
구조물의 손상 상태에 따른 보강설계법 연구

The Strengthening Design Method Considering Damages of Structure



한만엽*

Han, Man-Yop



이택성**

Lee, Taek-Sung

ABSTRACT

Recently, many strengthening methods are developed to repair damaged structures, especially, steel plate or carbon fiber sheet bonding methods are widely used. For the bonding methods, the strengthening materials are bonded when the original structure is under loading, which causes the difference of initial stresses between original member and bonded material. However, current design method or theory, which mostly depends on ultimately strength design, cannot account the difference of initial stresses between members, and it disregards the reduction of nominal strength. In this study, a new strengthening design theory and program which can account the difference of initial stresses are developed, and applied to the case when a structure in service is repaired. In order to verify the validity of the theory and the program, a test result is referred and compared with the results and it is showed that the calculated values are almost same as the referred data and finally proved that the program is reliable. The results showed that the amount of strengthening material depends on the status of damages of structure, and the nominal strength is reduced depending on the degree of damages.

Keywords : strengthening, concrete, repair, design, structure

* 정회원, 아주대학교 토목공학과 교수

** 아주대학교 토목공학과 석사과정

·본 논문에 대한 토의를 1999년 10월 30일까지 학회로 보내 주시면 1999년 12월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

에폭시를 이용하여 철근콘크리트 보의 인장축에 강판이나 탄소섬유 등과 같은 보강재를 접착하여 휨부재를 보강하는 방법은 내하력, 내구성, 시공성 경제성 등이 우수하여 그 사용량이 매우 증대되고 있는 실정이다. 이에 따라 현재 기존 구조물에서 저하된 내하력을 회복시켜 주거나, 내구성을 증가시키고자 할 때 가장 많이 사용되는 방법은 부착식 보강공법이라고 할 수 있다. 그러나 이 보강공법을 적용할 때 사용되는 보강설계법은 아직 체계적인 설계법이 확립되지 못한 실정이다.

실 구조물에 부착식 보강공법을 적용하기 위한 보강설계를 할 경우에는, 이미 응력이 작용하고 있는 구조물과 응력이 작용하지 않는 새로 부착된 보강재의 초기 응력이 서로 차이가 나기 때문에 보강된 구조물의 구조적인 거동을 해석, 설계할 때, 이런 초기 응력의 차이가 고려되어야만 한다. 즉 초기 변형률의 차이가 있는 상태에서 합성된 부재는 초기 변형률의 차이가 없는 상태에서 합성된 부재에 비하여 내하력이 감소되기 때문이다.

그러나 현재의 보강설계법은 이런 점이 전혀 고려되지 않고 있으며, 따라서 기존의 보강설계법은 보강량을 산정할 때 실제보다 보강후 내하력을 과대 평가하여, 보강후 내하력이 모자라거나, 내하력이 모자라는 것을 우려하여 과다한 안전율을 산정하게 되는 문제점이 있다. 이 때문에 현재 사용되고 있는 보강설계법은 구조물의 안전도를 적절히 확보하지 못하거나, 경제적으로 상당한 손실을 발생시킬 수 있는 요인을 내포하고 있다.

손상된 구조물을 보강하기 위하여 부착식 보강공법이 적용될 때에는 구조물의 손상상태에 따라 보강 설계법이 몇가지 단계로 달라지게 되는데, 이를 세부적으로 구분하는 것은 기존 구조물내의 철근과 콘크리트의 응력상태에 따라 구분된다.

그러므로 본 논문에서는 기존 구조물의 응력상태에 따른 단계별 보강설계 이론을 개발하여 기존 구조물의 손상 상태에 따른 보강설계법을 단계별로 제시하고, 제시된 설계법에 의한 해석결과와 실험자료를 비교, 분석하였다.

2. 보강시 부재의 상태

2.1 사용전 보강과 사용중 보강

Fig. 1에 보강대상 부재의 보강재 부착시점에 따른 사용전 보강과 사용중 보강의 차이를 나타내었다. 사용전 보강은 인장축 철근과 보강재의 초기 변형률이 모두 "0"으로 차이가 없는 경우를 의미하며, 사용중 보강은 인장축 철근과 보강재의 초기 변형률 사이에 사하중 만큼의 변형이나, 과하중에 의한 잔류변형만큼의 차이가 있는 경우를 의미한다.

보강재를 부착할 때 인장축 철근의 변형률이 설계 사하중만에 의하여 결정되는 경우가 단계1이며, 보강재 부착시 철근의 변형률이 사하중이외에도, 과하중이나 반복하중, 또는 크리프 등에 의한 추가적인 잔류변형이 철근에만 있는 경우는 단계2이고, 콘크리트의 최대강도를 초과한 적이 있는 정도의 손상이 있는 경우는 단계3으로 구분하였다

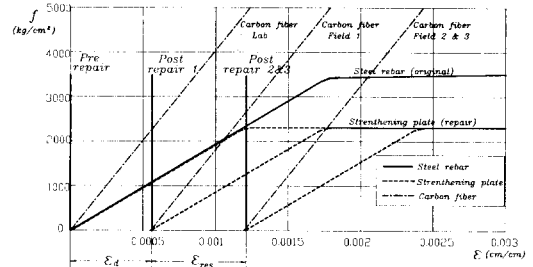


Fig. 1 Schematic drawing of relative stresses depending on strengthening states

2.2 사용 중 보강의 단계

손상을 입은 보에 보강재를 부착 할 경우는 보강재의 부착 시점에서 압축축 콘크리트의 응력과 인장축 철근의 응력이 각각 콘크리트의 최대응력 f_{ck} 와 철근의 항복응력 f_y 를 초과했는지에 따라 Table 1와 Fig. 2에 제시된 바와 같이 3단계로 구분할 수 있다.

