

FRP 보강 철근콘크리트 부재의 휨모멘트

Moment Capacity of Reinforced Concrete Members Strengthened with FRP

조 백 순* 김 성 도† 백 성 용** 최 은 수*** 최 용 주****
Cho, Baik-Soon Kim, Seong-Do Back, Sung-Yong Choi, Eunsoo Choi, Yong-Ju

요 지

FRP 보강단면의 공칭휨모멘트 산정에 강도설계법의 적용 타당성을 검토하기 위하여 5종류의 콘크리트 압축응력-변형률 모델을 적용하였으며, 컴퓨터 프로그램 언어를 이용하여 보강단면 휨해석을 실시하였다. 그 결과 보강단면의 휨해석에 콘크리트 압축응력-변형률 모델은 거의 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 콘크리트 압축변형률이 0.003일 때, 휨해석으로 산정된 보강단면의 휨모멘트와 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트는 거의 일치하는 것으로 나타났다. 그러나 보강단면의 인장철근비, FRP비, FRP 파단변형률, 콘크리트 압축변형률 등이 상대적으로 낮을수록, 강도설계법은 보강단면의 휨성능을 과대평가하는 것으로 해석결과에 나타났다.

핵심용어 : FRP 보강단면, 강도설계법, FRP 파단변형률, 콘크리트 압축파단변형률, 휨해석

Abstract

Five concrete compressive stress-strain models have been analyzed to check the validity of the strength method for determining the nominal moment of strengthened members using commercially available computer language. The results show that the concrete stress-strain models do not influence on the flexural analysis. The moment of a strengthened member obtained from the flexural analysis at concrete compressive strain reaching 0.003 is well agreed with nominal moment using the strength method. The flexural analysis results show that when the steel reinforcement, FRP ratio, FRP failure strain, and concrete failure compressive strain are relatively lower, the strength method overestimates the flexural capacity of the strengthened members.

Keywords : FRP strengthened section, nominal moment, FRP failure strain, concrete compressive failure strain, flexural analysis

1. 서 론

FRP로 보강된 철근콘크리트 부재의 휨성능(휨강도 및 휨강성)은 국내·외의 많은 논문에 의해 규명되었으며, 그 결과 FRP 보강공법은 성공적으로 건설현장에 적용된 것으로 판단된다. 보강재가 부착된 철근콘크리트 휨부재는 구성재료 양의 측면에서 철근과 콘크리트가 대부분을 차지하기 때문에, 보강단면의 해석 및 설계는 당연히 강도설계법으로 수행하는 경향이 있다(Ziraba 등, 1994; El-Mihilmly 등, 2000;

ACI 440, 2002; 박대호 등, 2002; 홍건호 등, 2003).

강도설계법(콘크리트구조 설계기준, 2007)은 콘크리트 압축변형률(ϵ_c)가 극한변형률 ($\epsilon_{cu} = 0.003$)에 도달할 때 콘크리트의 비선형 압축응력분포를 등가 직사각응력분포로 치환하여 철근콘크리트 단면의 공칭휨모멘트를 산정한다. 강도설계법에 의한 FRP 보강단면의 공칭휨모멘트(M_n) 산정에 적용되는 변형률 분포도를 그림 1에 도시하였다. FRP양이 증가하면, FRP에 의한 인장력이 증가하여 중립축은 단면의 하부로 이동한다. ϵ_c 는 0.003으로 일정하므로, FRP 변형률

† 책임저자, 종신회원 · 경성대학교 토목공학과 교수
Tel: 051-663-4754 ; Fax: 051-621-0729
E-mail: sdkim@ks.ac.kr

* 인제대학교 건설기술연구소 토목공학과 부교수

** 인제대학교 건설기술연구소 토목공학과 교수

*** 홍익대학교 토목공학과 부교수

**** (주)거해산업개발 부사장, 인제대학교 토목공학과 박사수료

• 이 논문에 대한 토론을 2010년 8월 31일까지 본 학회에 보내주시면 2010년 10월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

(ϵ_f)는 감소하게 되며, 감소된 변형률을 그림 1에 ϵ_f^- 로 도시하였다. 이와는 반대로 FRP양이 감소하면, 중립축 거리(c)가 짧아져 ϵ_f 는 증가하게 되며, 증가된 변형률을 ϵ_f^+ 로 그림 1에 도시하였다. 만약, ϵ_f^+ 가 FRP 인장시험에서 측정된 FRP 인장파단변형률(ϵ_{fu}^t)를 초과하게 되면, 보강단면의 공칭휨모멘트를 강도설계법으로 산정하는 것은 해석상 모순이 될 뿐 아니라 보강단면의 휨성능을 과대평가하게 된다. 즉, FRP 보강단면 내 인장철근 및 FRP에 의한 인장력이 부족하여 ϵ_f 가 ϵ_{fu}^t 를 초과하는 경우, 보강단면의 공칭휨모멘트 산정에 강도설계법이 아닌 다른 설계법이 필요함을 알 수 있다.

보강부재에 부착된 FRP가 더 이상 보강재의 역할을 하지 못하는 변형률을 FRP 파단변형률(ϵ_{fu})이라 하며, 보강단면이 최대휨모멘트에 도달했을 때의 FRP 변형률로 정의할 수 있다. ϵ_{fu} 는 보강재 종류, 보강재 양, 보강재 정착장치, 보강재와 모체의 부착성능 등 보강시스템에 따라 달리 평가되며, ϵ_f 가 ϵ_{fu} 에 도달하면 FRP 보강부재는 그 기능을 상실하게 된다. 발표된 논문1,2,4~17,19,20,24,27~29,31,33에서 보강보 실험에 사용한 보강재는 탄소섬유시트, 유리섬유시트, 탄소섬유 복합재료판, 유리섬유 복합재료판 등이다. 측정된 ϵ_{fu} 는 0.0032~0.0145이고, 평균은 0.00816이며, 이는 FRP 보강단면의 휨해석 및 휨설계에 강도설계법을 적용할 수 있는 범위가 더욱 더 좁아지게 됨을 의미한다. 일반적으로 보강이 요구되는 철근콘크리트 구조부재는 철근의 부식 등에 의한 인장철근의 인장력 감소와 시공 시 사용된 철근의 낮은 항복강도 때문에 보강단면 내 인장력이 감소된 것이 대부분이다. 인장력 감소는 ϵ_f 를 증가시키므로 강도설계법으로 FRP 보강단면을 설계할 때 적용한계가 있음을 내포하고 있다.

