

적층단면법에 의한 철근콘크리트 보 해석에서의 부착슬립효과

Implementation of Bond Slip Effect in Analysis of RC Beams Using Layerd Section Method

곽 효 경[†]

김 진 국^{*}

Kwak, Hyo-Gyoung

Kim, Jin-Kook

(논문접수일 : 2004년 8월 20일 ; 심사종료일 : 2006년 3월 2일)

요 지

이 논문에서는 적층단면법에 기초하여 단조하중 또는 반복하중을 받는 철근콘크리트 보 및 기둥 부재의 비선형 해석모델이 제안되었다. 완전부착 가정을 토대로 하고 있는 적층단면법은 콘크리트와 철근 사이의 부착슬립 거동을 고려하지 못한다는 고전적 비선형 해석법과는 달리, 균열 발생시 철근을 따라 발생하는 부착슬립 거동을 힘의 평형관계와 변위의 적층조건으로 정량화하고, 그 결과로부터 철근의 강성을 보정해줌으로써 반영하도록 하였다. 이는 적층단면법에서 추가 자유도(double node)를 도입하지 않고 부착슬립효과를 고려할 수 있다는데 그 의미를 둘 수 있을 것이다. 나아가 제안된 방법에 의한 해석결과와 실험결과와의 비교를 통해, 제안된 방법은 부착슬립 거동에 의한 강성저하(stiffness degradation)를 동반하는 철근콘크리트 보 및 기둥 부재의 균열거동을 효과적으로 고려할 수 있음을 검증하였다.

핵심용어 : 적층단면법, 부착슬립, 전달길이, 반복하중, 철근콘크리트 보 및 기둥

Abstract

An analytical procedure to analyze reinforced concrete(RC) beams and columns subject to monotonic and cyclic loadings is proposed on the basis of the layered section method. In contrast to the classical nonlinear approaches adopting the perfect bond assumption, the bond slip effect along the reinforcing bar is quantified with the force equilibrium and compatibility condition at the post cracking stage and its contribution is implemented into the reinforcing. The advantage of the proposed analytical procedure, therefore, will be on the consideration of the bond slip effect while using the classical layered section method without additional consideration such as taking the double nodes. Through correlation studies between experimental data and analytical results, it is verified that the proposed analytical procedure can effectively simulate the cracking behavior of RC beams and columns accompanying the stiffness degradation caused by the bond slip.

keywords : layered section model, bond slip, transfer length, cyclic loading, RC beams and columns

1. 서 론

근자에 들어 구조물의 안전성을 확보하기 위해 지진하중, 풍하중 등에 대한 구조물의 정확한 거동 특성 파악은 물론 보다 합리적이고 효율적인 구조설계를 위해 정밀해석에 대한 필요성이 증가하고 있는 실정이다. 특히 건축구조물과 토목구조물에 대한 내진 및 내풍 설계 규정의 강화와 구조물의 저항력 및 연성의 확보에 대한 필요성 증대는 구조물의 거동 분석을 위한 효과적인 비선형 동적 거동 해석기법의 개발을 가속화시키고 있다. 나아가 균열로 인해 비

선형 거동이 지배적으로 나타나는 콘크리트 구조물에 대한 비선형 동적 해석기법의 개발은 다양한 구조물에 대해 폭넓게 이루어지고 있다(Clough 등, 1966; Ma 등, 1976; Roufaiel 등, 1987; 곽효경 등, 2000; Kwak 등 2004).

그 가운데 철근콘크리트 보 및 기둥의 비선형 해석기법은 단면을 여러 개의 층으로 나누어 콘크리트의 균열 및 재료의 비선형성을 효과적으로 고려하도록 하는 적층단면법에 기초한 방법과, 부재 단면에 대한 휨모멘트-곡률 관계를 정의하고 그것을 구조계에 적용하여 해석을 수행하는 휨모멘트 곡률 관계에 근거한 방법의 두가지로 나눌 수 있

[†] 책임저자, 정회원 · 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 정교수
전화: 042-869-3621 ; Fax: 042-869-3610
E-mail: khg@kaist.ac.kr

^{*} 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 박사후 연구원

• 이 논문에 대한 토론을 2006년 6월 30일까지 본 학회에 보내주시면 2006년 9월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

다. 적층단면법은 단면내 각 층사이의 완전부착 가정을 토대로 하고 있어 콘크리트와 철근사이의 부착슬립 거동을 고려하지 못하고, 다음 단계의 계산을 위해서는 각 층의 정보를 저장해야 하기 때문에 구조물이 대형화될 경우 많은 저장공간과 계산시간을 필요로 한다. 한편, 휨모멘트 곡률 관계에 기초한 해석법은 주어진 단면의 휨모멘트 곡률 관계를 초기에 한번만 정의하고 해석에 사용하기 때문에 매 계산마다 단면에 대한 해석이 생략될 수 있는 등 해석상의 편리함 때문에 많은 계산을 필요로 하는 반복하중을 받는 구조부재에 대한 해석에 빈번히 사용되고 있으며, 이와 관련된 많은 연구(Clough 등, 1976; Roufaiel 등, 1987; 광효경 등, 2000; Kwak 등 2002)가 진행되고 있다.

그 연구의 일환으로 Clough 등(1966), Takeda 등(1970), Roufaiel 등(1987)등은 반복하중을 받는 철근콘크리트 부재의 비선형 해석을 위한 부재 단면의 휨모멘트-곡률 관계를 제안했으나 제안된 모델들은 초기 강성을 완전부착 상태로 가정하여 구성하였고, 하중이력을 직선으로 표현함으로써 철근콘크리트의 에너지 흡수능력을 과대평가하는 경향을 나타내었다. 이러한 문제점을 해결하기 위해 휨모멘트-곡률 관계 모델의 초기 강성에 부착슬립효과를 반영하고, 하중이력을 직선이 아닌 곡선으로 표현함으로써 반복하중을 받는 철근콘크리트 보 및 기둥의 거동을 보다 정확히 모사할 수 있는 모델 또한 부분적으로 제안되고 있다(광효경 등, 2001; Kwak 등, 2002).