Case 1) 철근 항복 전 보강설계

단계 1)은 기존 구조물에 사하중이 작용하고 있지만, 철근과 콘크리트가 아직 f_y 나 f_{ck} 에 도달

하지 않은 상태에서의 보강이므로 보의 균열이나 처짐도 심각하지 않은 상태에서의 보강이다.

Table 1 Stress level of Concrete and Steel for Each Strengthening Case

Case	Stresses		Remark
	Concret	Steel	
Case 1	$\epsilon_c < \epsilon_o$	$f_s < f_y$	Small damage and small cr
Case 2a	$\epsilon_c < \epsilon_o$	$f_s > f_y$	Steel exceeds yield stress but not concrete
Case 2b	$\epsilon_c > \epsilon_o$	$f_s < f_y$	Concrete exceeds maximum stress but not steel
Case 3	$\epsilon_c > \epsilon_o$	$f_s > f_y$	Both concrete and steel exceed maximum stress & yield stress

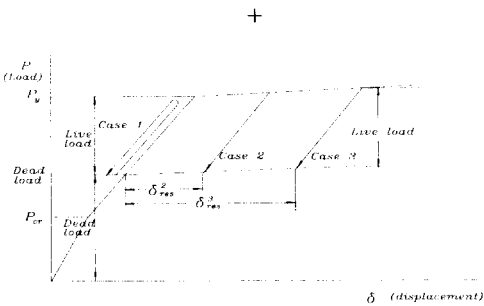


Fig. 2 Three strengthening stages based on the stress level of concrete and steel

Case 2a) 철근 항복 후 보강설계

단계 2a)는 보강의 대상이 되는 대부분의 경우로서, 콘크리트는 아직 f_{ck} 에 도달하지 않았으나 철근이 f_y 에 도달하여 항복함으로써 상당한 균열과 처짐이 발생한 상태인 보의 보강이다. 보강설계는 이러한 상태의 보를 대상으로 해석과 설계가 이루어져야 한다.

Case 2b) 콘크리트 최대응력 도달 후 보강설계

단계 2b)는 콘크리트는 최대응력 f_{ck} 에 도달하였으나 철근이 항복응력 f_y 에 도달하지 않은 상태로서, 이런 경우는 과다 철근보에서 만 발생하게 되는데 실질적으로 과보강 단면으로 설계하는 경우는 거의 없으므로 이런 종류의 보강설계는 필요 없을 것으로 판단된다. 따라서 단계 2b)에 대한 보강 설계식의 개발은 생략하였으므로, 추후 언급하는 단계 2)는 단계 2a)를 의미한다.

Case 3) 손상이 심한 경우의 보강설계

단계 3)은 손상이 심한 경우로서 철근은 항복응력 f_y 를 초과하고, 콘크리트도 최대응력 f_{ck} 를 초과하여, 인장과 압축 측 재료 모두에 잔류변형이 남게 되고, 외형적으로는 처짐과 균열이 심각한 상태인 경우의 보강설계이다.

3. 보강설계 이론

3.1 구성요소의 모델식

본 논문에서 사용된 콘크리트의 해석 모델은 압축모델의 경우 현재 가장 널리 사용되고 있는 Hognestad의 모델식을 사용하였고, 인장모델의 경우는 Scordelis의 모델식을 사용하였다. 여기서 ϵ_o 는 콘크리트가 최대응력 f_{ck} 에 도달했을 때의 변형률이며 ϵ_{tp} 는 최대인장응력에 도달했을 때의 변형률, ϵ_{tf} 는 콘크리트의 인장응력이 0일 때의 변형률이다.

1) 압축모델 (Hognestad의 식)

$$\text{for } \epsilon_c \leq \epsilon_o, f_c = f_{ck} \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_o} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right] \quad (1)$$

$$\text{for } \epsilon_c \geq \epsilon_o, f_c = f_{ck} \left(1 - \frac{0.15}{\epsilon_{cu} - \epsilon_o} (\epsilon_c - \epsilon_o) \right) \quad (2)$$

2) 인장모델 (Scordelis의 식)

$$\text{for } \epsilon_c \leq \epsilon_{tp}, f_t = E_c \epsilon_c \quad (3)$$

$$\text{for } \epsilon_c \geq \epsilon_{tp}, f_t = \frac{f'_t}{\epsilon_{tf} - \epsilon_{tp}} \epsilon_c - \frac{f'_t \epsilon_{tf}}{\epsilon_{tf} - \epsilon_{tp}} \quad (4)$$

철근의 구성 모델은 bilinear 탄소성 모델을 사용하였으며, 철근이 항복응력 f_y 를 지난 후 하중이 제거가 된 경우에는 잔류변형을 남기는 것으로 가정하였다. 철근이 항복한 후의 경화후탄성계수는 $E_u = 0.001E_s$ 로 가정하였다. ϵ_{tp} 및 ϵ_{tf} 는 각각 콘크리트 최대인장변형률과 콘크리트 파괴인장변형률이다.

3.2 사용전 보강한 보의 해석

콘크리트보에 사하중이 작용하기 전에 보강을 하였을 경우에는 보강재와 철근이 모두 변형률이

“0”인 상태에서 시작하므로 Fig. 1에서 Pre repair의 경우에 해당되며, 이때 ϵ_s 와 ϵ_{rep} 는 변형률이 처음부터 같이 증가한다.