본 논문에서는 비선형 휨해석으로 FRP 보강단면의 휨성

능을 평가하여 강도설계법의 적용 타당성을 고찰하였다. 보강보의 휨해석은 구성 재료들의 역학적인 메커니즘에 의해 결정되므로, 각 구성 재료들의 응력 상태에 따라 세 구간(탄성구간, 항복이전구간, 항복이후구간)으로 나누어 보강보의 휨성능을 평가하였다. 콘크리트 압축응력-변형률 선도에 5 종류의 제안식을 적용하였으며, 이 식들이 보강단면의 휨해석에 미치는 영향을 고찰하였다. 컴퓨터 프로그램 언어를 이용하여 식들을 전산화하였으며, 이 프로그램을 통해 보강단면의 비선형 휨해석을 실시하였다. 강도설계법 적용 기준인 콘크리트 압축변형률이 0.003인 경우, 강도설계법으로 산정된 보강단면의 공칭휨모멘트와 비선형 휨해석에 의한 휨거동의 적합성을 살펴보았다. 콘크리트 압축변형률이 0.003에 도달하기 전에 보강재의 파단 또는 조기탈락 등으로 보강재의 기능을 상실한 보강단면의 경우, 강도설계법이 보강단면의 휨성능을 과대평가한 정도를 고찰하였다. 또한 보강재 파단변형률(ϵ_{cf})과 콘크리트 압축파단변형률(ϵ_{cu})이 보강단면의 휨성능 산정에 미치는 영향을 고찰하였다.

2. 강도설계법에 의한 공칭 휨모멘트와 보강보 실험에서의 최대 휨모멘트

강도설계법에 의하면 힘의 평형조건과 변형률 적합 조건식에 따라 다음과 같이 중립축 거리에 대한 식을 정리할 수 있다(그림 1).

$$0.85f_{ck}b\beta_1c^2 + (A'_s f_y + A_f E_f \epsilon_{cu} - A_s f_y)c - A_f E_f h \epsilon_{cu} = 0 \quad (1)$$

보강단면 내 압축력 및 인장력을 중립축에 대하여 모멘트를 취하면, 강도설계법으로 산정된 FRP 보강단면의 공칭휨모멘트는 다음과 같다(홍건호 등, 2003).

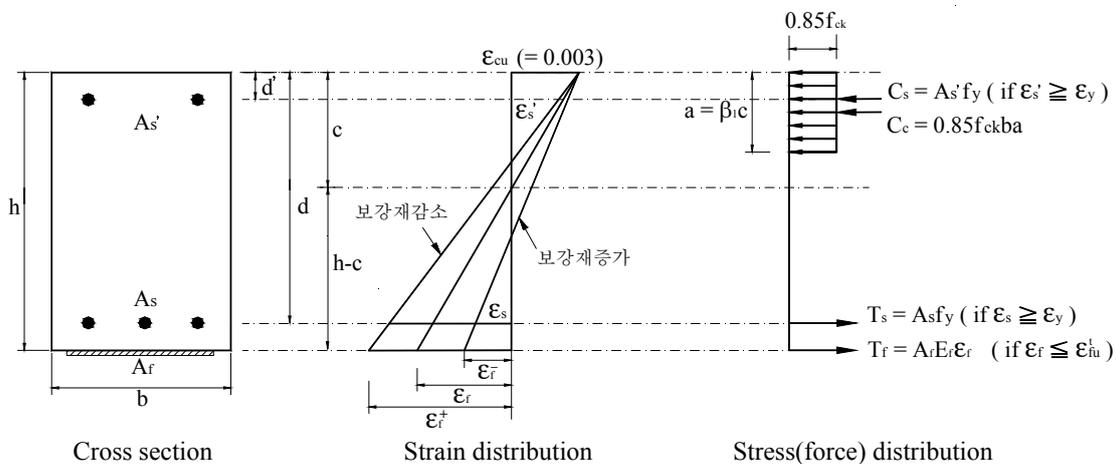


그림 1 강도설계법에 의한 FRP 보강 철근콘크리트 단면의 공칭휨모멘트 산정을 위한 변형률 분포도 및 응력(힘) 분포도

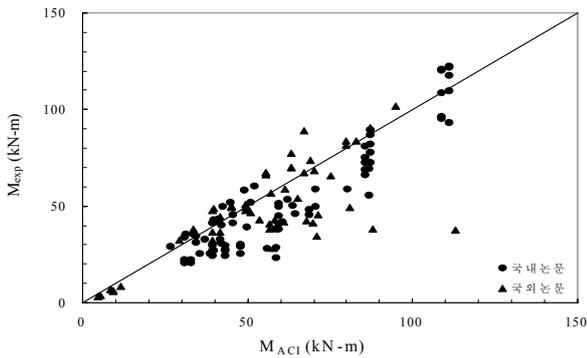


그림 2 발표된 논문의 보강보 실험에서 측정된 최대 휨모멘트와 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트의 비교

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

발표된 논문(김규선 등, 1997; 1999; 박상렬 등, 2002; 2003; 박중열 등, 2002; 2004; 심종성 등, 1997; 양동석 등, 2002; 2007; 오홍섭 등, 2008; 조백순 등, 2006; 홍건호 등, 2003; 한만엽 등, 1998; 2000; ACI Committee 440, 2002)의 보강보 실험에서 측정된 최대 휨모멘트 (M_{exp})와 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트(M_{ACI})를 그림 2에 비교하였다. 직선은 강도설계법으로 산정된 휨모멘트와 보강보 실험에서 측정된 최대모멘트가 일치하는 것을 나타낸다. 직선의 상부는 실험에서 측정된 값이 강도설계법으로 산정된 값보다 큰 것을 나타내며, 직선의 하부는 실험에서 측정된 값이 강도설계법으로 산정된 값보다 작은 것을 나타낸다. 그림 2의 직선 하부에 위치한 점은 전체의 69.9%이며, 보강보 실험에서 측정된 최대 휨모멘트가 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트보다 작을 가능성이 2배 이상임을 의미한다. 직선 하부에 위치한 평균값은 0.746 ± 0.177 로 나타나, 강도설계법은 FRP 보강단면의 휨모멘트를 약 25% 과대평가한 것으로 나타났다. 특히, 직선의 하부에서 최대로 이탈된 점은 강도설계법이 FRP 보강단면의 휨모멘트를 최대 200% 과대평가한다. 따라서 FRP 보강단면의 공칭휨모멘트 산정에 강도설계법의 적용 여부를 규명하지 않고 보강부재의 해석 및 설계에 강도설계법을 적용하면 보강구조물의 안전성 확보에 어려움이 있을 수 있는 것으로 판단된다.