한편, 적층단면법은 콘크리트의 균열과 크리프 등 재료의 비선형성을 효과적으로 고려할 수 있을 뿐만 아니라 해석 후 단면의 응력 및 변형 상태를 알 수 있는 등 여러 장점과, 컴퓨터의 발전으로 계산시간상의 단점도 더 이상 큰 제약이 될 수 없음에도 불구하고 부착슬립 거동을 고려하지 못한다는 단점 때문에 적층단면법을 기초로 하는 반복하중을 받는 철근콘크리트 구조부재의 해석에 대한 연구가 미흡한 실정이다.

따라서 이 논문에서는 적층단면법에 기초하여 철근콘크리트 보 및 기둥의 부착슬립 거동을 고려할 수 있는 해석 모델을 제안하고자 한다. 적층단면법에서 부착슬립 거동을 고려하기 위해 콘크리트와 철근사이의 부착슬립 관계를 나타내는 힘의 평형과 변위의 적합조건으로부터 미분방정식을 구성하였으며, 경계조건을 적용하여 철근콘크리트 부재의 균열면에서 완전부착면까지의 거리인 전달길이(transfer length)를 산정하였다. 나아가 전달길이 내에서의 응력 및 변형률 분포를 산정하고 이를 토대로 전달길이 내 철근의 강성을 보정하여 적층단면법에서도 부착슬립 거동을 간접적으로 고려할 수 있도록 하는 등가 철근강성 모델을 제

안하고 있다. 마지막으로 기존의 실험결과 및 부착슬립을 고려하지 않은 적층단면법에 의한 해석결과와의 비교 검토를 통해 제안된 해석모델의 타당성과 효용성을 검증하고 있다.

2. 재료모델

2.1. 콘크리트

이 연구에서는 콘크리트의 재료성질을 모사하기 위해 압축 콘크리트의 경우 Park이 제안하고 Scott등이 수정한 응력-변형률 관계를 사용하였다(Scott 등, 1982). 이 모델은 간편하면서도 스티립 등의 횡보강 철근에 따른 영향을 효과적으로 고려함으로써 해석의 정확성을 기할 수 있는 장점을 가지고 있어 수치해석시 널리 사용되고 있다. 인장축 콘크리트에서의 응력-변형률 관계는 균열 발생 이후의 변형연화(strain softening) 영역을 선형분포로 단순화하여 하중 증가에 따른 미세균열(microcracks)의 발달을 모사하도록 하였다(Bazant 등, 1984; Kwak 등, 1990). 각 영역별로 정의된 응력-변형률 곡선의 식은 다음과 같다.

$$\sigma_c = Kf_{cu} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad \epsilon_c \leq \epsilon_0 \quad (1)$$

$$\sigma_c = Kf_{cu} [1 - Z(\epsilon_c - \epsilon_0)] \quad \epsilon_0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_u \quad (2)$$

$$\sigma_c = 0.2Kf_{cu} \quad \epsilon_c \geq \epsilon_u \quad (3)$$

여기서,

$$\epsilon_0 = 0.002K \quad K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{cu}} \quad (4)$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.0284f_{cu}}{14.21f_{cu} - 1000} + 0.75\rho_s \sqrt{\frac{h'}{s_h}} - 0.002K} \quad (5)$$

ϵ_0 는 최대 응력에 대한 변형률을 나타내며, K 는 스티립에 의한 강도증가를, Z 는 변형연화의 기울기를 나타내는 계수로서 kgf/cm^2 로 나타내었으며, f_{cu} 는 콘크리트의 압축 강도를, f_{yh} 는 스티립의 항복강도를, ρ_s 는 스티립 외측에서 측정된 코어콘크리트의 체적에 대한 스티립의 체적비를, h' 은 콘크리트 코어의 두께를, s_h 는 스티립 중심간의 거리를 나타낸다.

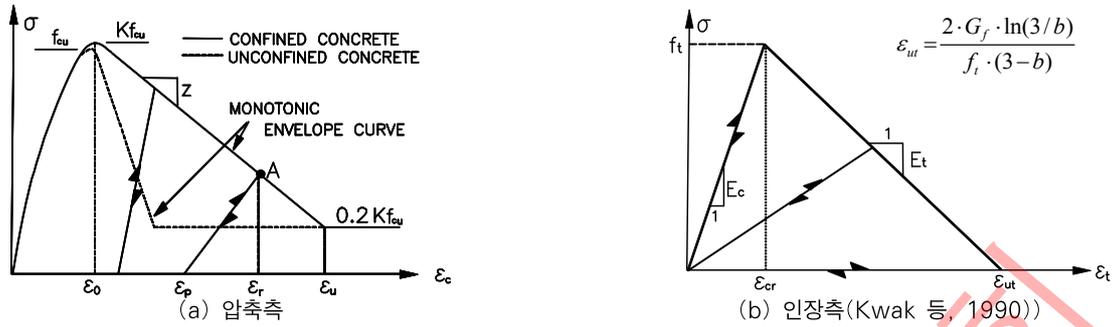


그림 1 콘크리트의 응력-변형을 관계

Vecchio(1999)나 Kwak 등(2002)에 의하면 하중의 재하/loading)과 제하(unloading)를 거치면서 나타나는 거동이 그림 1와 같이 응력이 0이 될 때 잔류변형을 가지고, 원점을 통과하여 인장측으로 전이된다고 가정하더라도 충분히 좋은 결과를 준다. 따라서, 이 논문에서는 작용하는 하중이 제하(unloading)되면 응력 감소에 따른 변형률의 감소가 나타나는데 이를 모사하기 위하여 Karsan과 Jirsa(1969)에 의해 제안된 직선 관계로 단순화된 재하관계를 사용하였으며, 대응되는 소성변형률 ϵ_p (그림 1참조)를 계산하기 위한 관계식은 다음과 같다.

$$\frac{\epsilon_p}{\epsilon_0} = 0.145 \cdot \left(\frac{\epsilon_r}{\epsilon_0}\right)^2 + 0.13 \cdot \left(\frac{\epsilon_r}{\epsilon_0}\right), \left(\frac{\epsilon_r}{\epsilon_0}\right) < 2 \quad (6)$$

$$\frac{\epsilon_p}{\epsilon_0} = 0.707 \cdot \left(\frac{\epsilon_r}{\epsilon_0} - 2\right) + 0.834, \left(\frac{\epsilon_r}{\epsilon_0}\right) \geq 2 \quad (7)$$

여기서 ϵ_r 은 제하가 시작되는 변형률(그림 1의 점A)을 의미한다.