이 경우에 대한 해석식은 참고문헌(1)에 잘 정리되어 있으므로 본 논문에서는 사용 중 보강 설계 이론의 개발에 필요한 식만 인용하였다.

콘크리트에 작용하는 총 압축력은 다음과 같으며 압축력의 작용위치는 압축 콘크리트 상면으로부터 γc 만큼 하단에 위치한다.

$$C = af_c b c \quad (5)$$

여기서 a 는 평균응력상수이며 γ 는 압축력의 작용점까지의 거리비로서 각각 다음과 같이 정의된다.

$$a = \frac{\int_c f_c d\epsilon_c}{f_{ck} \epsilon_{cf}} \quad (6)$$

$$\gamma = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cf}} \epsilon_c f_c d\epsilon_c}{\epsilon_{cf} \int_0^{\epsilon_{cf}} f_c d\epsilon_c} \quad (7)$$

이 식들을 구간별로 적분하면 다음과 같이 정리된다. 모델식이 2개구간으로 나뉘어져 있으므로 적분도 2가지 경우로 나누어 계산하였다.

1) $0 \leq \epsilon_c < \epsilon_o$ 일 때

$$a = q - \frac{1}{3} q^2 \quad (\text{여기서 } \frac{\epsilon_{cf}}{\epsilon_o} = q) \quad (8)$$

$$\gamma = \frac{q}{24}$$

2) $\epsilon_o \leq \epsilon_c < \epsilon_{cu}$ 일 때

$$a = \frac{2}{3} + \left(\frac{1}{2} \epsilon_{cf} - \frac{\epsilon_o}{2q} \right) \left(1 - \frac{0.15}{(\epsilon_{cu} - \epsilon_o)} \right) \quad (9)$$

$$\gamma = \frac{2(q+2)}{3(q+1)} \quad (10)$$

콘크리트의 인장력(T_c)과 철근의 인장력(T_s) 그리고 보강재의 인장력(T_{rep})을 합친 총인장력은 다음과 같다.

$$T = T_s + T_c + T_{rep} = f_s A_s + k_3 f_t b (h - c^L) + f_{rep} A_{rep} \quad (11)$$

여기서 평형조건과 변형률의 적합조건을 적용하면 중립축을 구할 수 있다. 일단 중립축이 구해지면 부재 내력이 계산되고, 이 내력들에 의한 모멘트의 합은 외부 모멘트와 평형을 이룬다는 조건에 의하여 다음과 같은 식이 성립한다.

$$M_t = T \cdot z + C_t \cdot (z - z_1) = E_s A_s \frac{d - c^L}{C^L} (d - \gamma c^L) \epsilon_{cf} + A_{rep} f_{rep} (h - \gamma c^L) \quad (12)$$

식(12)를 ϵ_{cf} 의 식으로 정리하면 다음과 같다.

$$\epsilon_{cf} = c^L \left\{ \frac{M_t - k_3 f_t b (h - c^L) [h - (\gamma c^L + k_3 (h - c^L))]}{E_s A_s (d - c^L) (d - \gamma c^L) + E_{rep} A_{rep} (h - \gamma c^L + \frac{1}{2} t_r)} \right\} \quad (13)$$

이 식들을 이용하여 시산법으로 해를 구할 수 있다.

3.3 철근 항복전 보강설계

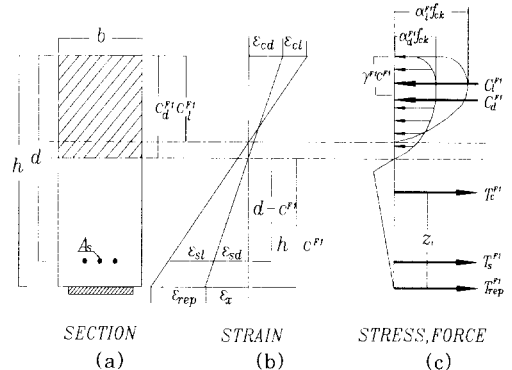


Fig. 3 Stress-strain relationship for field case 1

실 구조물에서 부착식 보강을 할 경우에는 기존구조물에 사하중이 작용하는 상태에서 보강이 이루어지므로 보강재 부착시 원 부재는 사하중에 의한 응력이 작용하는 상태이며 보강재는 응력이 “0”인 상태이다. 따라서 보강재에 작용하는 응력은 활하중의 크기에 해당하는 만큼만 발생하게 된다.

따라서, 중립축 c_d^{II} 는 보강재를 부착하기 전에 사하중만을 받고 있는 상태에서의 중립축이며, 중립축 c_d^I 는 보강재가 부착된 후 활하중이 작용하여 인장철근이 항복할 때의 중립축이다. 또한 Fig. 3(c)에서와 같이 초기에 사하중만을 받고 있을 때의 압축력과 그 작용위치를 각각, C_d^{II} 와 $\gamma_i^{II} C_d^{II}$ 그리고 철근이 항복할 때의 압축력과 작용위치를 각각 C_d^I 와 $\gamma_i^I C_d^I$ 로 나타내었다.