3. 보강단면의 비선형 휨해석

3.1 구성재료의 모델

3.1.1 콘크리트의 압축모델

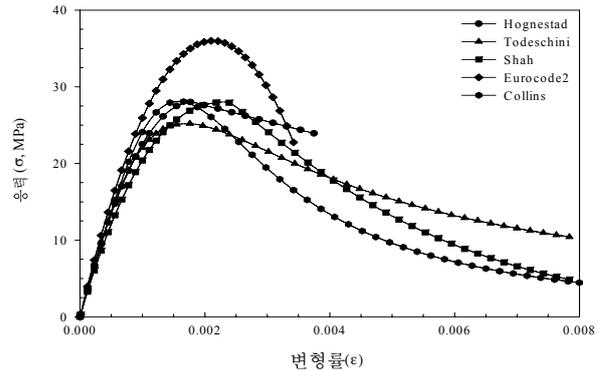


그림 3 제안식에 의한 콘크리트의 압축응력-변형률 선도

본 연구에 사용된 콘크리트 압축응력-변형률 모델은 Hognestad(1951), Todeschini 등(1964), Shah 등(1983), Eurocode 2(1984), Collins 등(1991)이 제안한 식들이다. 5종류의 제안식에 대한 압축강도가 28MPa인 콘크리트의 압축응력-변형률 선도를 그림 3에 나타내었다. Hognested, Collins, Shah 제안식은 최대응력과 압축강도가 일치하는 것으로 나타났으나, Eurocode 2 제안식은 최대응력이 압축강도보다 크며, Todeschini 제안식은 최대응력이 압축강도보다 작은 것으로 나타났다. 모든 제안식은 응력증가구간에서는 비슷한 경향을 보였으며, 변형률 0.002 부근에서 최대응력에 도달하였다. 그러나 Hognested 제안식은 응력감소구간에서 직선으로 표현하였다. 대체로 Collins와 Shah 제안식이 콘크리트 압축응력-변형률 선도를 잘 표현한 것으로 판단된다.

3.1.2 콘크리트 인장모델

응력증가구간은 휨인장강도(파괴계수, f_r)에 도달할 때까지 탄성거동을 하는 직선으로 표현하였으며, 응력감소구간에서는 응력-변형률 관계를 응력-균열폭 관계로 나타낸 Gopalaratnam 등(1985)의 제안식을 사용하였다.

3.1.3 철근과 FRP

철근의 응력은 변형률이 항복변형률(ϵ_y)에 도달하기 전까지는 철근의 변형률(ϵ_s)에 탄성계수(E_s)를 곱한 값으로 탄성적이며, 철근의 변형률이 항복변형률 이상일 경우에는 철근의 변형률에 관계없이 항복응력(f_y)로 가정하여 변형률 경화를 무시하였다. FRP의 인장성능은 파단에 도달할 때까지 탄성적인 응력-변형률 선도를 사용하였다.

3.2 FRP 보강단면의 비선형 휨해석

각 구성 재료들의 거동 상태에 따라 FRP보강단면을 균열 이전구간, 항복이전구간, 항복이후구간 등의 3구간으로 나누어 휨성능을 해석하였다. 컴퓨터 프로그램 언어를 이용하여

주어진 식들을 전산화하였으며, 이 프로그램을 통해 단면의 비선형 휨해석을 실시하였다.

보강단면의 휨해석은 힘의 평형조건과 변형률 적합조건을 만족시켜야 한다. 콘크리트의 인장축에 부착된 보강재 FRP와 콘크리트 인장면 사이의 부착은 완전하다고 가정하고, 부착을 위해 사용된 접착제의 효과는 무시한다. FRP의 두께는 보의 깊이와 비교할 때 무시할 수 있을 정도로 작기 때문에, FRP의 위치는 단면의 높이와 동일한 것으로 보았으며, FRP 단면에서 발생하는 응력은 도심축의 응력들과 같은 크기의 응력들이 작용된다고 가정하였다.

3.2.1 균열이전구간 ($\epsilon_t \leq \epsilon_r$)

보강단면의 인장축 콘크리트에 균열이 발생되기 이전의 구간으로, 보강단면을 구성하는 재료들은 모두 탄성거동하며, 콘크리트 인장변형률(ϵ_t)가 콘크리트 인장파괴변형률($\epsilon_r = f_r/E_c$)에 도달하기 이전 구간이다. 변형률 적합조건을 이용하고, 힘의 평형조건을 만족시키면 다음과 같이 중립축거리 c 에 관하여 정리할 수 있다.

$$\left(\alpha f_{ck} b - \frac{1}{2} b E_c \epsilon_c\right) c^2 + (h E_c + A_s E_s + A_f E_f) \epsilon_c c - \left(\frac{1}{2} h^2 E_c + A_s E_s d + A_f E_f h\right) \epsilon_c = 0 \tag{3}$$

콘크리트 압축변형률(ϵ_c)이 주어지고, 재료의 물성치 및 단면 성질인 나머지 상수들을 대입하여 양의 해를 취하면 균열이전구간에서 중립축거리를 구할 수 있다.

3.2.2 항복이전구간 ($\epsilon_t \geq \epsilon_r$ 그리고 $\epsilon_s \leq \epsilon_y$)

콘크리트에 인장균열이 발생함에 따라 인장축 콘크리트는 비선형 거동을 하며, 철근의 응력이 항복응력에 도달할 때까

지의 구간이다. 즉, 철근과 FRP는 여전히 탄성거동을 한다. 콘크리트 인장변형률이 콘크리트 인장파괴변형률에 도달할 때를 기준으로 콘크리트 인장력을 응력증가구간과 응력감소 구간으로 나누어 나타내었다(그림 4). 중립축거리 c 에 관하여 정리하면,

$$\left(\alpha f_{ck} b - \frac{b f_r \epsilon_r}{2 \epsilon_c} + \bar{\alpha} b f_r \left(1 + \frac{\epsilon_r}{\epsilon_c}\right)\right) c^2 + (A_s E_s \epsilon_c + A_f E_f \epsilon_c - \bar{\alpha} h f_r) c - (A_s E_s d + A_f E_f h) \epsilon_c = 0 \tag{4}$$

식의 양의 해를 취하면 항복이전구간에서 중립축거리를 구할 수 있다.

