#### 4.6.2 단일상태 균열

$$l_{s,max} = \frac{f_{s2}}{2\tau_{bk}} \frac{1}{1 + \alpha_e \rho_{s,ef}} \frac{nd_s^2 + md_p^2}{nd_s + 0.7md_p} \quad (29)$$

여기서,  $l_{s,max}$ : 균열간격,  $\epsilon_{sm}$ :  $l_{s,max}$  내의 평균철근 (=강연선) 변형률,  $\epsilon_{cm}$ :  $l_{s,max}$  내의 평균콘크리트 변형률,  $d_b$ : 철근의 지름,  $d_p$ : 강연선 단면적으로 환산된 지름,  $\rho_{s,ef}$ : 유효인장재비 (=  $\rho_{s,ef} + \rho_{p,ef}$ ),  $\alpha_e = E_s/E_{ci} = E_p/E_{ci}$ ,  $f_{s2}$ : 균열이 발생한 부위의 철근 (=강연선) 응력

### 5. 비긴장강연선의 설계변형률 제한

앞에서 기술한 대상시스템의 휨실험 고찰로부터 비긴장강연선이 재료시험에 의한 항복응력 및 항복변형률에 도달하고, 철근이 항복한 이후에도 구조보강재로 강도와 강성을 발현함을 확인하였으며, 항복강도가 상이한 철근과 비긴장강연선이 혼용배근된 휨부재를 대상으로 구조설계기준을 만족하는 설계방법을 제안하였다.

비긴장강연선의 설계항복강도 및 설계변형률을 제한하기 위해, Table 8에 인장보강재의 설계항복강도에 따른 단면의 최대보강비 및 최대휨강도 검토결과를 나타내었다.

재료시험에 따른 강연선의 항복강도와 항복변형률 (1745 MPa, 0.873%)을 설계항복강도 ( $f_{pd}$ )와 설계항복변형률 ( $\epsilon_{pd}$ )로 사용할 경우 기준에서 요구하는 항복변형률의 2배 (1.746%)에 해당하는 최소 허용변형률을 만족시키기 위해서

Table 8 Max Strength according to  $f_{pd}$

$f_{pd}$ (MPa)	442	700	800	1000	1300	1745
$\rho_{k,max}$ (%)	1.56	1.16	1.05	0.89	0.72	0.57
$R_n = M_{max}/f_{ck}bd^2$	0.24	0.19	0.17	0.15	0.12	0.10
Ratio of $\rho_{k,max}$	1.00	0.74	0.68	0.57	0.46	0.36
Ratio of $R_n$	1.00	0.78	0.72	0.62	0.52	0.41

는 단면에 보강되는 강재량 ( $\rho_{k,max}$ )이 항복강도 442 MPa 최대보강비의 약 36%로 크게 감소하여야 하며, 부재의 최대 휨강도 ( $R_n$ ) 또한 41%로 크게 감소하는 것으로 나타났다.

Robert F. Mast et al. (2008) 및 Hong (2010)의 고강도철근 690~700 MPa에 대한 기존연구결과로 볼 때, 비긴장강연선의 설계항복강도를 700 MPa으로 적용하는 것이 무리가 없다고 판단되므로, 선행연구에서 수행된 휨실험체를 대상으로 비긴장강연선의 설계항복변형률 ( $\epsilon_{pd}$ )과 설계항복강도 ( $f_{pd}$ )를 각각 0.35%, 700 MPa로 적용하여 단면해석을 실시하여, 인장보강재의 변형률에 따른 단면의 휨강도를 실험체의 가력하중 ( $P$ )으로 변환하고 그에 해당하는 실험체 변위를 실험 데이터로부터 찾아 Table 9에 나타내었으며, 보강비가 가장 큰 D2W2 실험체에 대한 검토결과를 Fig. 7에 나타내었다.