다시 하중이 재하되면(reloading) 압축변형률이 ϵ_p 보다 작을 경우 균열이 열려있는 상태를 나타내므로 응력이 0(zero)이 되며, 일단 변형률이 ϵ_p 보다 커지게 되면 전이력(hysteretic)경로를 따라 응력이 증가하게 된다.

2.2. 철근

2.2.1. 단조증가 포락선

철근은 콘크리트와는 달리 압축측과 인장측의 응력-변형률 관계가 동일한 형상을 나타내며, 항복점에 도달할 때까지는 선형 거동을 보이다가 항복이 발생하는 순간 급격한 변형률의 증가를 보이는 소성영역으로 들어가서 선형, 혹은 비선형 거동을 하게 된다. 그러나 구조물 내에 있는 철근은 콘크리트에 둘러싸여 있게 되는데 인장력이 작용하면

콘크리트 내에 균열이 발생하게 되고 균열부를 중심으로 철근에 응력집중이 발생한다. 즉, 균열부를 중심으로 철근이 항복되더라도 균열과 균열 사이에서는 항복이 발생하지 않을 수 있다. 또한, 균열부에서 응력 집중에 의한 철근의 항복을 토대로 해석이 이루어질 경우 항복 이후의 구조물의 거동을 과대 평가하게 된다. 따라서 독립된 개체의 철근이 아니라 철근콘크리트의 한 부분으로서 철근을 고려하게 될 경우 정확한 해석을 위해 인장부 응력-변형률 관계의 수정이 필요하다(Takeda 등, 1970; Belarbi 등, 1994). 이와 관련하여 Belarbi와 Hsu(1994)는 그림 2에서 보는 바와 같이 여러 실험 결과들을 토대로 균열면에서 응력과 변형률 집중에 의한 영향을 부재 전체에 걸쳐 평균적으로 고려하도록 하는 평균 응력-변형률 관계식(식 (8))을 제안하였다.

$$f_t = (0.9 - 2B)f_y, E_t = (0.02 - 0.25B)E_s \quad (8)$$

여기서, f_{cr} , p 는 콘크리트의 인장강도와 철근비율, E_s , E_h 는 철근의 초기 기울기와 항복 이후의 기울기를 각각 나타내며 $B = (f_{cr}/f_y)^{1.5}/\rho$ 을 나타내는 재료상수이다.

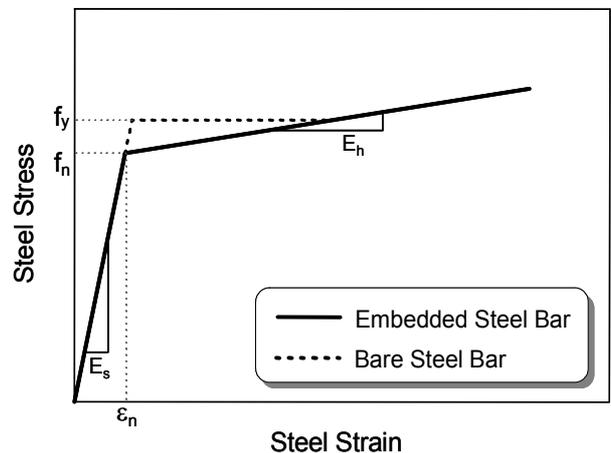


그림 2 인장측 철근의 평균 응력-변형률 관계

2.2.2. 단조증가 곡선의 보정

철근콘크리트는 콘크리트와 보강재인 철근의 부착에 의한 힘의 전달을 통해 구조체로서 기능을 발휘하게 되는데, 부착슬립이 발생하게 되면 두 재료 사이의 힘이 완전하게 전달되지 못한다. 이와 같이 힘의 전달에 있어 중요한 역할을 하게 되는 부착에 대한 많은 연구가 진행되어 오고 있으며(Rehm, 1961; Eligehausen 등, 1983; Shima 등, 1987), 그 거동 특성은 부착응력-슬립의 관계를 통해 정의되고 있다(Rehm 1961). 그 가운데 이 논문에서는 Eligehausen 등(1983)에 의해 제안되고 CEB Code(1990)에서 채택한 그림 3의 모델을 토대로 부착슬립의 영향을 고려하고자 한다.

특히, 그림 4에서 볼 수 있는 바와 같이 슬립량은 철근의 변형률과도 상호관계를 갖게 되는데, 철근이 항복에 이를 때까지 철근의 변형률과 슬립량은 거의 비례관계를 보이고 있고, 철근이 항복될 때 부착응력이 최대 값에 도달하게 된다. 따라서 해석상의 편의를 위해 철근이 항복에 다다를 때, 즉 부착응력이 최대 값에 도달할 때까지의 초기 부착응력-슬립 관계를 기울기 E_b 를 갖는 선형으로 가정하여 사용하였다(그림 3 참조). 그림 3에서 경계값이 되는 $s_1, s_2, s_3, \tau_{max}, \tau_R$ 는 CEB Code(1990)에 규정된 값을 사용하였다.

