

# FRP 시스템으로 보강한 철근콘크리트 부재의 휨 해석

## Flexural Analysis of Reinforced Concrete Members Strengthened with FRP Systems Based on Strength Method

조 백 순\*

Cho, Baik-Soon

김 성 도\*\*

Kim, Seong-Do

정 진 환\*\*\*

Cheung, Jin-Hwan

### Abstract

Strength method for determining nominal moment capacity of reinforced concrete members is also assumed to be suitable for strengthened members with FRP system. If the internal tensile forces of the strengthened member from steel and FRP is insufficient, the FRP system strain might become greater than its ultimate tensile strain which makes the strength method a contradiction and unapplicable. The experimental results of 27 strengthened beams with carbon fiber sheets which have relatively lower tensile forces from steel and FRP show that not only concrete compressive strain is lower than 0.003 but also measured ultimate moment was lower than nominal moment using the strength method.

### 요 지

FRP 시스템으로 보강된 철근콘크리트 단면 대부분이 철근콘크리트로 구성되어 있어 휨해석 및 휨설계를 직사각응력블록을 이용한 강도설계법에 의존하는 경향이 있다. 그러나, 보강단면의 인장철근 및 FRP시스템에 의한 인장력이 부족한 단면의 FRP 시스템의 변형률이 인장과단변형률을 초과하면 강도설계법을 적용할 수 없는 해석상 모순에 빠져든다. 인장철근과 탄소섬유시트에 의한 인장력이 낮은 탄소섬유시트 보강보 실험에서 콘크리트 최대압축변형률이 0.003보다 낮은 것으로 측정되었을 뿐 아니라 최대휨모멘트는 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트보다 작은 것으로 측정되어, FRP 시스템 보강단면의 공칭휨모멘트 산정에 강도설계법의 적용한계가 있는 것으로 나타났다.

**Keywords :** FRP Strengthening System, Nominal Moment, Strength Method, FRP Failure Strain

**핵심 용어 :** FRP 보강시스템, 공칭휨모멘트, 강도설계법, FRP 시스템 과단변형률

\* 정회원, 인제대학교 토목공학과 조교수

\*\* 정회원, 경성대학교 건설환경공학부 교수

\*\*\* 정회원, 부산대학교 토목공학과 교수

E-mail : civcho@inje.ac.kr 055-320-3555

• 본 논문에 대한 토의를 2006년 4월 30일까지 학회로 보내주 시면 2006년 7월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

## 1. 서 론

콘크리트구조 설계기준(건설교통부, 2002)에 의하면 콘크리트의 인장성능을 무시하고 콘크리트 압축변형률( $\epsilon_c$ )이 극한변형률( $\epsilon_{cu}$ )인 0.003일 때 압축측 콘크리트의 비선형 응력분포를 등가 직사각응력블록으로 치환하는 방법(이하 강도설계법이라 칭함)에 의해 철근콘크리트 단면의 공칭 휨모멘트를 산정할 것을 추천하고 있다. 일반적으로 FRP 보강 철근콘크리트 부재의 인장축에 부착된 FRP 단면적은 전체 단면적의 1% 이하로 그 영향이 적어, FRP 보강 부재의 해석 및 설계도 대체로 강도설계법에 의존하는 경향이 있다(Ziraba 등, 1994; El-Mihilmy 등, 2000; ACI 440, 2002; 박대호 등, 2002; 홍건호 등, 2003). 그러나, FRP 보강부재의 휨 성능은 보강재 종류, 보강재 양, 보강재의 정착장치, 보강재와 모체의 부착성능 등 보강시스템에 따라 다르게 산정되며, FRP 보강시스템이 보강 휨부재의 항복이후 거동에 상당한 영향을 미치는 것은 잘 알려진 사실이다. 따라서 FRP 보강 철근콘크리트 부재의 모멘트-곡률 관계 및 응력분포, FRP의 파단변형률, 콘크리트의 최대 압축 변형률, 콘크리트의 인장성능, FRP 보강부재의 균열분포 및 파괴형태 등을 규명하지 않고 FRP 보강부재의 휨해석 및 휨설계에 강도설계법을 적용하는 것은 한계가 있을 수 있다.

강도설계법에 의해 FRP 보강단면의 공칭휨모멘트를 산정할 때 필요한 변형률 분포도를 Fig. 1에 도시하였다. FRP비가 증가하면, FRP에 의한 인장력이 증가되어 중립축은 단면의 하부로 이동하게 된다. 여기서 FRP비( $\rho_f = A_f/bh$ )는 FRP단면과 부재단면의 면적비를 의미한다.  $\epsilon_c$ 는  $\epsilon_{cu}$ 로 일정하므로, FRP 변형률( $\epsilon_f$ )는 감소하며, 감소된 변형률을 Fig. 1에  $\epsilon_f^-$ 로 도시하였다. 이와는 반대로  $\rho_f$ 가 감소하면, 중립축 거리가 감소하여  $\epsilon_f$ 는 증가하며, 증가된 변형률은  $\epsilon_f^+$ 로 도시되었다. 여기서,  $\epsilon_f^+$ 는 FRP 인장시험에서 측정된 FRP 인장파단변형률  $\epsilon_{fu}^+$ 를 초과할 수도 있는데, 이 경우 보강단면의 공칭휨모멘트를 강도설계법으로 산정하는 것은 해석상 모순이 된다. 따라서 FRP 보강단면 내 인장철

근 및 FRP에 의한 인장력이 부족하여  $\epsilon_f$ 가  $\epsilon_{fu}^+$ 를 초과하면, 보강단면의 공칭휨모멘트 산정에 강도설계법을 적용하기에는 한계가 있음을 알 수 있다.