단면해석 결과 모든 실험체에서, 비긴장강연선의 변형률이

Table 9 Section Analysis with  $\epsilon_{pd} = 0.35\%$

Specimens	Test		Section analysis				Ⓐ Ⓔ	Ⓑ Ⓕ
	$P_{max}$ (kN) Ⓐ	$\delta_{max}^1$ (mm) Ⓑ	$\epsilon_s$ (%) Ⓒ	$\epsilon_c$ (%) Ⓓ	$P^2$ (kN) Ⓔ	$\delta^3$ (mm) Ⓕ		
D2W1	182.0	240.0	$\epsilon_{pd}^4$	0.113	130.2	39.8	-	6.03
			1.337	$\epsilon_{cu}^5$	131.7	-	1.38	-
D2W2	239.0	178.2	$\epsilon_{pd}^4$	0.123	152.5	47.0	-	3.79
			1.211	$\epsilon_{cu}^5$	153.7	-	1.55	-
D1W2	180.0	149.4	$\epsilon_{pd}^4$	0.091	79.0	27.2	-	5.49
			1.619	$\epsilon_{cu}^5$	87.6	-	2.05	-
DOW3	145.0	176.0	$\epsilon_{pd}^4$	0.067	26.6	26.6	-	6.62
			1.853	$\epsilon_{cu}^5$	55.3	-	2.62	-

- 1) Displacement of Specimens in  $P_{max}$  Point,
- 2) Strength according to Strain,
- 3) Displacement of Specimens in  $P$  Point,
- 4)  $\epsilon_{pd} = 0.35\%$ ,
- 5)  $\epsilon_{cu} = 0.3\%$

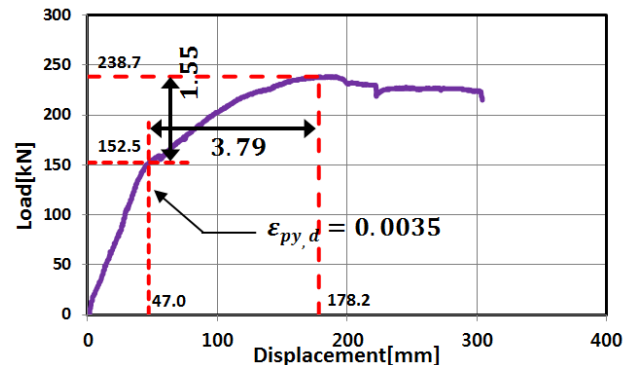


Fig. 7 Over-Strength and Ductility of D2W2

$\varepsilon_{pd} = 0.35\%$ 일 때 콘크리트 압축연단의 변형률은  $\varepsilon_{cu}$ 의 41%에 해당하는 0.123% 이하로 나타났으며, 콘크리트 압축변형률이  $\varepsilon_{cu} = 0.3\%$ 에 도달할 때 강연선의 변형률은  $\varepsilon_{pd}$ 의 3.46배에 해당하는 1.211%를 초과하여 최소허용변률 0.7%를 만족하는 것으로 나타났다.

비긴장강연선의 배근비율이 각기 다른 실험체를 대상으로 변위연성을 검토하기 위해 인장보강재의 변형률이  $\varepsilon_{pd} = 0.35\%$ 에 도달할 때 부재가 항복하는 것으로 가정하고, 부재 항복 시 실험체 변위에 대한 실험체 최대하중시 실험체 변위비 ( $\textcircled{B}/\textcircled{E}$ )는 3.79~6.62로 나타나 일반적인 철근콘크리트 구조물의 요구 연성지수 3~6 (Park et al., 1975)을 만족하는 것으로 검토되었다. 또한 단면해석에 의한 최대하중 대비 실험체 최대하중의 비 ( $\textcircled{A}/\textcircled{E}$ )를 검토한 결과, 비긴장강연선의 설계항복강도 700MPa를 적용함에 따른 여유강도는 1.38~2.62로 나타났다. 따라서 비긴장강연선이 휨부재에서 설계항복변형률을 0.35%로 적용하는 것은 타당한 것으로 판단된다.

## 6. 보의 설계예

대상 보기둥 접합부 시스템의 철근과 비긴장강연선이 혼용배근된 보를 대상으로 본 연구에서 제안된 설계방법을 적용하여 다음 Fig. 8과 같은 조건의 보에 대한 설계방법을 예시하고자 한다.