보강량 산정은 인장 축 철근이 항복할 때까지 보강부재가 견딜 수 있는 최대모멘트가 소요보강 모멘트보다 크게 되어야 한다는 개념으로 구할

인장 측 철근에 잔류변형률 ϵ_{res} 가 발생하기전 철근의 구성모델은 다음과 같은 식 (21)과 식 (22)로 나타낼수 있다.

$$1) \text{ for } \epsilon_s < \epsilon_y : f_s = E_s \epsilon_s \quad (21)$$

$$2) \text{ for } \epsilon_s > \epsilon_y : f_s = E_u(\epsilon_s - \epsilon_y) + f_y \quad (22)$$

잔류변형률이 ϵ_{res} 만큼 발생한 후 철근의 응력과 변형률의 관계식은 다음과 같은 식(23)과 식 (24)로 나타낼수 있다.

$$1) \text{ for } \epsilon_s < \epsilon_y' : f_s = E_s(\epsilon_s - \epsilon_{res}) \quad (23)$$

$$2) \text{ for } \epsilon_s > \epsilon_y' : f_s = E_u(\epsilon_s - \epsilon_y') + f_y \quad (24)$$

여기서 철근이 다시 항복응력에 도달할 때의 변형률인 ϵ_y' 는 다음과 같다.

$$\epsilon_y' = \frac{f_y + (E_s \epsilon_{res} - E_u \epsilon_y)}{(E_s - E_u)} \quad (25)$$

잔류변형이 발생한 후에는 잔류변형이 발생하기 전보다 항복응력이 약간 증가하므로 새로운 항복응력은 다음과 같다.

$$f' = f_y + \Delta f$$

여기서 Δf 는 다음과 같다.

$$\Delta f = E_u \epsilon_{res} \quad (26)$$

과하중 등에 의하여 발생한 철근의 잔류변형률을 구하기 위해서는 무보강보의 거동에 관한 해석식을 사용하여야 한다. 단, 과하중이 제거될때는 철근의 거동이 달라지므로 철근의 모델식은 식(23)을 사용해야 한다.

보강량 설계는 인장측 철근이 항복할 때까지 보강된 부재가 견딜 수 있는 최대모멘트가 소요 보강모멘트보다 크게 되어야 한다는 개념으로 구할 수 있다.

삼각형 닭음비와 적합조건을 이용하여 ϵ_{rep} 를 구하면 다음과 같다.

$$\epsilon_{rep} = \frac{\epsilon_y'(h - c_i^{F2})}{c_i^{F2}} - \frac{\epsilon_{sr}(h - c_d^{F2})}{(d - c_d^{F2})} \quad (27)$$

또한, 평행조건을 이용하여 중립축 c_i^{F2} 에 대해 정리하면 다음과 같다.

$$c_i^{F2} = \frac{f_y' A_s + f_{rep} A_{rep} + k_3 f_t b h}{\alpha_1^{F2} f_{ck} b + k_3 f_t b} \quad (28)$$

변형률 선도에서 삼각형 닭음비에 의해 다음의 식이 성립한다.

$$\epsilon_{cf} = \frac{\epsilon_y' c_i^{F2}}{(d - c_i^{F2})} \quad (29)$$

보강 후 공칭휨강도는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$M_n' + M_{rep} = f_y' A_s (d - \gamma_i^{F2} c_i^{F2}) + k_3 f_t b (h - c_i^{F2})(h - (\gamma_i^{F2} c_i^{F2} + z_1)) + \epsilon_{rep} E_{rep} A_{rep} (h - \gamma_i^{F2} c_i^{F2}) \quad (30)$$

그러므로 A_{rep} 는 다음 식 (31)과 같다.

$$A_{rep} = \frac{1}{\phi \epsilon_{rep} E_{rep} (h - \gamma_i^{F2} c_i^{F2})} \{ M_u - \phi [f_y' A_s (d - \gamma_i^{F2} c_i^{F2}) + k_3 f_t b (h - c_i^{F2})(h - (\gamma_i^{F2} c_i^{F2} + z_1))] \} \quad (31)$$

3.5 손상이 심한 단계의 보강설계

손상이 심한 단계의 보강일 경우에는 보강재와 철근이 사하중 변형률과 철근의 잔류변형을 더한 만큼의 차이를 가지고 시작하는 것으로 가정할 수 있다. 또한 압축측 콘크리트에도 잔류변형이 발생된 상태이기 때문에 해석시 인장측 철근의 잔류변형률과 압축측 콘크리트의 잔류변형률을 동시에 고려해야 한다.

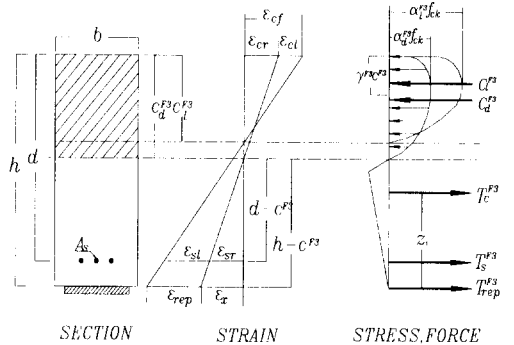


Fig. 5 Stress-strain relationship for field case 3

여기서 ϵ_{cr} 은 사하중에 의해서 발생하는 콘크리트의 변형률 ϵ_{cd} 와 과거 활하중에 의해 발생한 잔류변형률 $\epsilon_{res c}$ 의 합이다.

$$\epsilon_{cr} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{res c} \quad (32)$$

여기서 보강재부착 전에 사하중만을 받고 있을 때의 중립축을 c_d^{F3} 라 하고, 그후 보강재의 부착과 하중의 증가에 의해서 중립축이 상부로 이동

하게되어 철근이 항복했을 때의 중립축을 c_i^{F3} 라 한다. 초기에 사하중만을 받고 있을 때의 압축력과 그 작용 위치를 각각 $C_d^{F3}, \gamma_d^{F3} c_d^{F3}$ 그리고 철근이 항복할 때의 압축력과 작용 위치를 각각 $C_i^{F3}, \gamma_i^{F3} c_i^{F3}$ 로 나타내었다.