3.2.3 항복이후구간 ($\epsilon_t \geq \epsilon_r$ 그리고 $\epsilon_s \geq \epsilon_y$)

항복이후구간은 보강단면이 항복에 도달한 이후 구간이며, 보강단면의 항복은 인장철근의 항복과 일치한다. 인장철근의 응력은 항복강도로 일정한 상태이며, FRP는 파단에 이를 때까지 탄성거동을 한다. 중립축거리 c 에 관하여 정리하면,

$$\left(\alpha f_{ck} b - \frac{b f_r \epsilon_r}{2 \epsilon_c} + \bar{\alpha} b f_r \left(1 + \frac{\epsilon_r}{\epsilon_c}\right)\right) c^2 + (A_f E_f \epsilon_c - A_s f_y - \bar{\alpha} h f_r) c - A_f E_f h \epsilon_c = 0 \tag{5}$$

식의 양의 해를 취하면 항복이후구간에서 중립축거리를 구할 수 있다.

3.2.4 보강단면의 휨모멘트 산정

그림 4에 나타낸 바와 같이 콘크리트 압축력(C_c)는 단면의 압축상단으로부터 βc 만큼 떨어진 곳에 작용되며, β 는 C_c 의 작용점 거리를 나타내는 상수이다. ϵ_c 가 주어지고, 각

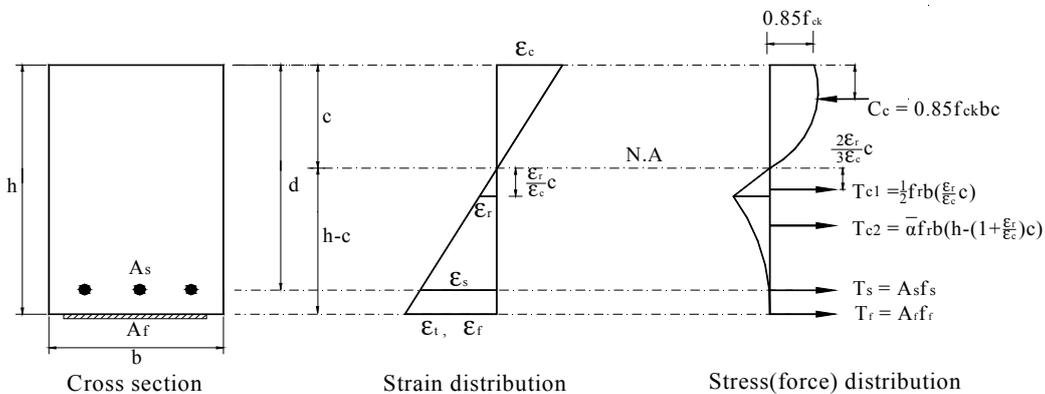


그림 4 항복이전구간과 항복이후구간의 보강단면 변형률 분포도 및 응력(힘) 분포도

각의 ϵ_c 단계에서 중립축에 대하여 모멘트를 취하면, 균열이 전구간에서 보강단면의 저항모멘트는 다음과 같이 산정된다.

$$M = C_c(1 - \beta)c + T_c \left(\frac{2}{3}(h - c) \right) + T_s(d - c - \beta c) + T_f(h - c - \beta c) \quad (6)$$

항복이전구간과 항복이후구간에서 보강단면의 저항모멘트는 다음과 같이 산정된다.

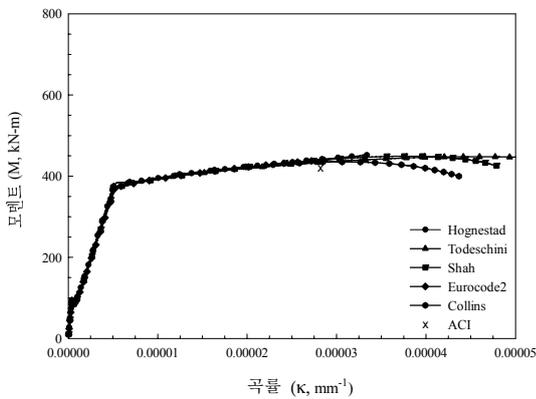
$$M = C_c(1 - \beta)c + T_{cl} \left(\frac{2\epsilon_r}{3\epsilon_c}c \right) + T_{c2} \left(\frac{\epsilon_r}{\epsilon_c}c + \bar{\beta} \left(h - \left(1 + \frac{\epsilon_r}{\epsilon_c} \right) c \right) \right) + T_s(d - c - \beta c) + T_f(h - c - \beta c) \quad (7)$$

여기서, $\bar{\beta}$ 는 인장축 콘크리트 응력감소구간의 인장력 T_{c2} 의 작용점 거리를 나타내는 상수이다.