### 6.1 최소, 최대강재비 산정

$$k = f_{pd}/f_y = 1.75, \quad \varepsilon_{pd} = 700/2 \times 10^5 = 0.35\%$$

$$\rho_{k,\min} = 0.247 \sqrt{f_{ck}}/f_y = 0.321\% \quad (13)$$

$$\rho_{k,b} = \rho_{bs} + k\rho_{bps} = \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{f_y} \times \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_{py} + \varepsilon_u} = 0.0225 \quad (8)$$

$$\rho_{k,\max} = \frac{\varepsilon_{py,D} + \varepsilon_u}{2\varepsilon_{py,D} + \varepsilon_u} \rho_{k,b} = 1.463\% \quad (15)$$

$$\therefore 0.321\% < \rho_k = \rho_s + 1.75\rho_{ps} < 1.463\%$$

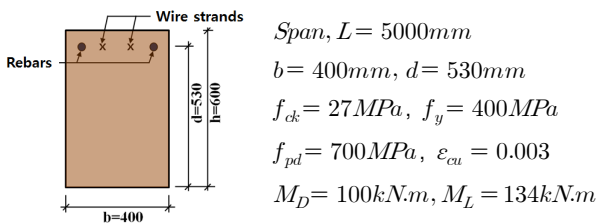


Fig. 8 Design of simple beam

### 6.2 소요강도에 따른 배근비 결정

$$M_{n,\text{소요강도}} = 350/0.85 = 412\text{kN.m}$$

철근과 비긴장 강연선이 혼용 배근된 보 단면의 휨강도를 산정하기 위해 식 (16)를 사용하고 주어진 보의 단면과 재료의 강도 및  $M_n = 412\text{kN.m}$ 를 적용하고  $\rho_k$ 에 대하여 정리하면 다음과 같다.

$$M_n = \rho_k b d^2 f_y (1 - 0.59 \rho_k f_y / f_{ck}) \quad (16)$$

$$392844\rho_k^2 - 44944\rho_k + 412 = 0$$

$$\therefore \rho_k = \rho_s + 1.75\rho_{ps} = 1.005\%$$

$$\therefore 0.321\% < \rho_k = 1.005\% < 1.463\% \rightarrow O.K$$

### 6.3 사용하중에서 철근이 항복하지 않는 조건 검토

$$\Omega = M_s/M_n = 0.667$$

$$A_p \leq \frac{0.92 - \Omega}{k\Omega - 0.92} A_s = 1.03A_s \quad (25)$$

$$\text{required } A_s = 762\text{mm}^2, A_{ps} = 784\text{mm}^2$$

$$\therefore 2 - D22 + 7 - \Phi15.2 \quad (A_{k,\text{used}} = 2155.8\text{mm}^2)$$

### 6.4 소요 휨강도 검토

$$\rho_{k,\text{used}} = (A_s + 1.75A_{ps})/bd = 1.017\%$$

$$M_n = \rho_k b d^2 f_y (1 - 0.59 \rho_k f_y / f_{ck})$$

$$= 416\text{kN.m} \geq M_u/\Phi = 412\text{kN.m} \rightarrow O.K$$

### 6.5 처짐 검토

위에서 사용하중에서 철근이 항복하지 않는 강연선 배근비가 사용되었으므로 기준에서 제시하는 처짐식을 사용하여 검토하면 다음과 같다.

$$f_r = 3.3\text{MPa}, E_c = 27804\text{MPa}, n = E_s/E_c = 7.2$$

$$c = 146.2\text{mm}, I_g = 7.2 \times 10^9\text{mm}^4, I_{cr} = 2.06 \times 10^9\text{mm}^4$$

$$M_{cr} = 79.2\text{kN.m}, M_{sus} = 167\text{kN.m}$$

$$I_e = (M_{cr}/M_a)^3 I_g + [1 - (M_{cr}/M_a)^3] I_{cr}$$

$$I_{e,D} = 4.6 \times 10^9\text{mm}^4, I_{e,sus} = 2.6 \times 10^9\text{mm}^4,$$

Table 10 Comparison of  $w_k$  According to Reinforcement

Reinforcement	$\bar{A}$ (mm <sup>2</sup> )	$\bar{A}_k$ (mm <sup>2</sup> )	$\rho_k$ (%)	$\rho_{k,max}$ (%)	$M_n$ (kN·m)	$\varepsilon_t$ (%)	$I_{cr}$ (mm <sup>4</sup> )	$f_{s2}$ (MPa)	$l_{s,max}$ (mm)	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	$w_k$ (mm)
2-D22 + 7- $\Phi$ 15.2, ①	1546	2156	1.017	1.463	416	1.692	2.06×10 <sup>9</sup>	314.5	219.7	1.26×10 <sup>-3</sup>	0.276
7-D22, ②	2709	2709	1.278	2.090	510	1.285	2.82×10 <sup>9</sup>	213.3	149.9	7.63×10 <sup>-4</sup>	0.114
① / ②	0.57	0.80	0.80	0.70	0.82	1.32	0.73	1.47	1.47	1.65	2.42