사하중과 활하중이 동시에 작용하여 압축축 콘크리트가 최대응력 이상을 받고 있는 상태에서 압축축 콘크리트의 변형률이 $\epsilon_{d+\rho}$ 라면 $\epsilon_{res c}$ 는 다음과 같다.

$$\epsilon_{res c} = \epsilon_{d+\rho} - \epsilon_o \quad (33)$$

압축축 콘크리트에 잔류변형률 $\epsilon_{res c}$ 가 발생하면 이때 콘크리트는 잔류변형률에 비례해서 콘크리트의 최대응력 f_{ck} 가 감소한다는 개념으로 해석할 수 있다. 잔류변형률 $\epsilon_{res c}$ 발생한다면 콘크리트의 최대응력은 Δf_{max} 만큼 감소하게 된다. 여기서 Δf_{max} 는 다음과 같다.

$$\Delta f_{max} = \frac{0.15}{\epsilon_{cu} - \epsilon_0} \epsilon_{res c} \quad (34)$$

그러므로 손상이 심한 단계에서의 보강일 때와 같이 압축축 콘크리트에 잔류변형이 발생했을 경우의 해석과정에서는 f_{ck} 대신에 $f_{ck} - \Delta f_{max}$ 를 사용하여 하며 압축축 콘크리트의 감소된 최대응력 $f_{ck} - \Delta f_{max}$ 를 f_{ck}' 로 나타내도록 하겠다.

잔류변형률이 발생하기전의 콘크리트의 모델식은 식(1)과 식(2)과 같다. 그러나 잔류변형률이 $\epsilon_{res c}$ 만큼 발생 후 콘크리트의 모델식은 다음과 같다.

$$1) \text{ for } \epsilon_c < \epsilon_o' : f_c = E_c \epsilon_c - E_c \epsilon_{res c} \quad (35)$$

$$2) \text{ for } \epsilon_c > \epsilon_o' : f_c = f_{ck} \left(1 - \frac{0.15}{\epsilon_{cu} - \epsilon_0} (\epsilon_c - \epsilon_o') \right) \quad (36)$$

여기서 다시 콘크리트가 최대응력에 도달할때의 변형률인 ϵ_o' 는 다음과 같다.

$$\epsilon_o' = \frac{f_{ck} \left(1 - \frac{0.15}{\epsilon_{cu} - \epsilon_0} \epsilon_o \right) + E_c \epsilon_{res c}}{\left(E_c + f_{ck}' \frac{0.15}{\epsilon_{cu} - \epsilon_0} \right)} \quad (37)$$

평균응력상수 α 와 압축거리계수 γ 를 산정할 때의 ϵ_o 또한 $\epsilon_o - \epsilon_{res c}$ 만큼 이동된 것으로 생각할 수 있으며 감소된 콘크리트의 최대응력 f_{ck}' 와 ϵ_o' 를 사용하여 계산된 α' 와 γ' 를 사용하여야 한다.

위의 Fig. 5(b)에서 삼각형 닻음비와 적합조건을 이용하여 ϵ_{rep} 를 구하면 다음과 같다.

$$\epsilon_{rep} = \frac{\epsilon_y' (h - c_i^{F3})}{c_i^{F3}} - \frac{\epsilon_{sr} (h - c_d^{F3})}{(d - c_d^{F3})} \quad (38)$$

평행조건을 이용하여 c_i^{F3} 를 구하면 다음과 같다.

$$c_i^{F3} = \frac{f_y' A_s + f_{rep} A_{rep} + k_3 f_t b h}{\alpha_i^{F3} f_{ck}' b + k_3 f_t b} \quad (39)$$

또한, 변형률 선도에서 삼각형 닻음비에 의해 다음식이 성립한다.

$$\epsilon_{cf} = \frac{\epsilon_y' c_i^{F2}}{(d - c_i^{F2})} \quad (40)$$

보강 후 공칭휨강도는 식 (41)로 구할수있다.

$$\begin{aligned} M_n' + M_{rep} x &= f_y' A_s (d - \gamma_i^{F3} c_i^{F3}) + k_3 f_t b (h - c_i^{F3}) (h - (\gamma_i^{F3} c_i^{F3} + z_1)) \\ &\quad + \epsilon_{rep} E_{rep} A_{rep} (h - \gamma_i^{F3} c_i^{F3}) \end{aligned} \quad (41)$$

그러므로 A_{rep} 는 다음 식(42)와 같다.

$$A_{rep} = \frac{M_n - \phi (f_y' A_s (d - \gamma_i^{F3} c_i^{F3}) + k_3 f_t b (h - c_i^{F3}) (h - (\gamma_i^{F3} c_i^{F3} + z_1)))}{\phi \epsilon_{rep} E_{rep} (h - \gamma_i^{F3} c_i^{F3})} \quad (42)$$

4. 해석 결과의 분석

4.1 시험체의 제원

본 연구의 해석치와의 비교에서 사용된 시험체 제원은 Fig. 6에 제시되어 있다. 하중은 중앙에서의 일점 재하이며, 단면 15×25 cm, 유효깊이 22cm, 순지간 길이 200cm, 총길이 240cm이다. 사용된 보강재는 항복강도 $2,500 \text{ kg/cm}^2$ 인 폭 13cm, 두께 0.3cm인 강판을 사용하였다.