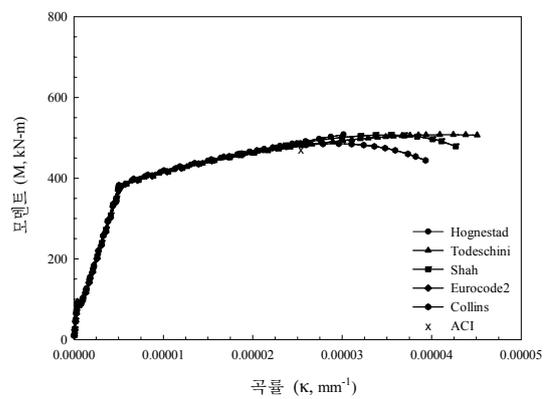
3.2.5 보강단면의 휨모멘트-곡률

5종류의 콘크리트 압축응력-변형률 제안식에 대한 휨모멘

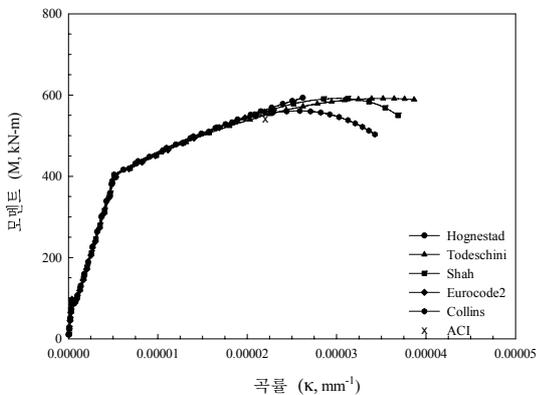
트-곡률 선도를 그림 5에 도시하였다. 그림 5의 (a)~(d)는 각각 탄소섬유시트가 1겹~4겹 부착된 보강단면에 대한 휨모멘트-곡률 선도이다. 휨해석에 적용된 철근콘크리트 부재의 단면은 400mm×600mm, 유효깊이는 525mm, 콘크리트 압축강도는 28MPa, 철근 항복강도는 350MPa, 인장철근비는 0.01이다. 탄소섬유시트의 1겹의 설계두께는 0.11mm, 폭은 350mm, 탄성계수는 $E_f = 235\text{GPa}$ 이다. 그림 5에 도시된 5종류의 보강단면 휨모멘트-곡률 선도는 거의 동일한 것으로 나타나, 콘크리트 압축응력-변형률 제안식은 보강단면의 휨성능에 거의 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다. 그러나 Collins의 제안식을 사용한 경우 최대휨모멘트 도달 후 휨모멘트가 상대적으로 크게 감소하는 것으로 나타났다. 강도설계법 적용 기준인 콘크리트 압축변형률이 0.003인 경우, 강도설계법으로 산정한 보강단면의 공칭휨모멘트는 휨해석으로 산정한 휨모멘트보다 약 1.76~2.96% 작은 것으로 나타났으나, 강도설계법과 휨해석은 거의 일치하는 것으로 평가할 수 있다. 그러나 무보강 철근콘크리트 단면과 달리 FRP 보강단면의 휨성능은 콘크리트 압축변형률이 0.003에 도달한 이후에도 지속적으로 증가하는 것으로 나타났다. 이는 보



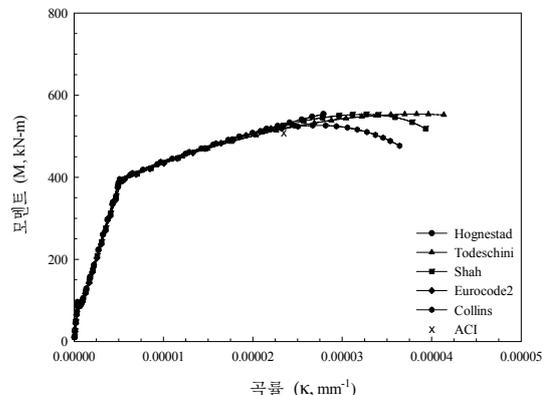
(a) 탄소섬유시트 1겹 보강단면



(b) 탄소섬유시트 2겹 보강단면



(c) 탄소섬유시트 3겹 보강단면



(d) 탄소섬유시트 4겹 보강단면

그림 5 콘크리트 압축응력-변형률 제안식에 따른 FRP 보강단면의 휨모멘트-곡률 선도

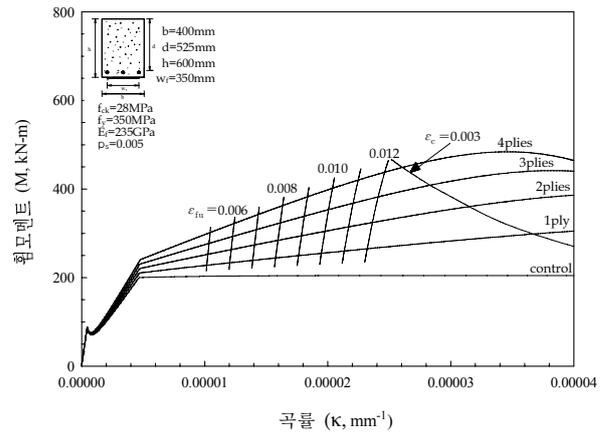
강재인 FRP가 파단할 때까지 외부하중에 지속적으로 저항할 수 있기 때문인 것으로 판단된다.

4. 강도설계법과 휨해석

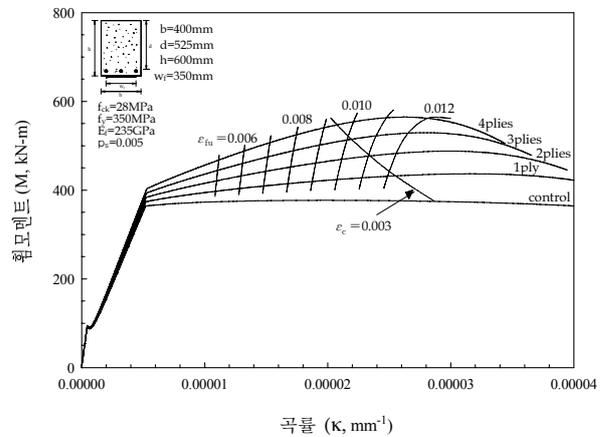
콘크리트 압축응력-변형률 선도(그림 3)와 보강단면의 휨모멘트-곡률 선도(그림 6)를 바탕으로 Shah의 제안식이 적용된 FRP 보강단면의 휨해석을 실시하였다. 보강재로 탄소섬유시트를 1~4겹 사용하였으며, 인장철근비 0.005, 0.01, 0.015인 보강단면의 휨모멘트-곡률 선도를 각각 그림 6(a)~(c)에 도시하였다. 휨해석에 적용된 철근콘크리트 단면은 400mm×600mm, 유효깊이는 525mm, 콘크리트 압축강도는 28MPa, 철근의 항복강도는 350MPa, 탄소섬유시트 1겹의 설계두께는 0.11mm, 폭은 350mm, 탄성계수는 235GPa이다.