그림 5(a)에서 보는 바와 같이 인장을 받는 부재에 균열이 발생하게 되면 콘크리트와 철근의 변형 차이로 정의되는 슬립 $s(x)$ 는 균열면에서 최대 값을 나타내고 균열과 균열 사이의 중간 지점에서 최소 값을 갖게 되며, 그림 5(a)에서와 같이 균열과 균열 사이의 간격이 충분히 클 경우 균열과 균열 사이에 완전 부착, 즉 슬립이 0(zero)이 되는 지점이 발생하게 된다. 또한, 철근의 응력은 철근과 이를 둘러싸는 콘크리트 간의 부착응력의 분포에 따라 변화하게 되며, 균열면에서 최대 값에 이르고 인접한 균열

사이의 중간 지점에서 최소 값을 가지게 된다. 따라서 균열이 수반되는 철근콘크리트 부재의 거동을 정확히 예측하기 위해서는 콘크리트와 철근 사이의 부착슬립 효과가 고려되어야 한다.

한편, 이 연구에서 채택한 적층단면법은 그림 7에서 볼 수 있는 바와 같이 부재의 각 단면을 두께방향으로 가상의 철근과 콘크리트 층으로 나누어 고려하도록 하고 있으며, 단면내 각 부재의 완전 부착 가정을 토대로 하고 있기 때문에 부착슬립 거동을 직접적으로 고려하기 어려운 점이 있다. 이와 관련하여 Spacone등은 요소내에 철근과 콘크리트를 연결시켜주는 자유도(node)를 새롭게 구성함으로써 이를 해결하고자 하였다(Spacone 등, 2000). 그러나 Spacone등이 제안한 방법은 3자유도를 갖는 보가 압축축과 인장축 철근을 모두 가질 경우 2개의 자유도가 추가적으로 정의되어야 한다는 단점을 갖고 있는 것 또한 사실이다. 따라서 이 연구에서는 부착슬립 효과를 간접적이지만 보다 간편하게 고려할 수 있도록 하는 해석모델을 개발하였으며, 이를 위해 등가 철근강성 개념을 도입하였다.

등가 철근강성을 유도하기 위해서 우선 힘의 평형과 변위의 적합조건을 토대로 부착슬립 관계를 나타내는 식을 유도하고, 그 식에 경계조건을 적용하여 균열면으로부터의 거리에 대한 함수로 슬립식($s(x)$)을 구하게 된다. 균열면에서는 콘크리트와의 부착이 없기 때문에 작용하중 전부를 철근이 부담하게 되는 반면 완전부착이 이루어지는 부분에서는 콘크리트와 철근이 하중을 각각 분담하게 된다. 따라서 균열면에서 철근에 작용하는 하중과 완전부착면에서 철근에 작용하는 하중의 차이가 부착력에 의한 것이라는 힘의 평형방정식을 세울 수 있고, 그 식에 슬립식($s(x)$)을 적용하여 전달길이 l_t 를 구할 수 있다. 그림 5(a-i)에서 볼 수 있는 바와 같이 철근의 응력과 변형률 분포가 비선형을 나타낼 뿐만 아니라 콘크리트와 다른 분포를 나타내고 있는데, 적층단면법을 사용할 경우 서로 다른 두 재료의 다

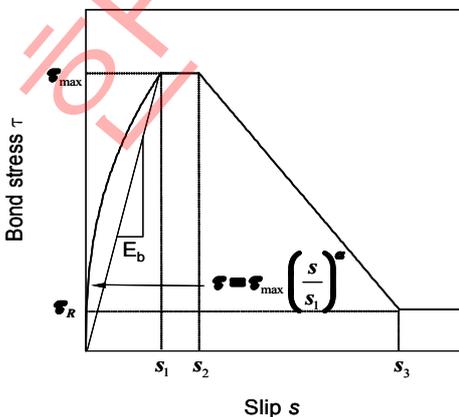


그림 3 부착슬립 모델(Eligehausen 등, 1983)

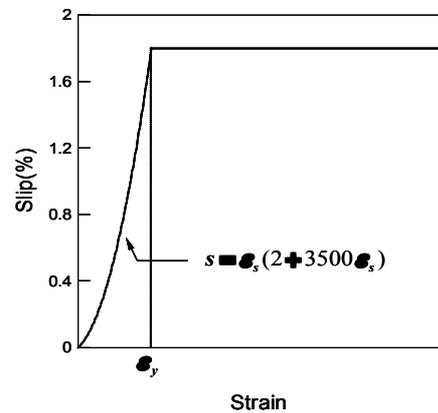
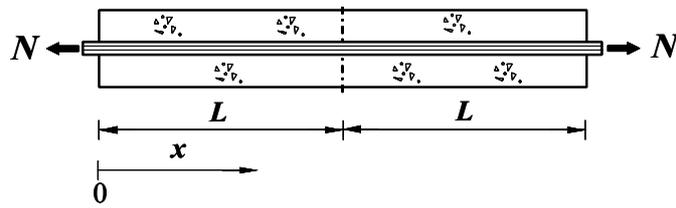
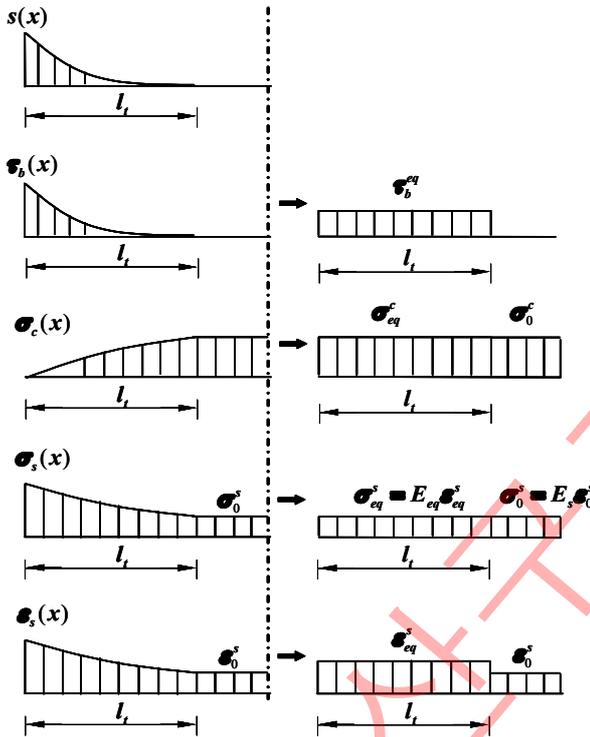