FRP 파단변형률  $\epsilon_{fu}$ 는 철근콘크리트 단면에 부착된 FRP가 더 이상 보강재의 역할을 하지 못하는 변형률을 의미하며, 보강단면이 최대 휨모멘트에 도달했을 때의 FRP 변형률이다.  $\epsilon_f$ 가  $\epsilon_{fu}$ 에 도달하면 FRP 보강부재는 그 기능을 상실하며, 보강재 종류, 보강재 양, 보강재 정착장치, 보강재와 모체의 부착성능 등 보강시스템에 따라  $\epsilon_{fu}$ 는 달리 평가된다. 기존 발표논문(정진환 등(2003), 한국건설기술연구원(2001), Brena 등(2003), Grace 등(2003))에 의하면 철근콘크리트 구조부재에 보강된 탄소섬유시트와 탄소섬유판의  $\epsilon_{fu}$ 는  $\epsilon_{fu}^+$ 의 대략 50%~80%로 보고되었으며, 이는 FRP 보강단면의 휨해석 및 휨설계에 강도설계법을 적용할 수 있는 범위가 더욱 더 좁아지게 됨을 의미한다. 일반적인 보강을 필요로 하는 철근콘크리트 구조부재는 철근의 부식 등에 의한 인장철근의 인장력 감소와 설계시 사용된 철근의 낮은 항복강도 때문에 보강단면 내 인장력이 감소하며, 이것 또한 강도설계법으로 FRP 보강단면을 설계할 때 적용한계가 있음을 내포하고 있다.

본 논문에서는 FRP 보강단면의 인장력 변화가 고려된 체계적인 탄소섬유시트 보강보 실험을 실시하기 위하여 3종류의 인장철근비와 4종류의 탄소섬유시트 비를 선택하였다. 탄소섬유시트 보강보 실험에 대한 신뢰성 확보를 위하여 보강보는 2개씩, 각 인장철근비에 대한 기준실험보는 1개씩, 합계 27개 실험보에 대한 체계적인 실험을 실시하였다. 보강보에 부착된 탄소섬유시트의 조기탈락을 방지하거나 지연시키기 위하여 탄소섬유시트 양 단부에 U-밴드를 설치하였다. 실험에서는 콘크리트 압축변형률, 탄소섬유시트의 파단변형률, 하중 및 처짐 등을 측정하였으며, 측정된 콘크리트 최대 압축변형률과 강도설계법 적용 기준인 콘크리트 극한변형률인 0.003을 비교하였고, 최대휨모멘트와 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트를 비교하여 FRP 보강단면의 공칭휨모멘트 산정에 강도설계법의 적용이 타당함을 규명하였다.

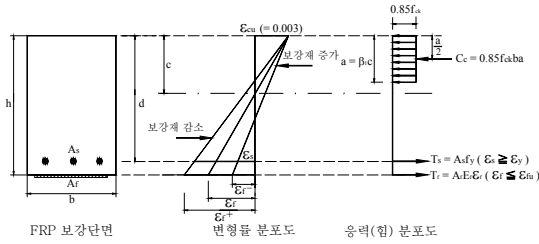


Fig. 1 강도설계법에 의한 FRP 보강 철근콘크리트 단면의 공칭 휨 모멘트 산정을 위한 변형률 분포도 및 응력(힘) 분포도

## 2. 강도설계법에 의한 FRP보강단면의 휨해석

### 2.1 FRP 보강단면의 공칭 휨모멘트

FRP로 보강된 철근콘크리트 단면의 공칭휨모멘트를 산정하기 위해서는 다음과 같은 과정이 필요하다. 강도 설계법에 의하면 콘크리트 압축력  $C_c$ , 인장철근 인장력  $T_s$ , FRP 인장력  $T_f$ 를 아래와 같이 나타낼 수 있다.(Fig. 1 참조)

$$\begin{aligned} C_c &= 0.85 f_{ck} b a \\ T_s &= A_s f_y \quad (\epsilon_s \geq \epsilon_y) \\ T_f &= A_f f_f = A_f E_f \epsilon_f \quad (\epsilon_f \leq \epsilon_{fu}) \end{aligned} \quad (1)$$

힘의 평형조건 ( $C_c - T_s - T_f = 0$ )을 만족시키면,

$$0.85 f_{ck} b a - A_s f_y - A_f E_f \epsilon_f = 0 \quad (2)$$

Fig. 1의 변형률 분포도를 참조하여 변형률 적합조건을 만족시키면,  $\epsilon_f$ 는 식 (3)과 같이  $\epsilon_{cu}$  항으로 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_f = \left( \frac{h-c}{c} \right) \epsilon_{cu} \leq \epsilon_{fu} \quad (3)$$

식 (3)과 등가응력블록의 깊이 상수  $a = \beta_1 c$ 를 식 (2)에 대입하면,

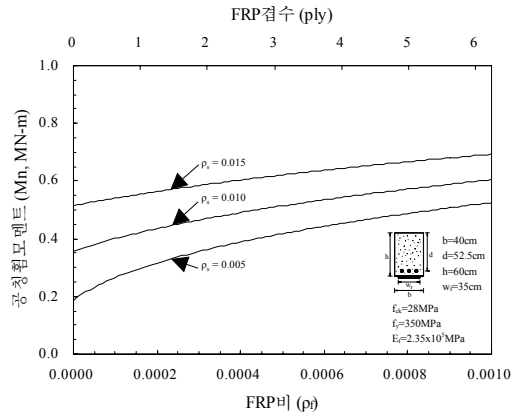


Fig. 2 강도설계법으로 산정된 FRP 보강단면의 공칭휨모멘트와 FRP 비의 상관관계

$$0.85 f_{ck} b \beta_1 c - A_s f_y - A_f E_f \epsilon_{cu} \left( \frac{h-c}{c} \right) = 0 \quad (4)$$