보강단면의 휨모멘트-곡률 선도의 균열이전구간은 선형거동하며, 인장철근비와 보강재비와 무관하게 대체로 일정하게 나타났다. 이는 균열이전구간에서 인장철근과 보강재는 보강단면의 휨성능에 거의 영향을 미치지 않는 것으로 결론지을 수 있다. 보강단면의 휨모멘트-곡률 선도의 항복이전구간도 선형거동한다. 이 구간에서는 보강재에 의한 보강단면의 휨성능 향상은 제한적이다. 인장철근비가 낮은 보강단면의 휨모멘트-곡률 선도의 항복이후구간은 대체로 선형거동하지만, 인장철근비가 증가할수록 보강단면의 휨모멘트-곡률 선도는 비선형거동하며, 보강재 양이 증가함에 따라 보강단면의 휨모멘트-곡률 선도는 감소하기도 한다. 이 구간에서 보강재 양의 증가에 의한 보강단면의 휨모멘트와 휨강성의 증가는 뚜렷하게 나타나 보강재에 의한 보강단면의 휨성능 향상이 탁월하게 구현되었다. 보강단면의 최대휨모멘트는 ϵ_{fu} 의 크기에 따라 달리 산정될 수 있지만, 대체로 보강재 양에 비례하여 증가한다. 따라서 인장철근비가 낮은 보강단면일수록 보강재에 의한 보강효과는 우수하다.

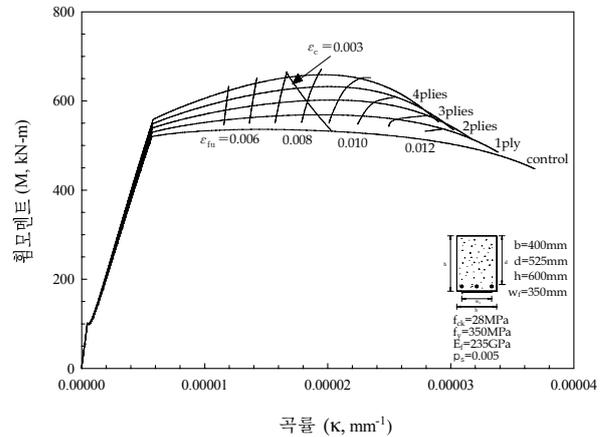
보강재 파단변형률(ϵ_{fu})가 보강보의 휨성능에 미치는 영향을 살펴보기 위하여 그림 6의 탄소섬유시트 보강단면의 휨모멘트-곡률 선도 상에 동일한 ϵ_{fu} 에 도달한 점을 선으로 연결하였으며, 적용된 ϵ_{fu} 는 0.005~0.012이다. ϵ_{fu} 는 구조물에 부착된 보강재가 더 이상 보강재의 역할을 하지 못하는 한계이며, 보강재의 종류, 보강재 양, 보강재의 정착장치, 보강재와 모체의 부착성능 등 보강시스템에 따라 다르게 산정된다. 그림 6에 나타난 바와 같이 ϵ_{fu} 를 높은 값으로 적용할 수 있는 보강시스템으로 보강된 구조물은 높은 휨모멘트를 유지할 뿐 아니라 연성도 큰 것으로 나타나 ϵ_{fu} 는 보강보의 휨성능에 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 발표된 논문(김규선 등, 1997; 1999; 박상렬 등, 2002; 2003; 박중열 등,



(a) $\rho_s = 0.005$ 인 보강단면



(b) $\rho_s = 0.01$ 인 보강단면



(c) $\rho_s = 0.015$ 인 보강단면

그림 6 FRP 보강단면의 휨해석에 의한 휨모멘트-곡률 선도

2002; 2004; 심종성 등, 1997; 양동석 등, 2002; 2007; 오홍섭 등, 2008; 조백순 등, 2006; 홍건호 등, 2003; 한만엽 등, 1998; 2000; ACI Committee 440, 2002)의 FRP 보강보 실험에서 측정된 ϵ_{fu} 와 강도설계법으로 산정된 보강단면의 공칭휨모멘트에 대한 보강보 실험에서 측정된 최대휨모멘트비(M_{exp}/M_{ACI})를 그림 7에 도시하였다.

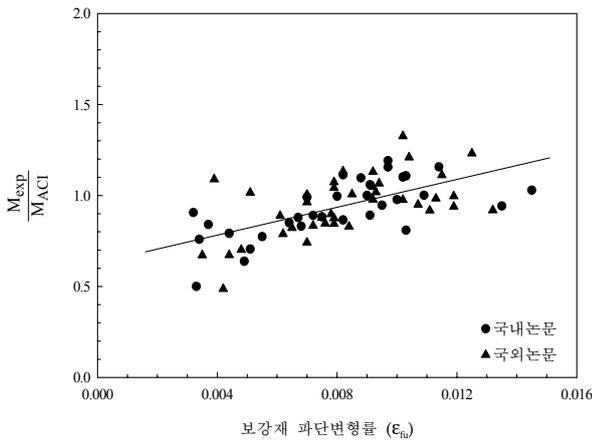


그림 7 ϵ_{fu} 와 $\left(\frac{M_{exp}}{M_{ACI}}\right)$ 관계도

그림 7에 도시된 직선은 선형회귀분석 결과이며, ϵ_{fu} 가 증가할수록 M_{exp}/M_{ACI} 가 증가하는 것으로 나타났다. 보강보 실험에서 측정된 최소 $\epsilon_{fu}(=0.0032)$ 기준으로 강도설계법은 FRP 보강단면의 휨모멘트를 약 25% 과다산정하며, 평균 $\epsilon_{fu}(=0.00816)$ 기준으로 강도설계법은 FRP 보강단면의 휨모멘트를 약 6% 과다산정한다. 따라서 ϵ_{fu} 를 낮게 적용한 보강시스템일수록 강도설계법의 적용은 보강단면의 휨모멘트를 과대평가함을 알 수 있다. 그러나 보강시스템에 따라 달리 적용되어야 하지만, 강도설계법으로 FRP 보강단면의 공칭휨모멘트를 산정하기 위해서는 ϵ_{fu} 가 0.0097이상 확보되어야 하는 것으로 나타났다.

그림 6에 탄소섬유시트 보강단면의 휨모멘트-곡률 선도 상에 콘크리트 압축변형률 ϵ_c 가 $\epsilon_{cu}(=0.003)$ 에 도달한 점을 선으로 연결하였다. 상대적으로 보강재 양이 적거나, ϵ_{fu} 를 낮게 적용한 보강시스템은 ϵ_c 가 ϵ_{cu} 에 도달하였을 때 ϵ_c 가 ϵ_{cu} 에 도달하지 못하고 보강구조물로서 기능을 상실하게 되며, 그림 8에서 $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ 선의 좌측이 이들에 해당된다. 보강단면의 인장철근비가 낮을수록 또는/그리고 ϵ_{fu} 를 낮게 적용한 보강시스템일수록, ϵ_c 가 ϵ_{cu} 에 도달하지 못하고 보강구조물로서 기능을 상실하여 강도설계법 조건인 $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ 의 적용은 보강단면의 최대 휨모멘트를 과대평가하게 된다.