$$I_{e,D+L} = 2.26 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\Delta_i = K \cdot \frac{5M_a L^2}{48E_c I_e}, K = 1.0$$

$$\Delta_{i,D} = 2.04 \text{ mm}, \Delta_{i,sus} = 6.02 \text{ mm}, \Delta_{i,D+L} = 9.70 \text{ mm}$$

$$\Delta_{i,L} = \Delta_{i,D+L} - \Delta_{i,D} = 7.66 \text{ mm}$$

처짐에 의해 손상될 염려가 없는 비구조요소를 지지하는 바닥구조에 대하여 재령 5년에서의 장기처짐을 검토하면 다음과 같다.  $\lambda = 2.0$  (재령 5년)

$$\therefore \lambda \Delta_{i,sus} + \Delta_{i,L} = 19.70 \text{ mm} > L/240 = 20.83 \text{ mm} \rightarrow O.K$$

### 6.6 균열폭 검토

위에서 계산된 철근과 강연선이 배근된 보에 대하여 균열폭을 검토하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} d_s &= 22 \text{ mm}, d_p = 13.3 \text{ mm}, E_{ci} = E_c/0.85 = 32711 \text{ MPa}, \\ \alpha &= E_s/E_c = 7.2, \alpha_e = E_s/E_{ci} = 6.1, f_r = 3.3 \text{ MPa}, \\ f_{s2} &= M_s(d-c)\alpha/I_{cr} = 314.5 \text{ MPa}, h_{c,ef} = 151.3 \text{ mm} \\ A_{c,ef} &= 60506.7 \text{ mm}^2, \rho_{s,ef} = (A_s + A_p)/A_{c,ef} = 0.02555 \\ \rho_{s,ef} \times f_{s2} &= 8.04 > f_r(t)(1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) = 3.81 \end{aligned}$$

(∴ 안정상태)

상이한 철근과 강연선의 평균부착응력과 직경을 고려하면 균열폭간격 및 평균변형률은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} l_{s,max} &= \frac{1}{3.6\rho_{s,ef}} \frac{nd_s^2 + md_p^2}{nd_s + 0.7md_p} = 219.7 \text{ mm} \quad (28) \\ \varepsilon_{s2} &= f_{s2}/E_s = 1.57 \times 10^{-3}, \beta = 0.6 \times 0.7 = 0.42 \\ \varepsilon_{sr2} &= f_r(t)(1 + \alpha_e \rho_{s,ef})/(\rho_{s,ef} E_s) = 7.46 \times 10^{-4} \\ \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \varepsilon_{c2} - \beta \varepsilon_{sr2} = 1.26 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

따라서 건조수축을 무시한 균열폭은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} w_k &= l_{s,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0.276 \text{ mm} \\ &< w_a = 0.4 \text{ mm} \rightarrow O.K \end{aligned}$$

위의 예제 보를 철근으로만 보강할 경우, 보강되는 철근량은 7-D22 ( $A_s = 2322 \text{ mm}^2$ )가 되며, 철근과 비긴장강연선이 혼용배근된 보의 결과와 비교하여 Table 10에 나타내었다. 철근과 강연선이 혼용배근된 보는 철근으로만 배근된 경우보다 강재량 ( $\bar{A}$ )이 약 40% 감소, 균열단면2차모멘트 ( $I_{cr}$ )는 17%감소, 균열폭 ( $w_k$ )이 142%가 증가하였다. 이와 같이 철근과 강연선이 혼용배근된 보는 철근으로만 배근된 보의 경우보다 처짐과 균열에서 취약한 것을 알 수 있다.

### 7. 결론

선행된 대상 보-기둥 접합부 시스템의 철근과 비긴장강연선이 혼용배근된 휨실험의 고찰로부터, 하중 전구간에서 비긴장강연선이 구조보강재로서 예상 강도와 강성을 발현하고 있음이 확인되었으며, 처짐검토에서 이론식의 적용은 철근이 항복하기 이전으로 제한되어야 하며 사용하중을 고려하여 비긴장강연선의 보강비율이 제한되어야 하는 것으로 나타났다. 또한 선행된 휨실험을 대상으로 한 단면해석을 통해 휨부재의 최대내력 시 비긴장강연선이 항복변형률과 항복강도에 도달하는 것으로 확인되었다.