식 (4)를 중립축 거리  $c$ 에 관하여 정리하면,

$$0.85 f_{ck} b \beta_1 c^2 + (A_f E_f \epsilon_{cu} - A_s f_y) c - A_f E_f \epsilon_{cu} h = 0 \quad (5)$$

식 (5)에서  $c$ 를 제외한 모든 상수는 단면 및 재료 상수이며, 양의 해가 FRP 보강단면의 중립축 거리  $c$ 이다.  $c$ 를 식 (1)에 대입하면 콘크리트 압축력  $C_c$ 와 FRP 인장력  $T_f$ 를 산정할 수 있다. 콘크리트 압축력  $C_c$ 의 작용점에 대하여 모멘트를 취하면, 강도설계법으로 산정된 FRP 보강단면의 공칭휨모멘트  $M_n$ 은 다음과 같다.

$$M_n = T_s \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + T_f \left( h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (6)$$

### 2.2 강도설계법의 적용한계

식 (6)을 이용하여 강도설계법으로 산정된 FRP 보강단면의 공칭휨모멘트와 FRP비의 상관관계도 ( $M_n - \rho_f d^2$ )를 Fig. 2에 도시하였다. FRP로 보강된 철근콘크리트 보의 단면 크기는 40cm×60cm, 유효 깊이는

52.5cm, 콘크리트 압축강도는  $f_{ck} = 28\text{MPa}$ , 철근 항복강도는  $f_y = 350\text{MPa}$ 이다.

FRP로 탄소섬유시트를 사용하였으며, 탄소섬유시트의 설계두께는 0.011cm, 폭은 15cm, 탄성계수는  $E_f = 2.35 \times 10^5 \text{MPa}$ , 인장과단변형률  $\epsilon_{fu}^t$ 는 0.015이다. 그림의 각 곡선은 인장철근비  $\rho_s$ 가 0.005, 0.010, 0.015인 경우이며,  $\rho_s$ 와  $\rho_f$ 의 변화에 따른 보강단면의 공칭휨모멘트의 변화를 Fig. 2에서 확인할 수 있다.  $\rho_s$ 와  $\rho_f$ 가 커지면 단면내 인장력이 증가하며, 중립축은 단면의 하부로 이동한다. 이에 따라 중립축 거리가 길어지게 되며, 이는 Fig. 1에서 알 수 있듯이 FRP 변형률과 FRP 인장응력 및 모멘트 팔길이를 감소시켜, 결국  $\rho_s$ 와  $\rho_f$ 증가에 따른 보강단면의 공칭휨모멘트 증가는 감소함을 알 수 있다.

Fig. 3에는 FRP 보강단면의 공칭휨모멘트 산정에 필요한 FRP 변형률과 FRP비의 상관관계도 ( $\epsilon_f - \rho_f \sigma$ )를 도시하였다.  $\rho_s$ 와  $\rho_f$ 가 감소할수록 보강단면 내 인장력이 감소하여 중립축은 보강단면 상부로 이동하므로,  $\epsilon_f$ 는 증가한다.  $\rho_s$ 가 0.005이며  $\rho_f$ 가 0.0005 이하로 보강된 단면이나,  $\rho_s$ 가 0.01이며  $\rho_f$ 가 0.00008 이하로 보강된 단면의 FRP 변형률은  $\epsilon_{fu}^t (= 0.015)$ 를 초과하므로 보강단면의 공칭휨모멘트를 강도설계법으로 산정하는 것은 해석상 모순이 된다. 이러한 보강단면에 대해 공칭휨모멘트를 강도설계법으로 산정하면 보강단면의 휨성능은 과대평가된다. 결국 FRP 보강단면 내 인장철근 및 FRP에 의한 인장력이 부족한 경우  $\epsilon_f$ 는  $\epsilon_{fu}^t$ 를 초과할 수도 있으며, 보강단면의 공칭휨모멘트 산정에 강도설계법을 적용하는 것은 한계가 있음을 알 수 있다.

FRP로 보강된 실험보에서 측정되는 FRP 과단변형률  $\epsilon_{fu}$ 는 FRP 인장시험으로 측정되는 FRP 인장과단변형률  $\epsilon_{fu}^t$ 와 구별되며,  $\epsilon_{fu}$ 는 철근콘크리트 단면에 부착된 FRP가 더 이상 보강재의 역할을 하지 못하는 변형률로서 보강 단면에 최대 휨모멘트가 도달했을 때의 FRP 변형률을 의미한다. 따라서 철근콘크리트 단면의 인장축에 부착된 FRP의 변형률이  $\epsilon_{fu}$ 에 도달하면 FRP 보강부재는 구조부재로서의 기능을 상실하게 된

다.  $\epsilon_{fu}$ 는 보강시스템에 따라 달리 산정되며, 특히 보강재 종류, 보강재 양, 보강재 정착장치, 보강재와 모체의 부착성능 등 보강시스템에 따라 다르게 평가된다. 정진환 등(2003)은 탄소섬유시트 보강보 실험에서 측정된  $\epsilon_{fu}$ 가  $\epsilon_{fu}^t$ 에 도달하지 못하고 탄소섬유시트 겹수에 따라 0.01191에서 0.00772까지 값의 변화를 보임을 발표하였으며, 탄소섬유시트 겹수가 증가할수록  $\epsilon_{fu}$ 가 감소하는 것으로 보고하였다. 한국건설기술연구원(2001)의 연구결과와 정진환 등(2003)에 의한  $\epsilon_{fu}$ 의 측정결과는 거의 일치하는 것으로 나타났다. Brena 등(2003)은 탄소섬유판 보강보 실험에서  $\epsilon_{fu}$ 를  $\epsilon_{fu}^t$ 의 50~65%로 보고하였으며, Grace 등(2003)은 탄소섬유시트 보강보 실험에서 평균  $\epsilon_{fu}$ 를  $\epsilon_{fu}^t$ 의 50%로 보고하였다. 기존 발표논문에서 의하면 철근콘크리트 단면의 인장축 외부에 부착된 탄소섬유시트나 탄소섬유판의  $\epsilon_{fu}$ 는 대체적으로  $\epsilon_{fu}^t$ 의 50%~80% 정도의 값을 나타내 보였다.