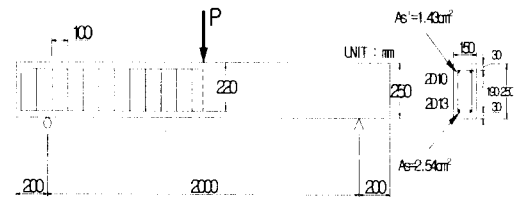


Fig. 6 Configuration of specimens

4.2 하중-처짐 해석결과

사용전 보강의 해석은 강판으로 보강된 시험체의 실험결과와 위의 해석 방법으로 해석된 결과를 비교하였으며, 사용중 보강의 각 단계를 해석한 그래프는 동일한 보강량을 사용하였을 경우에 사용 전 보강과 사용 중 보강의 해석치를 비교한 것이다.

4.2.1 사용 전 보강의 해석

Fig. 7은 강판을 사용한 사용 전 보강부재에 대한 실험치와 해석치의 하중변위곡선을 나타낸 것이다. 실험결과에서는 균열발생하중이 1.53t이며 해석결과는 1.33t으로 나타났다. 또한 그때의 처짐 발생량도 실험치에서는 0.85mm이며, 해석치에서는 0.91mm이다. 강판이 항복할 때의 하중과 처짐량은 실험치가 5.77t, 3.29mm이며 해석치가 5.54t, 3.11mm으로 나타났다. 내부의 철근이 항복하는 공칭하중과 그때의 처짐량은 실험치가 6.75t, 4.11mm이며 해석치는 6.43t, 3.84mm로 나타났다. 강도 설계법에 의한 공칭하중은 6.67t이고 처짐은 4.04mm으로서 본 해석과 차이가 공칭하중은 약 4%, 그때의 처짐은 5%로 나타났다. 따라서 본 해석결과는 사용 전 보강된 부재에 대한 실험결과와 거의 일치하고 있음을 알 수 있다.

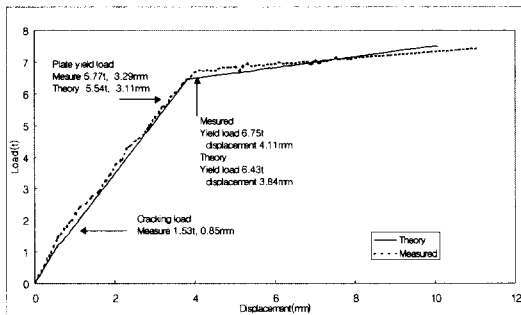


Fig. 7 Load-deflection curves for steel plate strengthened beam

4.2.2 항복 전 보강부재의 해석결과

Fig. 8은 강판을 사용한 사용 전 보강부재의 해석치와 철근항복 전 보강부재에 대한 해석치의 하중변위곡선을 비교한 것이다. 본 해석에서는 무

보강부재가 사하중 2t을 받고 있는 상태에서 강판을 보강한 것으로 가정하였으며 보강시 처짐량은 2.05mm이다.

그후에 부재의 거동은 보강재와 내부의 철근이 동시에 변형하는 것으로 해석하였다. 해석 결과로부터 사용 전 보강된 부재와 사용 중 보강된 부재의 강성이 일치함을 알 수 있다. 이는 철근이 항복되기 전에 보강됨으로서 재료의 물성에 변화가 없으므로 보강된 보의 강성이 같아진 것이다.

그러나 내부의 철근이 항복하는 극한강도에서는 철근항복 전 보강된 부재가 5.94t으로 나타나 사용전 보강된 부재의 극한강도에 비하여 약 8%의 감소가 일어남을 알 수 있다. 또한, 그때 발생하는 처짐량도 철근항복 전 보강된 부재는 4.61mm로 나타나 사용전 보강된 부재에 비하여 약 13%의 증가를 보이고 있다.

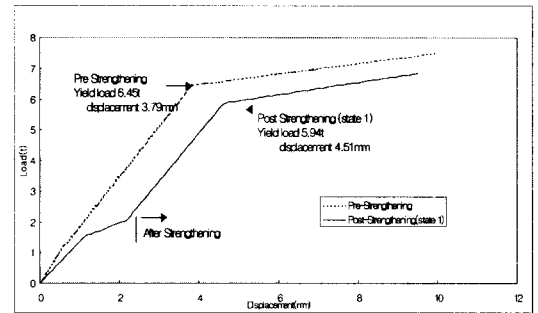


Fig. 8 Comparisons for strengthened beam (post-strengthening case 1)

Fig. 9는 강판을 사용한 사용 전 보강부재의 해석치와 철근항복 전 보강부재에 대한 해석치의 하중변위곡선을 비교한 것이다. 해석에서는 무보강 부재가 사하중 3t을 받는 상태에서 강판을 보강한 것으로 가정하였으며 그때의 처짐량은 2.43mm이다. 항복전 보강단계와 같이 사용전 보강부재와 보강재 부착후의 사용후 보강부재의 강성이 일치함을 알 수 있다. 내부의 철근이 항복하는 극한강도에는 5.71t으로 나타나 사용전 보강에 대해서는 약 12%의 극한하중의 감소가 일어남을 알 수 있다. 또한, 그때 발생하는 처짐량도 5.02mm로 나타나 약 29%의 증가를 보였다.