ϵ_{cf} 는 보강재 파단변형률에 대응하는 콘크리트 압축파단변형률로 정의되며, 보강단면이 최대 휨모멘트에 도달할 때의 콘크리트 압축변형률이다. 만약 보강보 실험에서 측정된 ϵ_{cf} 가 ϵ_{cu} 보다 낮다면, 콘크리트 압축변형률이 ϵ_{cu} 에 도달하기 전에 보강보에 부착된 보강재가 탈락 또는 파단에 도달하여, 보강단면의 최대휨모멘트는 강도설계법으로 산정된 보강단면의 공칭휨모멘트보다 낮게 평가된다.

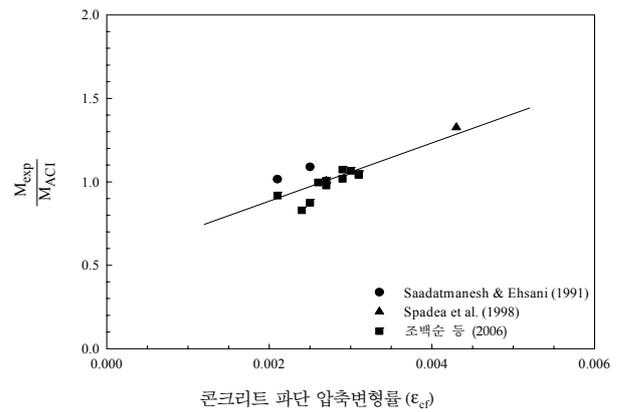


그림 8 ϵ_{cf} 와 $\left(\frac{M_{exp}}{M_{ACI}}\right)$ 관계도

FRP 보강보 실험 논문에서 ϵ_{cf} 를 보고한 논문은 아주 제한적이다. 조백순 등(2006), Spadea 등(1998), Saadatmanesh 등(1991)의 FRP 보강보 실험에서 측정된 ϵ_{cf} 와 M_{exp}/M_{ACI} 를 그림 8에 비교하였으며, 직선회귀분석 결과를 그림으로 표현하였다. ϵ_{cf} 와 M_{exp}/M_{ACI} 는 밀접한 관계가 있으며, ϵ_{cf} 가 증가할수록 M_{exp}/M_{ACI} 가 증가하여 ϵ_{cf} 가 낮은 보강시스템일수록 강도설계법은 보강단면의 공칭휨모멘트를 과대평가한다. 이론적으로 $\epsilon_{cf} = \epsilon_{cu}(=0.003)$ 일 때 $M_{exp}/M_{ACI} = 1.0$ 이지만, 회귀분석 결과는 $\epsilon_{cf} = 0.00287$ 일 때 $M_{exp}/M_{ACI} = 1.0$ 으로 나타났다. 이는 조백순 등(2006)이 언급한 바와 같이 보강단면의 인장축에 부착된 보강재가 콘크리트의 인장응력을 구속하여 보강단면의 휨성능을 향상시킨 것으로 판단된다. ϵ_{cf} 에 대한 더 많은 연구결과가 있었다면, ϵ_{cf} 가 FRP 보강단면의 공칭휨모멘트 산정에 미치는 영향이 더 객관적으로 나타날 것으로 생각된다.

5. 결 론

- ① 5종류의 콘크리트 압축응력-변형률 제안식은 보강단면의 휨해석에 거의 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다. 그러나 콘크리트 압축응력-변형률 선도와 보강단면의 휨모멘트-곡률 선도를 비교분석한 결과, Shah 제안식의 적용이 보강단면의 휨해석을 가장 우수하게 묘사한 것으로 판단된다. 휨해석으로 산정된 휨모멘트와 강도설계법으로 산정된 보강단면의 공칭휨모멘트는 거의 일치하는 것으로 나타났다.
- ② 20개 논문(김규선 등, 1997; 박대호 등, 2002; 박상렬 등, 2002; 2003; 박중열 등, 2002; 2004; 심중성 등, 1997; 양동석 등, 2002; 2007; 오홍섭 등, 2008; 조

백순 등, 2006; 홍건호 등, 2003; 한만엽 등, 1998; 2000; ACI Committee 440, 2002; Almusallam 등, 2001; Brena 등, 2003; Collins 등, 1991; El-Mihilmy 등, 2000)의 보강보 실험에서 측정된 최대휨모멘트가 강도설계법으로 산정된 공칭휨모멘트보다 작을 가능성이 2배 이상인 것으로 나타났다. 특히, 강도설계법은 보강단면의 휨모멘트를 최대 200% 과대평가하는 것으로 보고되었다.

- ③ ϵ_{fu} 와 M_{exp}/M_{ACI} 는 밀접한 관계가 있으며, ϵ_{fu} 가 증가할수록 M_{exp}/M_{ACI} 가 증가하는 것으로 나타났다. 따라서 ϵ_{fu} 를 낮게 적용한 보강시스템일수록 강도설계법은 보강단면의 휨모멘트를 과대평가한다.
- ④ ϵ_{cf} 와 M_{exp}/M_{ACI} 는 밀접한 관계가 있으며, ϵ_{cf} 가 증가할수록 M_{exp}/M_{ACI} 가 증가하는 것으로 나타났다. 따라서 ϵ_{cf} 를 낮게 적용한 보강시스템일수록 강도설계법은 보강단면의 휨모멘트를 과대평가한다.

감사의 글

이 논문은 2007년도 인제연구장학재단 교수연구년 지원에 의한 연구결과임.