FRP 보강보 실험에서 FRP의  $\epsilon_{fu}$ 가  $\epsilon_{fu}^t$ 에 미치지 못하고 기존 연구결과와 근사적인 상한값과 하한값의 범위에 있다고 가정하여 이 값들을 Fig. 3에 적용하였을 때, 해석상 모순없이 FRP 보강단면의 공칭 휨모멘트를 강도설계법으로 산정할 수 있는 가를 고찰하였다.

$\epsilon_{fu}$ 의 한계를  $0.8\epsilon_{fu}^t$ 로 둘 때,  $\rho_s = 0.005$ 인 단면에서  $\rho_f$ 는 0.00087 (7겹의 탄소섬유시트에 해당)보다 크거나,  $\rho_s = 0.01$ 인 단면에서  $\rho_f$ 는 0.00031 (2.5겹의 탄소섬유시트에 해당)보다 큰 보강단면이어야 FRP 변형률이  $0.8\epsilon_{fu}^t$ 보다 작게 되어 해석상 모순없이 강도설계법으로 공칭휨모멘트를 산정할 수가 있다. 또한  $\epsilon_{fu}$ 의 한계를  $0.5\epsilon_{fu}^t$ 로 둘 때,  $\rho_s = 0.005$ 와  $\rho_s = 0.01$ 인 단면은  $\rho_f$ 와 무관하게 FRP 변형률이 모두  $0.5\epsilon_{fu}^t$ 를 상회하여 강도설계법을 적용할 수 없으며,  $\rho_s = 0.015$ 에서는  $\rho_f$ 가 0.0006 (4.85겹의 탄소섬유시트에 해당)보다 큰 보강단면이어야 공칭휨모멘트를 강도설계법으로 산정할 수 있다. 따라서 상대적으로 낮은 FRP 과단변형률을 사용하면 FRP 보강단면에 대한 강도설계법의 적용범위가 상당히 축소되는 것을 알 수 있다.

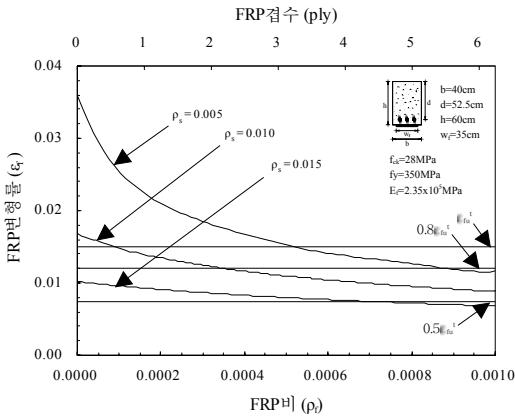


Fig. 3 FRP 보강단면의 공칭휨모멘트 산정에 적용된 FRP 변형률과 FRP 비의 상관관계

결론적으로, FRP 보강단면의 인장철근비가 낮을수록, FRP비가 낮을수록, FRP 과단변형률이 낮게 적용된 보강시스템일수록 FRP 보강단면의 공칭휨모멘트를 강도설계법으로 산정하기에는 한계가 있음을 확인하였다. 또한, 시공현장의 특수성을 고려하여 FRP의 사용 두께(겹수)를 제한한다면, 보강단면의 공칭휨모멘트를 산정하기 위한 강도설계법의 적용범위는 더욱 좁아질 수 있다.  $\epsilon_{fu}$ 를 높은 값으로 적용하기 위하여 보강재의 단부 등에 정착시스템을 도입한 연구가 진행되었거나 진행중이다(Bencardino 등, 2002; Brena 등, 2003; 박정일 등, 2005).

### 2.3 보강대상시스템의 변화에 따른 휨거동

본 절에서는 보강대상 철근콘크리트 단면의 크기, 형태, 구성 재료의 강도 등의 특성들을 보강대상 시스템으로 정의할 때, 보강대상 시스템의 변화가 FRP 변형률과 FRP비의 관계 ( $\epsilon_f - \rho_f$ )에 미치는 영향을 고찰하였다. 단면의 크기 변화에 대한  $\epsilon_f - \rho_f$  관계를 Fig. 4에 도시하였다.

단면크기는 20cm×30cm, 40cm×60cm, 60cm×90cm 세 종류에 동일한 인장철근비 ( $\rho_s = 0.01$ )를 적용하였으며, 단면의 폭에 대한 높이 비는 모두 앞 절에서 논의된 단면과 같은 1.5이다.

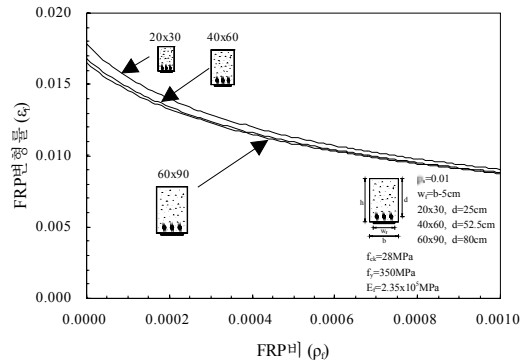


Fig. 4 보강단면의 크기 변화에 대한 FRP 변형률과 FRP 비의 상관관계

구성재료의 상수들은 앞 절에서 사용한 값들과 동일하며, 보강재 폭은 단면 폭보다 5cm 작게 적용하였다. 단면의 유효높이는 단면의 크기에 따른 철근량을 고려하여 각각 25cm, 52.5cm, 80cm로 하였다. 동일한 FRP비에 대한 FRP 변형률은 단면크기가 클수록 감소하는 것으로 나타났으나, 감소율은 극히 작았다. 따라서 보강대상 철근콘크리트 단면크기의 변화가  $\epsilon_f - \rho_f$  관계에 미치는 영향은 미미한 것으로 볼 수 있다.