그림 4 철근 변형률 - 부착슬립(Shin 등, 1988)

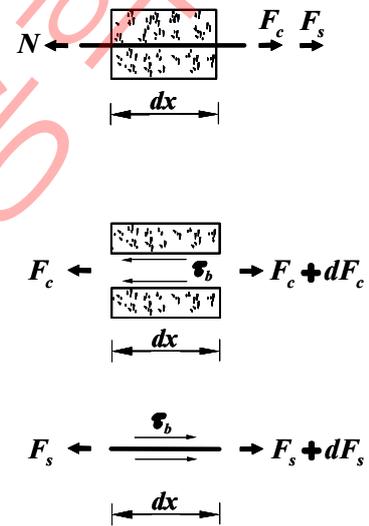


(i) Real Distribution

(ii) Equivalent Distribution



- $s(x)$: slip at x
- $\tau_b(x)$: bond stress at x
- $\sigma_c(x)$: stress of concrete at x
- $\sigma_s(x)$: stress of steel at x
- $\epsilon_s(x)$: strain of steel at x
- σ_{eq} : equivalent stress
- ϵ_{eq} : equivalent strain
- τ_b^{eq} : equivalent bond stress
- E_{eq} : equivalent elastic modulus of steel
- l_t : transfer length



(a) Distribution of slip and stresses between two adjacent cracks

(b) Free Body Diagram

그림 5 철근콘크리트 인장부재 내의 부착슬립 및 응력 분포

큰 응력 및 변형률 분포를 고려할 수 없다. 따라서 완전부착 조건하에 총 발생 변위를 유지토록 하기 위해서 그림 5(a-ii)에서 보는 바와 같이 변형률 및 응력 분포를 증가의 값으로 고려하였으며 그 결과로 산출된 철근의 감소된 강성인 등가 철근강성 개념을 도입하였다. 등가 철근강성을 유도하는 과정은 다음과 같다.

그림 5(b)의 자유물체도에서 보는 바와 같이 작용하중과 내부 부재력과의 힘의 평형조건으로부터 $N = F_s + F_c$ 의 관계식을 얻을 수 있고, 미소구간에서 부착력은 철근과 콘크리트에 작용하는 힘의 변화율로 표현될 수 있기 때문에 $dF_s/dx = -\Sigma_0 \cdot \tau_b$, $dF_c/dx = \Sigma_0 \cdot \tau_b$ 로 각각 표현할 수 있다. 여기서 F_c , F_s 는 각각 콘크리트와 철근에 작용하는 부재력을 나타내고, τ_b , Σ_0 는 콘크리트와 철근 사이의 부착응력 및 철근둘레의 길이를 각각 나타낸다. 한편 철근(F_s)과 콘

크리트(F_c)에 작용하는 힘은 변형률의 함수인 $F_s = A_s E_s \epsilon_s = A_s E_s \cdot (du_s/dx)$, $F_c = A_c E_c \epsilon_c = A_c E_c \cdot (du_c/dx)$ 로 나타낼 수 있으며, 콘크리트와 철근 사이의 상대변위 차이로 정의되는 슬립인 $S = u_s - u_c$ 의 2번 미분을 통해 다음의 부착응력과 슬립과의 관계를 나타내는 잘 알려진 지배방정식을 얻을 수 있다.

$$\frac{d^2s}{dx^2} - k^2s = 0 \tag{9}$$

여기서 $k = E_b \Sigma_0 (1 + \eta \rho) / A_s E_s$, $\eta = \nu_s / \nu_c$, $\rho = A_s / A_c$ 이다. 나아가 산출된 일반해 $s(x) = C_1 \sin(kx) + C_2 \cos(kx)$ 에 두 경계조건인 $s(0) = s_0$ 와 $s(l_t) = 0$ 을 대입하면 그림 5에서 정의된 슬립분포 $s(x)$ 를 산정할 수 있다. 이때 두 경계조건 중 s_0 는 균열면에서의 슬립량을 의미하는데, 콘크리트구

조설계기준(1999)에서 채택하고 있는 최대 균열폭은 균열을 중심으로 양쪽으로 있는 두 부재 사이의 균열을 나타내기 때문에 한 쪽 부분에 대한 적용을 위해 설계기준에 의해 산정되는 값의 반($s_0 = w_{max}/2$)을 사용하였으며, 최대 균열폭 산정식은 다음과 같이 정의된다.

$$w_{max} = 1.08\beta_c f_s \sqrt[3]{d_c A} \times 10^{-5} \quad (\text{mm}) \quad (10)$$

여기서 β_c 는 중립축에서 인장연단까지의 거리와 중립축에서 철근의 도심까지의 거리의 비이고, J_s 는 철근의 인장 응력으로서 단위는 kgf/cm^2 이고, u_c 는 인장연단으로부터 가장 가까운 인장철근 중심까지의 거리로서 단위는 cm 이고, A 는 콘크리트 총 인장면적을 철근의 개수로 나눈 콘크리트 유효인장면적으로서 단위는 cm^2 이다.

한편, 균열면에서 슬립이 0(zero)이 되는 완전부착 면까지의 거리인 전달길이 l_b 는, 균열면의 철근에 작용하는 하중은 완전부착 지점에서 철근과 콘크리트에 의해 분담되는 하중의 합과 같고 콘크리트에 작용하는 하중은 콘크리트와 철근 사이의 부착에 의해서 발생되었다는 힘의 평형 관계를 토대로 산정할 수 있다.

$$\frac{N}{1+\eta\rho} = \sum_0^{l_b} \tau_b(s) dx = \sum_0^{l_b} E_b \int_0^{l_b} s(x) dx \quad (11)$$