참 고 문 헌

- 김규선, 심종성 (1999) GFRP로 보강된 RC보의 계면박리 파괴 해석모델, 콘크리트학회논문집, 11(3), pp.69~80.
- 김규선, 심종성 (1997) 보강판으로 성능개선된 RC보의 초기 파괴거동, 대한토목학회논문집, 19(I-4), pp.561~570.
- 박대효, 부준성 (2002) 밀면 및 옆면 섬유시트로 보강된 철근 콘크리트 보의 휨 해석, 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 22(5-A), pp.1045~1057.
- 박상렬, 김태우 (2003) CFRP판으로 부착된 R.C보의 복부정착 형태에 따른 보강효과, 대한토목학회논문집, 23(6A), pp.1113~1121.
- 박상렬 (2002) 부착길이와 복부정착이 CFRP판으로 보강된 RC보의 휨 보강효과에 미치는 영향, 콘크리트학회논문집, 14(5), pp.645~652.
- 박중열, 조홍동, 한상훈 (2004) 탄소섬유판으로 휨보강된 철근콘크리트 보의 비선형거동 예측, 대한토목학회논문집, 24(1A), pp.9~16.
- 박중열, 조홍동, 한상훈 (2002) 탄소섬유판으로 보강된 철근 콘크리트 보의 보강방법에 따른 휨성능 개선, 대한토목학회 논문집, 22(4-A), pp.895~903.
- 심종성, 배인환 (1997) 강판 및 탄소섬유로 보강된 철근콘크리트 보에 대한 해석적 연구, 콘크리트학회논문집, 9(6), pp.129~137.
- 양동석, 박선규, 이용학 (2002) 강연선 및 탄소섬유시트로 보강된 철근콘크리트 보의 휨거동 특성, 콘크리트학회논문집, 14(2), pp.216~222.
- 양동석, 홍성남, 박선규 (2007) 탄소섬유판으로 부착보강된 철근콘크리트 부재의 계면 부착거동, 대한토목학회논문집, 27(3A), pp.433~452.11.
- 양동석, 박준명, 유영찬, 박선규 (2007) 프리스트레스 탄소섬유판으로 보강된 철근콘크리트 보의 휨 거동 및 해석, 콘크리트학회논문집, 19(4), pp.467~474.
- 오홍섭, 심중성, 주민관, 이기홍 (2008) CFRP플레이트 적용 스티럽 부분절단형 표면매립공법으로 보강된 철근콘크리트 보의 휨 거동에 대한 실험적 평가, 콘크리트학회논문집, 20(6), pp.671~679.
- 조백순, 김성도, 정진환 (2006) FRP 시스템으로 보강한 철근콘크리트 부재의 휨해석, 구조물진단학회지, 10, pp.175~184.
- 홍건호, 신영수 (2003) RC 구조물에 적용된 부착식 휨보강공법의 보강성능 평가, 한국콘크리트학회논문집, 15(1), pp.78~86.
- 한만엽, 백승덕 (2000) 탄소섬유 보강공법의 조기탈락 방지공법 개발 연구, 콘크리트학회논문집, 12(1), pp.61~67.
- 한만엽, 송명표 (1998) 보강재의 변형 부착에 따른 보의 구조적 거동, 콘크리트학회논문집, 10(3), pp.197~208.
- ACI Committee 440 (2002) Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, *American Concrete Institute*, Detroit, Michigan, pp.79.
- Almusallam, T.H., Al-Salloum, Y.A. (2001) Ultimate Strength Prediction for RC Beams externally Strengthened by Composite Materials, *Composites: Part B*, 32, pp.609~619.
- Brena, S.F., Bramblett, R.M., Wood, S.L., Kreger, M.E. (2003) Increasing Flexural Capacity of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber-Reinforced Polymer Composites, *ACI Structural Journal*, 100(1), pp.36~46.
- Collins, M.P., Mitchell, D. (1991) Prestressed Concrete Structures, Prentice-Hall, Inc., *Englewood Cliffs*, NJ, pp.752.
- El-Mihilmy, M.T., Tedesco, J.W. (2000) Analysis of Reinforced Concrete Beams Strengthened with FRP Laminates, *Journal of Structural Engineering*, 126(6), pp.684~691.
- Gopalaratnam, V.S., Shah, S.P. (1985) Softening Response of Plain Concrete in Direct Tension, *ACI*

Journal, 82(3), pp.310~323.

- Grace, N.F., Ragheb, W.F., Abdel-Sayed, G.** (2003) Flexural and Shear Strengthening of Concrete Beams Using New Triaxially Braided Ductile Fabric, *ACI Structural Journal*, 100(6), pp.804~814.
- Hognested, E.** (1951) A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, Bulletin 399, *University of Illinois Engineering Experiment Station*, Urbana, Il, pp.128.
- Levi, F., Perchat, J, Sallard, Y. Short, A., Stiller, M.** (1984) EUROCODE II: Common Unified Rules for Concrete Structures, *Commission of European Communities*, Luxembourg, pp. 327.
- Ritchie, P.A., Thomas, D.A., Lu, Le-Wu, Connelly, G.M.** (1991) External Reinforcement of Concrete Beams Using Fiber Reinforced Plastics, *ACI Structural Journal*, 88(4), pp.490~500.
- Ross, C.A., Jerome, D.M., Tedesco, J.W., Hughes, M.L.** (1999) Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Externally bonded Composite Laminates, *ACI Structural Journal*, 96(2), pp.212~220.
- Saadatmanesh, H., Ehsami, M.** (1991) RC Beams Strengthened with GFRP Plates. I: Experimental Study, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 117(11), Nov., pp.3417~3433.
- Shah, S.P., Arnold, R.** (1983) Cyclic Loading of Spirally Reinforced Concrete, *Journal of Structural Engineering*, 109(7), pp.1695~1710.
- Spadea, G., Bencardino, F., Swamy, R.N.** (1998) Structural Behavior of Composite RC Beams with Externally Bonded CFRP, *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 2(3), pp.132~137.
- Todeschini, C.E., Bianchini, A.C., Kesler, C.E.** (1964) Behavior of Concrete Columns Reinforced with High Strength Steels, *ACI Journal*, 61(6), pp.701~716.
- Triantafillou, T.C., Plevris, N.** (1992) Strengthening of RC Beams with Epoxy-Bonded Fibre-Composite Materials, 25, pp.201~211.
- Ziraba, Y.N., Baluch, M.H., Sharif, A.M., Azad, A.K., Al-Sulaimani, G.J.** (1994) Guidelines Toward the Design of Concrete Beams with External Plates, *ACI Structural Journal*, 91(6), pp.639~646.

- 논문접수일 2010년 3월 8일
- 논문심사일 2010년 3월 23일
- 게재확정일 2010년 6월 17일