보강단면의 형태 변화에 대한  $\epsilon_f - \rho_f$  관계를 Fig. 5에 도시하였다. 보강단면의 형태는 보통보(40cm×60cm), 깊은 보(40cm×100cm), 슬래브(100×25cm)로 구분되며, 인장철근비는 0.01을 적용하였다.

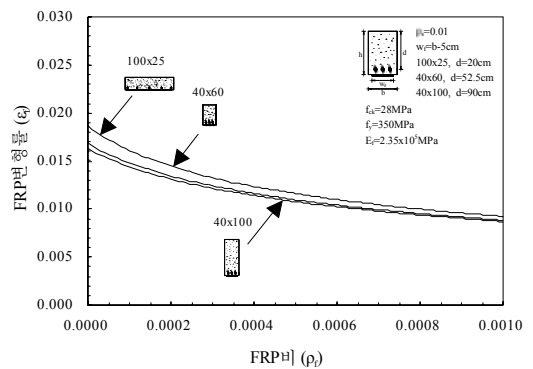


Fig. 5 보강단면의 형태 변화에 대한 FRP 변형률과 FRP 비의 상관관계

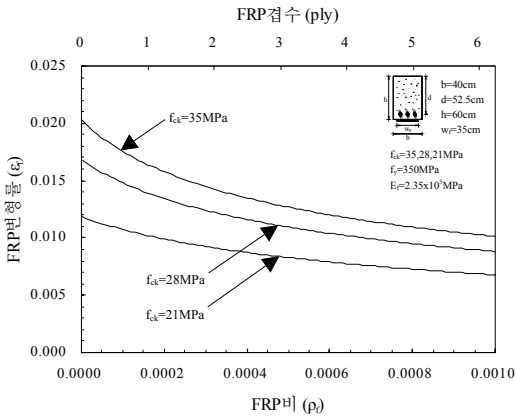


Fig. 6 콘크리트 압축강도 변화에 대한 FRP 변형률과 FRP 비의 상관관계

동일한 FRP비에 대한 FRP 변형률은 슬래브, 보, 보, 깊은 보 순으로 크게 나타나, FRP 보강단면의 폭에 대한 높이 비가 증가할수록 FRP 변형률은 감소함을 알 수 있다. 그러나 이 또한 감소율은 아주 작으며, 보강단면의 형태 변화가  $\epsilon_f - \rho_f$  관계에 미치는 영향은 미미한 것으로 나타났다. 콘크리트의 압축강도와 인장철근의 항복강도가  $\epsilon_f - \rho_f$  관계에 미치는 영향을 각각 Fig. 6과 Fig. 7에 나타내었다.

콘크리트 압축강도가 감소하면, 보강단면내 압축력이 감소하여 중립축은 단면의 하부로 이동하게 되며, 중립축 거리의 증가는 FRP 변형률을 감소시킨다. 즉, 콘크리트의 압축강도가 감소하면 FRP 변형률도 감소하며, 이 변화가  $\epsilon_f - \rho_f$  관계에 미치는 영향은 무시할 수 없음을 그림에서 확인할 수 있다. 일반적인 시공현장에 적용하는 세 가지 종류의 콘크리트 압축강도 ( $f_{ck} = 21, 28, 35 \text{ MPa}$ )는  $\epsilon_f - \rho_f$  관계에 영향을 미치는 것으로 나타났다. 이와는 반대로, 인장철근의 항복강도가 감소하면, 보강단면 내 인장력이 감소하여 중립축은 단면의 상부로 이동하게 된다. 중립축 거리의 감소는 FRP 변형률을 증가시킨다. 세 가지 종류의 철근 항복강도 ( $f_y = 300, 350, 400 \text{ MPa}$ )에 따른 FRP비와 FRP 변형률의 변화를 살펴보았으며, 동일한 FRP비에 대해서 철근 항복강도가 감소할수록 FRP 변형률은 증가하는 것으로 나타났다.

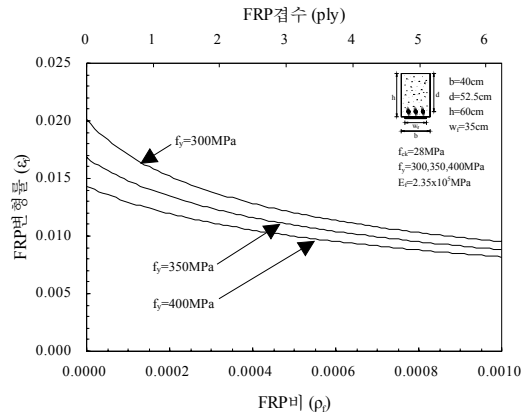


Fig. 7 철근항복강도 변화에 대한 FRP 변형률과 FRP 비의 상관관계

결론적으로, 콘크리트 압축강도를 제외한 보강대상 시스템의 단면의 크기, 형태, 인장철근의 항복강도 등의 변화가  $\epsilon_f - \rho_f$  관계에 미치는 영향은 미미한 것으로 나타났으며, 보강대상시스템의 변화가 2.2절의 결론에 큰 영향을 미치지 않는 것으로 평가할 수 있다.