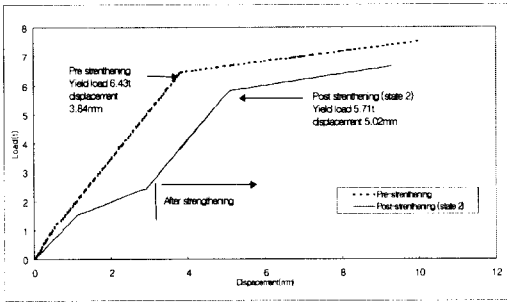


Fig. 9 Comparisons for strengthened beam (post-strengthening state 2)

4.2.3 철근항복단계의 해석

Fig.10은 철근이 항복한 후 보강된 부재에 대한 해석결과를 나타낸 것이다. 본 해석에서는 원부재가 사하중 3.1t을 받는 상태에서 강판으로 보강한 것으로 가정하였으며 보강시 처짐량은 3.12mm이다. 해석결과 철근이 항복한 후 보강된 부재의 보강후 강성은 철근항복 전 보강된 부재의 강성과 거의 같음을 알 수 있는데, 이는 철근이 항복 후에도 탄성계수의 변화가 없기 때문에 나타난 결과이다. 내부철근이 항복하는 극한강도는 5.59t으로 나타나 사용 전 보강된 경우에 비하여 약 14%의 감소가 일어남을 알 수 있다. 또한, 그때 발생한 처짐량도 5.93mm로 나타나 사용전 보강된 경우에 비하여 약 50 %의 증가를 보이고 있다.

또한 내부의 철근이 보강재인 강판보다 먼저 항복한 것으로 해석되었다. 즉, 기존 구조물에서 내부의 철근이 항복할 정도의 과하중을 받은적이 있다면, 이 철근은 잔류변형률이 매우 클 것이므로 보강재가 항복하기 전에 철근이 먼저 항복에 이르러 극한하중에 도달할 것으로 사료된다.

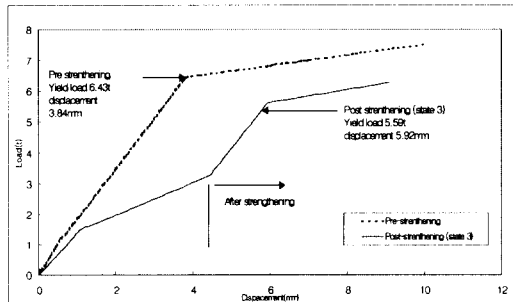


Fig. 10 Comparisons for strengthened beam (post-strengthening case 3)

4.2.4 손상이 심한 단계의 해석

Fig. 11은 철근이 항복하고 콘크리트가 최대강도에 도달한 적이 있을 정도로 손상이 심한 부재가 보강된 경우에 대한 해석결과를 나타낸 것이다. 본 해석에서는 원부재가 항복하중과 최대하중을 지난 경우에 해당되므로 실제로 이정도 손상이 심한 부재에 부착식 보강을 할것으로 생각되지는 않지만 비교를 위하여 해석을 실시하였다. 따라서 사하중 2t과 활하중 1.4t을 받는 상태에서 강판으로 보강한 것으로 가정하였으며 보강시 처짐량은 6.41mm이다.

해석결과 철근이 항복한 후 보강된 부재의 보강후 강성은 철근항복 전 보강된 부재의 강성과 거의 같음을 알 수 있는데, 이는 철근이 항복 후에도 탄성계수의 변화가 없기 때문에 나타난 결과이다.

내부철근이 항복하는 극한강도는 5.3t으로 나타나 사용 전 보강된 경우에 비하여 약 17%의 감소가 일어남을 알 수 있다. 또한, 그때 발생한 처짐량도 7.33mm로 나타나 사용전 보강된 경우에 비하여 약 90 %의 증가를 보이고 있다.

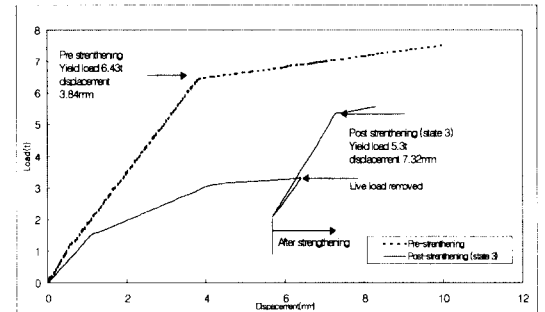


Fig. 11 Comparisons for strengthened beam (post-strengthening case 3)

4.3 보강량 설계 결과

동일한 공칭 강도를 가지기 위해서 보강재에 부착해야하는 보강량을 계산한 결과는 Fig. 12에 정리하였다. 사용 전 보강 시험체의 경우에는 보강량이 3.9 cm^2 일 때 공칭휨강도가 6.43t이지만 철근 항복 전 보강단계에서는 보강부재의 공칭휨강도가 6.43t에 도달하게 만들기 위해서 4.21 cm^2 의 보강량을 사용하여야 하는 것으로 나타나 약 8%의 보강량을 증가 시켜야 하는 것으로 해

석 되었다. 또한 철근 항복단계에서는 4.42 cm^2 의 보강량을 사용하여 보강부재의 공칭휨강도가 6.43t 에 도달하는 것으로 나타나 약 13%의 보강량을 증가시켜야하는 것으로 해석 되었고 손상이 심한 단계에서는 4.61 cm^2 로 약 18%의 보강량의 증가가 필요한 것으로 해석되었다.

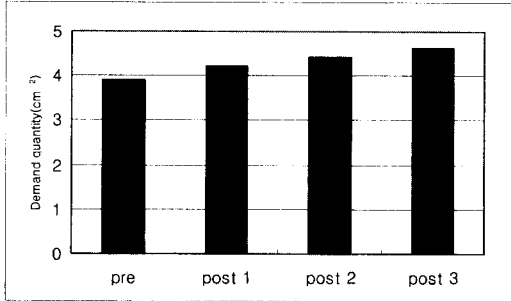


Fig.12 Comparison of strengthening capacity with same nominal bending capacity

5.결 론

본 연구에서는 현장적용 부재에 대한 부착형 보강의 보강량 설계식에 대한 이론을 개발하고 실험자료와 비교 분석하였다. 또한 현장 구조물의 상태를 구분하여 각 상태에 맞는 설계식을 개발하였다. 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 사용전 보강한 경우의 보강설계식과 사용중 보강한 경우의 보강설계식을 개발하여 그 차이를 분석한 결과, 보강재의 보강 시점과 보강 대상부재가 받고 있는 사하중의 크기에 따라서 보강설계 결과가 달라지는 것을 규명하였다.