나아가 그림 5(b)에서 정의한 바와 같이 외력 N 이 작용할 경우 철근콘크리트 부재의 임의의 위치에서 철근과 콘크리트에 작용하는 부재력 변화 dF_s 와 dF_c 는 부착에 의해 유발되는 것으로서, 철근에서 콘크리트로 전달되는 힘에 의해 발생하는 콘크리트의 응력은 부착에 의해 발생하는 반면, 철근에 발생하는 응력은 힘의 평형관계인 $N = F_c + F_s$ 로부터 외력에서 부착에 의한 손실만큼을 뺀 부분으로 정의될 수 있다. 따라서 지금까지 계산된 결과를 적용하면 다음의 콘크리트와 철근 응력분포 식을 얻을 수 있는데, 이때 부착응력을 쉽게 적용하기 위해 그림 5(a-ii)과 같이 등가의 평균 부착응력 $\tau_b^{eq} = \int_0^{l_b} \tau_b(s) dx / l_b$ 를 도입하였다.

$$\sigma_c(x) = \frac{\tau_b^{eq} \cdot \sum_0 x}{A_c}, \quad \sigma_s(x) = \frac{N}{A_s} - \frac{\sigma_c(x) \cdot A_c}{A_s} = \frac{N}{A_s} - \frac{\tau_b^{eq} \cdot \sum_0 x}{A_s} \quad (12)$$

철근의 변형률은 산정된 철근의 응력 $\sigma_s(x)$ 를 철근의 탄성계수 E_s 로 나누어 줌으로써 쉽게 구할 수 있으며, 그로부터 등가의 평균 변형률은 평균 부착응력 산정의 경우와

같이 평균적인 의미를 토대로 $\epsilon_s^{eq} = \int_0^{l_b} \epsilon_s(x) dx / l_b$ 로 산정할 수 있다.

한편 적층단면법에서는 부재내의 완전부착에 대한 가정이 유지되어야 하므로 외력에 의한 추가응력이 발생하지 않는 한 콘크리트와 철근의 응력은 전체 길이를 통해 일정한 값을 유지해야 한다(그림 5(a-ii) 참조). 따라서 부착슬립을 고려하게 될 경우 유발되는 철근변형률 ϵ_{eq}^s 에 대응하는 등가의 탄성계수 E_{eq} 는, 부착슬립이 발생하는 전달길이 내의 응력과, 완전부착이 유지되는 전달길이 밖의 응력이 동일하다는 관계식으로부터 $E_{eq} = E_s \epsilon_o^s / \epsilon_{eq}^s$ 의 등가 철근강성을 구할 수 있다. 이와같은 과정을 통해서 구한 철근강성을 해석에 적용하기 위해서는 평균 응력-변형률 관계(그림 2 참조)를 토대로 등가 철근강성을 도입한 철근재료모델을 그림 6과 같이 새로 구성하게 된다. 여기서, 등가 철근강성 및 전달길이의 계산은 콘크리트와 철근의 선형탄성 가정을 토대로 하고 있지만 간단한 고려를 위해 항복 이후에도 같은 특성이 적용된다고 가정하였다. 따라서, 항복 전후 같은 비율로 철근의 강성을 줄여주어 부착슬립 효과를 고려하도록 하였다. 나아가 그림 7과 같이 주 균열의 발생으로 부착슬립이 지배적으로 유발되는 점부터 전달길이(l_b)에 해당하는 구간에 위치한 단면의 철근은 등가 철근강성을 갖는 재료로 모사하고, 나머지 구간에 위치한 단면의 철근은 일반 철근강성을 갖는 재료로 모사하여 구성된 적층단면을 사용하여 해석모델을 결정하게 된다.

압축측 철근의 응력-변형률 관계는, 균열과 균열 사이의 응력과 변형률을 평균적으로(그림 2 참조) 고려하고 부착슬립에 의한 영향을 등가의 철근강성(그림 6 참조)으로 고려하도록 하는 인장측 철근 모델과 같은 모델을 사용하였다. 압축측 철근에 대하여 인장측 철근의 응력-변형률 관계를 사용하는데 있어서 평균 응력-변형률 관계에 의한 항복 응력 감소는, 해석시 고려되지 않는 철근에 의해 대체된 콘크리트의 파괴 및 응력과, 압축에 의한 철근의 좌굴 효과로 상쇄될 수 있을 것이다(Stevens 등, 1991). 또한 압축측 철근 역시 균열이 발생하여 반복하중 작용시 열리고 닫히는 과정에서 콘크리트와 부착슬립이 발생하게 되는데 철근이 항복할때까지는 인장측 철근과 유사한 부착슬립 거동을 하기 때문에(Shin 등, 1988), 부착슬립에 의한 등가 철근강성을 사용해도 무방할 것으로 판단된다.

2.2.3. 철근의 하중이력 모델

앞에서 정의된 철근의 응력-변형률 포락선을 토대로 반복하중에 따른 재료거동을 모사하기 위해 Pinto 등(1970:

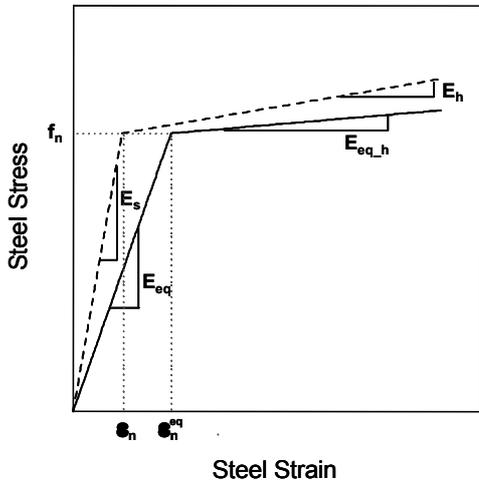


그림 6 부착슬립을 고려한 등가 철근강성 모델

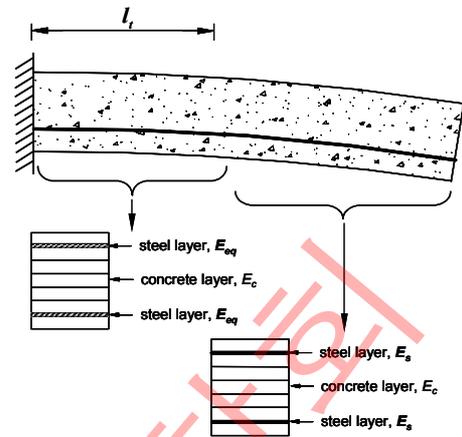


그림 7 해석모델

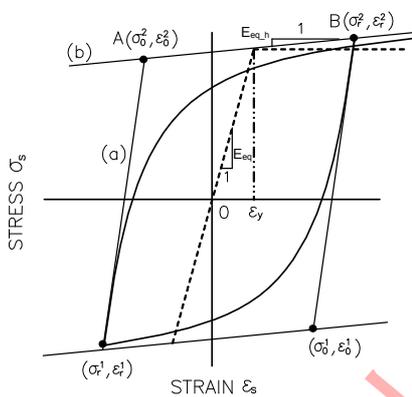


그림 8 철근의 응력-변형률 관계

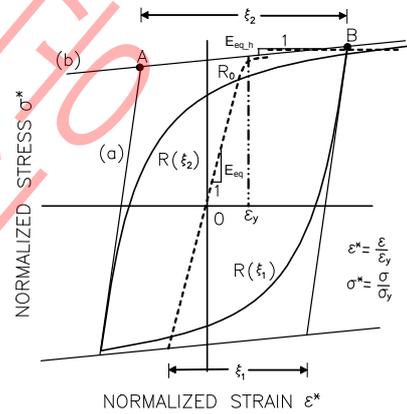


그림 9 R값의 정의

1973)에 의해 제안되고 Filippou 등(1983)에 의해 수정된 모델을 토대로 하중이력 곡선을 정의하였다. 하중의 재하(loading)와 재하(unloading)에 따른 하중이력 거동은 초기 철근강성과 항복 이후의 철근강성을 점근선으로 하는 곡선으로 나타내며 그 곡선식은 다음과 같다.

$$\sigma^* = b \cdot \epsilon^* + \frac{(1-b) \cdot \epsilon^*}{(1 + \epsilon^* R)^{1/R}} \quad (13)$$

여기서 ϵ^* 와 σ^* 는 표준화된(normalized) 변형률과 응력으로 $(\epsilon - \epsilon_r) / (\epsilon_0 - \epsilon_r)$, $(\sigma - \sigma_r) / (\sigma_0 - \sigma_r)$ 로 표현된다.

식 (13)은 기울기가 E_{eq} 와 $E_{eq,h}$ 인 직선을 점근선으로 하는 곡선의 천이를 나타낸다. 그리고 ν 와 $\bar{\nu}$ 는 두 점근선의 교차점을 나타내며 ν 와 $\bar{\nu}$ 는 최근의 전환(reverse)된 응력과 변형률을 나타낸다. b 는 변형경화 비율로서 E_{eq} 과 $E_{eq,h}$ 의 비율을 나타내며, R 은 천이곡선(transition curve)에 영향을 줄 수 있는 계수로서, Bauschinger 효과를 표현할 수 있는 계수로서 현재 점근선의 교차점과 이

전전환점 중 최대 또는 최소 값을 갖는 전환점과의 차이에 의해 결정되며 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi} \quad (14)$$

여기서 ξ 값은 그림 9과 같이 정의되며, Λ_0 , Λ_1 , Λ_2 는 실험에 의해 결정되는 계수이다.

3. 철근콘크리트 보 및 기둥의 해석

이 연구에서는 유한요소 해석법을 구성함에 있어 변형 전에 평면인 모든 요소의 단면은 변형 후에도 평면을 유지한다는 평면유지의 가정을 토대로 보 요소를 사용하였으며, 전단 변형에 따른 영향은 추가적으로 고려하지 않았다. 평형방정식의 구성으로부터 반복해석에 이르는 일련의 비선형 해석과 관련한 자세한 유도과정은 참고문헌(곽효경 등, 2001)에서 살펴볼 수 있다.

실험으로 거동이 검증된 2개의 철근콘크리트 보와 축력이 작용하는 2개의 철근콘크리트 기둥에 대하여 부재 해석을 수행하여 그 결과를 비교하였고, 나아가 제안된 철근모델을 사용하지 않은 해석결과와의 비교를 통해 제안된 모델의 효율성을 검증하였다. 비교에 사용된 보 부재는 Bertero 등(1969)에 의해 실험된 Beam1과 Ma 등(1976)에 의해 실험된 Beam6이며, 기둥 부재는 Sozen 등(1975)에 의해 실험된 40.048부재(Column1)와 Low 등(1987)에 의해 실험된 부재1(Column2)이다.

3.1. 철근콘크리트 보

해석에 사용된 보는 그림 10에서 볼 수 있는 바와 같이 1/3 지점에 집중하중이 작용하여 중앙 1/3 구간에서 순수 휨모멘트가 작용하는 Beam1 부재(Bertero 등, 1969)와, 그림 13에 나타난 바와 같이 외측 보-기둥 접합부의 일부를 표현하고 있는 캔틸레버보의 Beam6 부재(Ma 등, 1976)의 두 부재로서 각 부재에 대한 재료성질은 표 1과 같다. 또한 두 시험체에 대해 Beam1 및 Beam6에 대하여 식 (11)을 적용하여 산정된 전달길이(l_t)와 부착슬립에 따른 등가 철근강성을 구하면 표 2와 같다.

표 1 보 부재의 재료성질

부재	E_c	E_s	f_{cu}	f_y	$\rho_t = \rho_c$
Beam1	318,770	2,003,737	312	3,304	0.00988
Beam6	253,104	2,046,625	312	4,605	0.014

표 2 Beam1 및 Beam6의 전달길이(l_t)와 등가 철근강성

부재	전달길이 (l_t : cm)	등가 철근강성 (kgf/cm ²)
Beam1	76.8	1,176,698
Beam6	71.8	1,306,608

Beam1은 구속조건이 단순 지지이고, 중앙부에는 순수 휨만 작용하며, 압축철근과 인장철근의 비율이 같은 철근콘크리트 보이다. 따라서 콘크리트에 발생하는 주균열의 평균적인 발생 간격이 피복 두께의 3배 정도라고 볼 때 요소의 길이가 이 값보다 작아지더라도 더 이상 요소 세분화에 따른 정확도의 개선을 기대할 수 없으므로(Chen, 1982) 유효요소 해석시 한 부재의 길이는 20cm로 선정하였다. Beam1의 경우 중앙부에서 순수한 휨을 받기 때문에 소성힌지길이(plastic hinge length)가 길게 형성되므로 이에 따른 영향은 추가적으로 고려하지 않았다.