### 3. FRP 보강보 실험 및 고찰

철근콘크리트 보는 길이 320cm(순지간 300cm), 폭 20cm, 깊이 30cm, 유효깊이 25cm로 제작되었다 (Fig. 8 참조). 인장력 변화가 고려된 체계적인 FRP 보강보 실험을 위하여 3종류의 인장철근비와 4종류의 FRP비를 선택하였다. 인장철근비가 0.00507 (2-D13, 이하 D13보강보), 0.00794 (2-D16, 이하 D16보강보), 0.01146 (2-D19, 이하 D19 보강보)인 3종류의 철근콘크리트 보를 제작하였으며, 보의 전단 파괴를 방지하기 위해 스테럽(D10)을 10cm 간격으로 전단 구

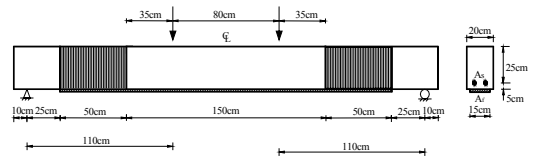


Fig. 8 탄소섬유시트 보강보의 단면 및 보강상태

Table 1 탄소섬유시트 보강보에 사용된 구성재료의 물성치

구성재료	물 성 치	
콘크리트	압축강도	34MPa
철근	항복강도	350 MPa (D13과D16) 400 MPa (D19)
탄소섬유	인장강도	3,525 MPa
	탄성계수	2.35×10 <sup>5</sup> MPa
	파단변형률	0.015
에폭시 수지	설계두께	0.165 mm
	인장강도	52.2 MPa
	압축강도	81.1 MPa
	휨강도	63.8 MPa
	인장전단 부착강도	11.6 MPa

간에 배근하였다. FRP로는 설계두께 0.165mm이며 단위무게 300gr/m<sup>2</sup>인 탄소섬유시트를 선택하였으며, 철근콘크리트 보의 하부에 폭 15cm, 길이 250cm 크기로 부착하였다. 4종류의 탄소섬유시트비에 대한 보강보의 휨성능을 고찰하기 위해 현실적으로 가장 많이 시공하는 보강겹수(1~4겹)를 선택하였다. 탄소섬유시트의 조기탈락을 방지 또는 지연시키기 위하여 보강재의 단부에 폭 50cm의 U-밴드(휨 보강용 섬유 시트와 같은 겹수 적용)를 시공하였다. 보강보 실험에 대한 신뢰성을 확보하기 위해 각 보강겹수들에 대해 2개씩의 동일한 보와 각 기준실험보 1개씩을 제작하여 총 27개의 실험보에 대해 실험을 실시하였다. 탄소섬유시트 보강보에 사용된 구성재료의 물성치를 Table 1에 나타내었다.

0.5MN 용량의 MTS 액츄에이터를 사용하여 네점 휨실험을 실시하였다. 단순지지 경계조건을 만족하도록 실험보의 양쪽 단부에서 각각 10cm 떨어진 곳에 강제 롤러를 설치하여 실험보를 지지하였다. 하중은 실험보의 중앙에서 좌우 40cm씩 떨어진 곳에 강제 가력보를 이용하여 가력하였으며, 이때 두 가력점 사이는 순수 휨을 받는 구간이 된다. 하중은 액츄에이터를 통해 변위 제어방식으로 2.0mm/min의 속도로 가하였다. 작용하중은 액츄에이터에 부착된 하중계(load cell)를 사용하여 측정하였으며, 작용하중에 대한 실험보의 처짐은 보의 중앙 하부에 설치된 변위계(LVDT)를 사용하여 측정하였다. 콘크리트

Table 2 강도설계법으로 산정된 탄소섬유시트 보강단면의 공칭 휨모멘트와 보강보 실험에서 측정된 최대휨모멘트

보 종류	보강 겹수	강도설계법		보강보 실험			(2) (1)
		공칭 휨모멘트 $M_n$ , KN-m (1)	보강재 변형률 $\epsilon_f$	최대 휨모멘트 $M_u$ , KN-m (2)	파단 변형률 $\epsilon_{fu}$	콘크리트 최대 압축변형률 $\epsilon_{cf}$	
D13 보	0	21.5	-	27.8	-	-	1.29
	1	51.0	0.01844	46.8	0.01108	0.00220	0.92
	2	65.2	0.01383	53.9	0.00836	0.00237	0.83
	3	75.1	0.01151	65.6	0.00789	0.00247	0.87
	4	83.2	0.01004	83.5	0.00845	0.00269	1.00
D16 보	0	33.1	-	41.5	-	-	1.25
	1	57.1	0.01538	56.8	0.01191	0.00263	0.99
	2	70.0	0.01204	68.4	0.00915	0.00268	0.98
	3	79.6	0.01023	81.5	0.00928	0.00286	1.02
	4	87.2	0.00903	90.8	0.00793	0.00305	1.04
D19 보	0	52.8	-	57.6	-	-	1.09
	1	69.4	0.01125	73.6	0.00943	0.00301	1.06
	2	80.2	0.00940	83.8	0.00916	0.00309	1.04
	3	88.4	0.00825	-	-	-	-
	4	95.2	0.00744	102.0	0.00772	0.00291	1.07

및 탄소섬유시트의 변형률을 측정하기 위해 보의 중앙에서 길이 방향으로 3개의 변형률 게이지를 상단 및 하단에 부착하였다. 측정된 변형률은 보강보 실험의 분석에 사용되며, 탄소섬유시트의 파단변형률과 콘크리트의 최대압축변형률을 평가하는데 이용되었다. 보강보의 설치 및 가력 상황을 Fig. 9에 나타내었다.

식(6)을 이용하여 강도설계법으로 산정된 탄소섬유시트 보강단면의 공칭휨모멘트  $M_n$  과 식(3)을 이용하여 구한 탄소섬유시트 변형률  $\epsilon_f$  를 Table 2에 정리하였다. 강도설계법에 의하면 콘크리트의 최대 압축변형률은 탄소섬유시트 양에 관계없이  $\epsilon_{cu}$ 로 일정한 것으로 가정한다. 탄소섬유시트 양이 감소하면 중립축 위치는 상부로 이동하여 이에 따라 중립축 거리가 줄어들며, 변형률 분포도에서 콘크리트 최대 압축 변형률이 일정하므로  $\epsilon_f$ 는 증가하게 되는데 Table 2는 이를 잘 반영하고 있다.