2. 본 연구에서 개발된 보강 설계 이론을 검증하기 위하여 기존의 극한강도 설계법으로 계산이 가능한 사용 전 보강된 보에 대한 해석결과를 실험치 등과 비교한 결과, 균열발생 하중이나 항복하중 등의 오차가 7% 미만으로 나타나 해석이론이 신뢰성이 있음을 검증하였다. 또한, 처짐의 경우도 해석값과 실험치가 거의 일치하는 결과를 나타내었다.

3. 동일한 보강량을 부착하였을 경우, 실험실 시편의 경우처럼 하중이 작용하기 전에 보강된 보의 내하력에 비하여, 기존 구조물을 보강하는 경우처럼 항복하중의 약 44%인 2t의 사하중이

작용하는 상태에서 보강된 보의 공칭휨강도가 약 8%정도 감소하는 것으로 나타났다. 또한 2t의 활하중이 작용하는 상태에서 1t의 추가 활하중이 작용한 보에서는 12%의 공칭휨강도가 감소하였으며, 활하중의 작용을 2t으로 증가시킨 경우에는 14%의 공칭휨강도의 감소가 나타났다.

4. 동일한 공칭 강도를 가지기 위해서 보강재에 부착해야하는 보강량을 설계한 결과 사용전 보강과 같은 공칭휨강도를 가지기 위하여는 항복 전 보강단계에서는 약 8%의 보강량을 증가시켜야 하며 철근 항복보강단계에서는 약 13%의 보강량을 증가시켜야하는 것으로 나타났고 손상이 심한 단계에서는 약 18%의 보강량의 증가가 필요한 것으로 해석되었다. 따라서 기존 구조물과 같이 사용중인 구조물을 보강하는 경우에는 이미 작용하고 있는 사하중의 크기에 따라 보강량을 적절히 늘려주어야 기대하는 보강효과를 나타낼 수 있는 것으로 나타났다.

참고문헌

- 이원창, 한만엽, "사용중 보강되는 부재의 보강설계법 연구" 한국 콘크리트 학회지, 1998년
- 송병표, 한만엽, 황의승, 홍영균, "보수 보강재료의 공법개발연구", 한국 콘크리트 학회, 1997년도, 봄 학술 발표회 논문집, pp.592~597
- 송병표, 한만엽 "보강재의 변형부착에 따른 보의 구조적 거동", 한국 콘크리트 학회지, Vo.:10, No3, 1998년 6월, pp.197~208
- Ansel C. Ugal, Saul Fenster, "Advanced Strength and Applied Elasticity", ACI Journal, Vol. 57 No.6, February 1987, pp.59-87
- Eivind Hognestad, "A Study Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members" ACI journal, Vol. 52, No.4, November, 1951, pp128
- Alexander Scordelis, and C.S. Lin, "Nonlinear Analysis of RC Shells of General Form", Proceeding, ASCE, Vol.101, DT3, Mar. 1975, pp.523-538
- Swamy R. N., B. Hobbs and M. Roberts, "Structural Behavior of Externally Bonded, Steel Plated RC Beams after Long-Term Exposure", The Structural Engineering, Vol.73, No.6, August, 1995, pp.255~261

8. Deric John Oehlers, John Paul Moran.
 "Premature Failure of Externally Plated
 Reinforced Concrete Beams." *Journal of
 Structural Engineering*, Vol.116, No.4,
 April 1990, pp.987-993

9. R. N. Swamy, R. Johns, J. Bloxham.
 "Structural Behavior of Reinforced Concrete
 Beams Strengthened by Epoxy-Bonded
 Steel Plates." *The Structural Engineering*,
 Vol.65A, No.4 May 1991, pp124-129

요 약

최근에는 손상된 구조물을 보강하는 다양한 보강공법들이 연구, 개발되고 있으며, 특히 강판이나 탄소 섬유 등을 이용한 부착식 보강공법이 널리 사용되고 있다. 이러한 부착식 보강공법에서는 원부재가 하중을 받는 상태에서 보강재가 부착되므로 원부재와 보강재의 초기 응력에 차이가 나게 된다. 그러나 현재의 보강 설계식이나 이론은 기존의 설계법에 의존하여 이러한 각 구조요소의 초기 응력의 차이를 고려하지 못하는 동시에 이러한 초기 응력의 차이에 따른 공칭 내하력의 감소를 무시한 설계를 하고 있다. 본 논문에서는 이렇게 사용중인 구조물을 보강하는 경우, 발생하는 초기 응력의 차이를 고려한 보강 설계식을 개발하고 이를 계산하는 프로그램을 개발하였다. 이러한 설계식과 프로그램의 타당성을 검증하기 위하여 기존의 실험자료를 인용하여 비교, 분석한 결과, 측정값과 거의 일치하는 것으로 나타나 해석결과가 신뢰성이 있음이 증명되었다. 이러한 연구결과 보강량은 보강시 구조물의 손상상태에 따라 달라지며, 공칭내하력도 손상정도에 따라 감소되는 것으로 나타났다.

(접수일자 : 1998.12.7)