비긴장강연선을 철근과 혼용배근하여 휨부재에서 구조보강재로 사용할 경우 비긴장강연선의 설계항복강도와 설계항복변형률을 각각 700 MPa, 0.35%로 제시하고, 상이한 항복강도를 고려하여 현행 설계기준을 만족하는 최소·최대보강비 및 휨강도 산정식을 제안하였다.

대상시스템에서 보의 사용성을 고려하기 위해, 현행 설계기준식을 사용하여 처짐검토 시 사용하중을 고려하여 철근에 대한 비긴장강연선의 배근비율을 다음 식 (25)와 같이 제안하였으며, 균열폭 검토시 철근과 비긴장강연선의 상이한

부착특성, 항복강도, 직경, 단면적 등을 고려하여 균열폭 산정방법을 제안하였다.

$$\frac{A_p}{A_s} \leq \frac{0.92 - \Omega}{k\Omega - 0.92} \quad (0.92 > \Omega > 0, k\Omega > 0.92) \quad (25)$$

#### References

1. Claudio E. Todeschini, Albert C. Bianchini and Clyde E. Kesler, "Behavior of Concrete Columns Reinforced with High Strength Steels", ACI Journal, Proceedings, Vol. 61, No. 6, June 1964, pp.701-716.
2. Hong, Geon-Ho, "Flexural Performance Evaluation of Reinforced Concrete Beams with High-Strength Reinforcing Bars", Journal of Architectural Institute of Korea, Vol. 27, No. 1, 2011, pp.103-110 (in Korean).
3. Lee. J. H., Kim. S. C., Ko. S. H., Choi. J. W., "Performance of High-Strength Steel Reinforcement and Standard", Journal of Korea Concrete Institute, Vol. 22, No. 5, 2010, pp.33-44 (in Korean).
4. Noh, S. Y., Jo, M. J., Kim, H. G., Jung. J. C., "Flexural Performance Assessment of a Joint-Unified PC Beam-Column System using the Untensioned Wire Strand", Journal of Architectural Institute of Korea, Vol. 27, No. 3, 2011, pp.51-58 (in Korean).
5. Noh, S. Y., Kim, H. G., Lee, J. H., Jo, M. J., "Bond Stress-Slip Model and Development Length of Untensioned Wire Strand Placed on the Interface between Half-PC Beam and Topping Concrete", Journal of Architectural Institute of Korea, Vol. 28, No. 3, 2012, pp.3-14 (in Korean).
6. Park, Robert and Paulay, Thomas, Reinforced Concrete Structure, John Wiley & Sons, New York, 1975, p.769.
7. Robert F. Mast, Mina Dawood, Sami H. Rizkalla, Paul Zia, "Flexural Strength Design of Concrete Beams Reinforced with High-Strength Steel Bars", ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 4, 2008, pp.570-577.

Received : 03/25/2013

Revised : 04/10/2013

Accepted : 04/15/2013

## 요 지

최근 국내에서 개발된 프리스트레스가 도입되지 않은 강연선을 적용한 보-기둥 접합부시스템은 2개층 동시 시공이 가능한 2개층 1절 PC기둥 및 U자형 단부형상을 갖는 하프 PC보로 구성되어 있다. 대상 보-기둥 접합부에서는 시공성을 향상시키기 위해 철근과 비긴장강연선이 혼용배근되며, 선행된 연구에서 구조성능을 규명하기 위한 실험이 수행되었다.

본 연구에서는 선행된 실험결과와 단면해석결과를 비교검토하여 이형철근과 비긴장강연선이 혼용배근된 보의 설계방안을 제안하고자 한다. 고강도 철근에 대한 기존연구 고찰을 토대로 비긴장강연선의 설계항복강도를 제안하고, 상이한 철근과 비긴장강연선의 항복강도를 고려하여 구조설계기준을 만족하는 최소·최대 보강비, 휨강도 산정식을 제안하였다. 대상시스템에서 보의 사용성을 고려하기 위해, 현행 설계기준식을 사용하여 처짐검토 시 사용하중을 고려하여 비긴장강연선 배근비율을 제안하였으며, 균열폭 검토시 철근과 비긴장강연선의 상이한 부착특성, 항복강도, 직경, 단면적 등을 고려하여 균열폭 산정방법을 제안하였다. 마지막으로 본연구에서 제안된 설계방안들을 적용하여 철근과 비긴장강연선이 혼용배근된 보단면의 설계 방법을 제시하였다.

**핵심 용어** : 비긴장강연선, 고강도 구조보강재, 단면설계, 철근콘크리트 보