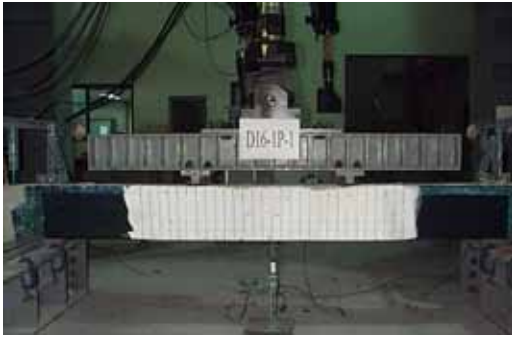


Fig. 9 탄소섬유시트 보강보의 설치 및 가력 상황

이때, 탄소섬유시트 1점이 보강된 D13보강보와 D16보강보의  $M_n$  산정에 사용된  $\epsilon_f$ 는 탄소섬유시트의 인장파단변형률( $\epsilon_{fu}^t$ )인 0.015를 초과하여 강도설계법으로  $M_n$ 을 산정하는 것은 해석상 모순이 있음을 보여준다. 탄소섬유시트 보강보 실험에서 측정된 최대휨모멘트  $M_u$ , 탄소섬유시트 파단변형률  $\epsilon_{fu}$ , 그리고 콘크리트 최대압축변형률  $\epsilon_{cf}$ 들도 Table 2에 나타내었다. 최대휨모멘트는 탄소섬유시트 양에 비례하여 증가하며, 인장철근비가 낮은 보일수록 탄소섬유시트에 의한 보강효과가 우수한 것으로 나타났다. 본 논문에서 사용된 D13보강보에 탄소섬유시트를 15 cm 폭으로 4점 보강한 경우 기준보 대비 약 200% 최대휨모멘트 증진 효과가 있는 것으로 측정되었으며, 동일한 보강제에 대한 D16보강보의 최대휨모멘트 증진효과는 약 119%, D19보강보의 최대휨모멘트 증진효과는 약 71%로 측정되었다. 탄소섬유시트 파단변형률  $\epsilon_{fu}$ 는 보강보에 부착된 탄소섬유시트가 외부하중에 대한 저항능력을 상실한 한계이다.  $\epsilon_{fu}$ 는 인장철근비와는 대체로 무관하며, 탄소섬유시트 두께(양)가 증가할수록 감소하는 것으로 측정되었다. 그 범위는 0.00772~0.01191으로 강도설계법에서 계산된 값보다 작은 것으로 측정되었다. 이는 탄소섬유시트 인장파단변형률의 약 50~80%로서 기존의 문헌에서 제시한 값들과 일치하는 결과를 주며, FRP 보강단면의 공칭휨모멘트를 산정하는데 강도설계법을 적용할 수 있는 범위가 상당히 축소됨을 알 수 있다. 탄소섬유시트 보강보 실험결과, 콘크리트 최대압축변형률  $\epsilon_{cf}$ 는 D13보강보에서 0.00220~0.00269, D16보강보에서 0.00263~

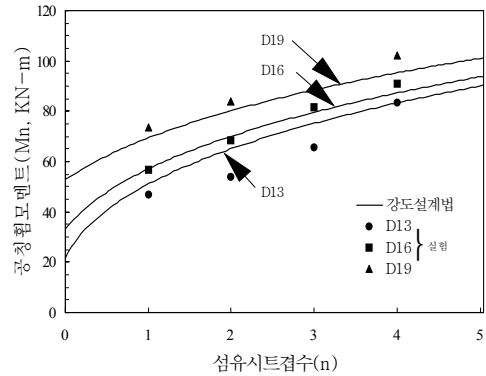


Fig. 10 탄소섬유시트 보강보 실험에서 측정된 최대휨모멘트와 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트의 비교

0.00805, D19보강보에서 0.00291~0.00309로 측정되었다. FRP 보강단면 내 인장철근 및 FRP에 의한 인장력이 작을수록  $\epsilon_{cf}$ 가 낮게 측정되었다. 특히,  $\epsilon_{cf}$ 가 0.003 이하이면, 보강보의 최대휨모멘트는 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트보다 작은 것으로 측정되어 강도설계법은 FRP 보강단면의 휨성능을 과대평가 하는 것으로 나타났다.

강도설계법으로 산정된 탄소섬유시트 보강단면의 공칭휨모멘트와 보강보 실험에서 측정된 최대휨모멘트를 Fig. 10에 비교하였다. Table 2를 참조하면, D13보강보 실험에서 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트에 대한 최대휨모멘트 비가 0.83~1.0으로 나타나, 최대휨모멘트가 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트보다 작은 것으로 나타났다. D16보강보에서 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트에 대한 최대휨모멘트 비가 0.98~1.04로 나타나, 최대휨모멘트는 강도설계법 산정 공칭휨모멘트와 대체로 비슷한 것으로 나타났다. D19보강보에서 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트에 대한 최대휨모멘트 비가 1.04~1.07로 나타나, 최대휨모멘트가 강도설계법 산정 공칭휨모멘트보다 큰 것으로 나타났다. 따라서, 인장철근비 및 FRP비가 감소할수록 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트에 대한 최대휨모멘트는 감소하는 것으로 나타났다. 특히, 상대적으로 인장철근비 및 FRP비가 낮은 FRP 보강단면의 최대휨모멘트는 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트보



다 작은 것으로 측정되어, 강도설계법은 FRP 보강단면의 휨성능을 과대평가 하는 것으로 나타났다.

#### 4. 결 론

FRP 시스템 보강단면을 해석하고 설계할 때 강도설계법을 적용하는 것이 타당한가를 검증하기 위하여, 인장철근비와 FRP비에 따른 인장력 변화를 고려하여 강도설계법에 의해 휨거동을 조사하였으며, 이들이 고려된 27개 탄소섬유시트 보강보 휨실험을 실시하였다. 본 연구에서 도출된 결론은 다음과 같다.

- 1) 강도설계법 관점에서 FRP 보강단면 내 인장철근 및 FRP에 의한 인장력이 부족하여  $\epsilon_f$ 가  $\epsilon_{fu}^t$ 를 초과하면, 보강단면의 공칭휨모멘트를 강도설계법으로 산정하는 것은 해석상 모순이 된다. 기존 발표논문 에 의하면 철근콘크리트 구조부재에 보강된 탄소섬유시트와 탄소섬유판의  $\epsilon_{fu}$ 는  $\epsilon_{fu}^t$ 의 50%~80%로 보고되었으며, 이는 FRP 보강단면의 휨해석 및 휨설계에 강도설계법을 적용할 수 있는 범위가 더욱 더 좁아지게 됨을 의미한다. 일반적인 보강을 필요로 하는 철근콘크리트 구조부재는 철근의 부식 등에 의한 인장철근의 인장력 감소와 설계시 사용된 낮은 철근의 항복강도 때문에 보강단면 내 인장력이 감소하며, 이것 또한 강도설계법으로 FRP 보강단면을 설계할 때 적용한계가 있음을 내포하고 있다.
- 2) 탄소섬유시트 보강보 실험결과,  $\epsilon_{cf}$ 는 D13보강보에서 0.00220~0.00269, D16보강보에서 0.00263~0.00305, D19보강보에서 0.00291~0.00309로 측정되었다. FRP 보강단면 내 인장철근 및 FRP에 의한 인장력이 작을수록  $\epsilon_{cf}$ 가 낮게 측정되었다. 특히,  $\epsilon_{cf}$ 가 0.003 이하이면, 보강보의 최대휨모멘트는 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트보다 작은 것으로 측정되어 강도설계법은 FRP 보강단면의 휨성능을 과대평가 하는 것으로 나타났다.
- 3) FRP 보강단면 내 인장철근비 및 FRP비가 감소할수록 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트에 대한 최대휨모멘트는 감소하는 것으로 나타났다. 특히,

상대적으로 인장철근비 및 FRP비가 낮은 FRP 보강단면의 최대휨모멘트는 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트보다 작은 것으로 측정되어, 강도설계법은 FRP 보강단면의 휨성능을 과대평가 하는 것으로 나타났다.

- 4) 인장철근과 FRP에 의한 인장력이 부족하여 강도설계법으로 정당한 공칭휨모멘트를 산정할 수 없는 경우, FRP 보강단면에 대한 새로운 공칭휨모멘트 산정방법의 연구가 요구된다.
- 5) FRP 보강단면의 공칭휨모멘트 산정에 강도설계법의 적용 타당성을 결정하는 인자는 보강단면의 인장력을 결정하는 인장철근비와 FRP비 그리고 FRP 과단변형률임을 알 수 있다.

#### 감사의 글

본 연구는 학술진흥재단 지역대학우수과학자(과제번호 R05-2004-000-11634-0) 지원으로 수행된 연구 결과의 일부이며, 이에 감사드립니다.

#### 참고문헌

1. 박대효, 부준성, “밀면 및 옆면 섬유시트로 보강된 철근콘크리트 보의 휨 해석,” 대한토목학회논문집, 22권 5A호, 2002, pp. 1045-1057.
2. 박정일, 조백순, 안상호, 유영찬, “섬유시트-강판 복합플레이트 보강 철근콘크리트 보의 휨성능에 관한 실험적 연구,” 2004년 대한토목학회학술발표논문집, pp. 3144-3149.
3. 정진환, 김성도, 조백순, 이우철, “탄소섬유시트로 보강된 RC 보의 공칭휨모멘트 - 1. 실험적 연구,” 대한토목학회 논문집, 23권 5A호, 2003. 9, pp. 921-929.
4. 한국건설기술연구원, “건축구조물 보수·보강공법의 성능 평가에 관한 연구,” R&D/99-건축07, 2001, pp. 545.
5. 홍건호, 신영수, “RC 구조물에 적용된 부착식 휨보강공법의 보강성능 평가,” 한국콘크리트학회논문집, 2003, 15권, 1호, pp. 78-86.
6. ACI Committee 440, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 2002, pp. 79.
7. Bencardino, F., Spadea, G., and Swamy, N.,

- 
- “Strength and Ductility of Reinforced Concrete Beams Externally Reinforced with Carbon Fiber Fabric,” *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 2, 2002. March-April, pp. 163-171.
8. Brena, S. F., Bramblett, R. M., Wood, S. L., and Kreger, M. E., “Increasing Flexural Capacity of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber-Reinforced Polymer Composites,” *ACI Structural Journal*, V. 100, No. 1, 2003. Jan-Feb., pp. 36-46.
9. El-Mihilimy, M. T. and Redesco, J. W., “Analysis of Reinforced Concrete Beams Strengthened with FRP Laminates,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 6, 2000, pp. 684-691.
10. Grace, N. F., Ragheb, W. F., and Abdel-Sayed, G., “Flexural and Shear Strengthening of Concrete Beams Using New Triaxially Braided Ductile Fabric,” *ACI Structural Journal*, V. 100, No. 6, 2003. Nov.-Dec., pp. 804-814.
11. Ziraba, Y. N., Bsluch, M. H., Sharif, A. M., Azad, A. K., and Al-Sulaimani, G. J., “Guidelines toward the Design of Concrete Beams with External Plates,” *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 6, pp. 639-646.

급행 (접수일자 : 2006년 1월 5일)