그림 11에서 볼 수 있는 바와 같이 단조 증가 하중에 대하여 제안된 방법은 실험결과와 유사한 항복강도 및 강성을 나타내는 반면, 부착슬립 효과를 고려하지 않은 경우 강성뿐만 아니라 항복강도 또한 과대 평가하고 있음을 볼 수 있다. 나아가, 그림 12(b)에서 볼 수 있는 바와 같이 실험결과와 비교할 때 제안된 방법은 Beam1의 반복하중 하에서의 비선형 거동을 효과적으로 모사하고 있음을 알 수 있다. 한편, 제안된 철근모델을 적용하지 않을 경우 부착슬립에 의한 거동을 고려하지 못하여 하중이력 거동에 따른 에너지 흡수능력을 과대 평가하고 있음을 볼 수 있는데 그 차이가 비교적 작게 나타났다. 이는 Beam1의 경우 구조물의 거동을 지배하는 최대 모멘트 영역이 중앙 1/3 지간의 순수휨을 받는 영역으로 넓게 분포하고 있어 휨에 의해 거동이 지배하게 되고, 전단과파괴 또는 축력에 의해 유발되는 pinching 거동이 비교적 작게 나타나므로 부착슬립에 따른 영향이 상대적으로 작은 관계로 등가강성의 고려에 따른 차이가 크지 않은 것으로 판단된다.

한편 Beam6은 구속조건이 고정단이고, 휨과 전단력이 동시에 작용하며, 압축철근과 인장철근의 비율이 같은 철근콘크리트 보로서 대상구조물과 같은 외팔보를 해석하는데 있어 특히 고려해야 할 사항 가운데 하나가 요소의 길이를 결정하는 것이다. 대상구조물의 거동은 모멘트와 전

Beam1

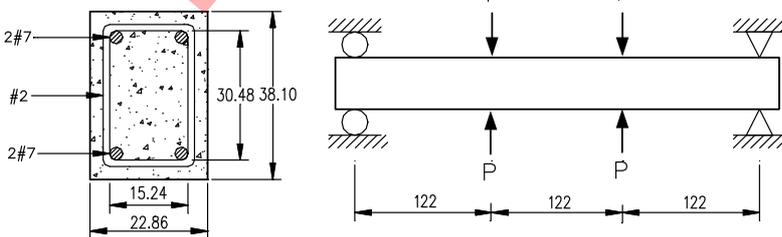


그림 10 Beam1의 재원 (단위: cm)

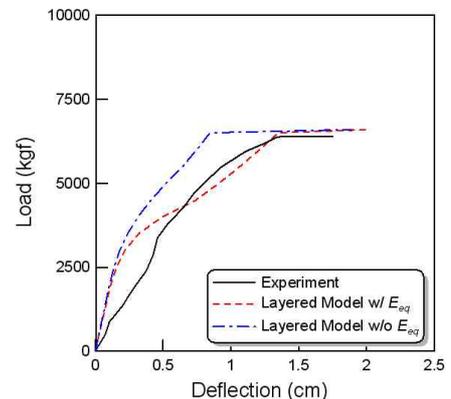
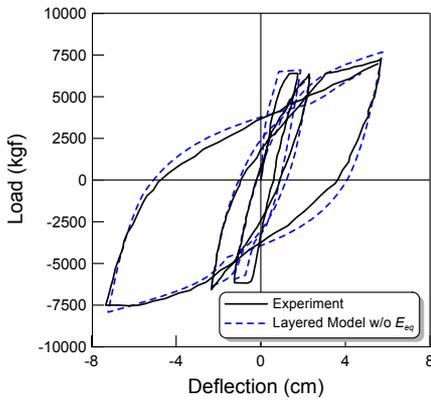
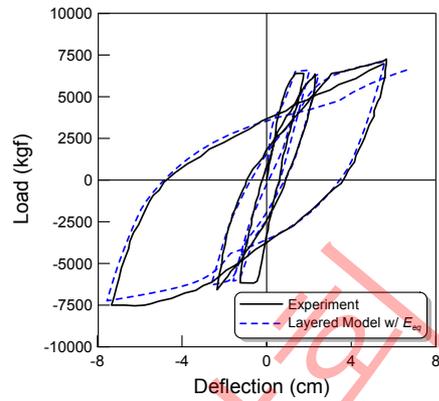


그림 11 Beam1의 단조 증가 하중-변위 관계



(a) 제안된 철근모델이 적용되지 않은 경우



(b) 제안된 철근모델 적용

그림 12 Beam1의 하중-변위 관계

Beam6

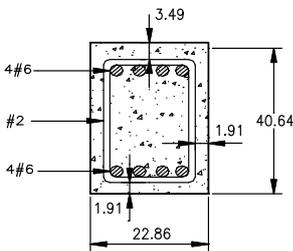


그림 13 Beam6의 재원 (단위 cm)

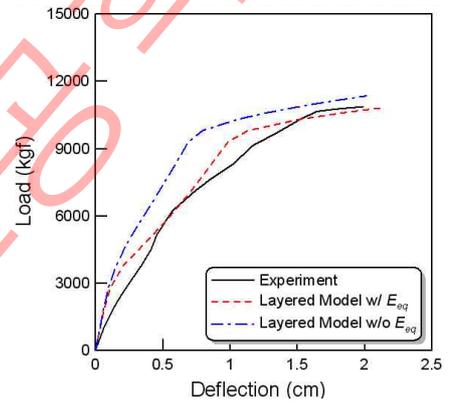


그림 14 Beam6의 단조 증가 하중-변위 관계

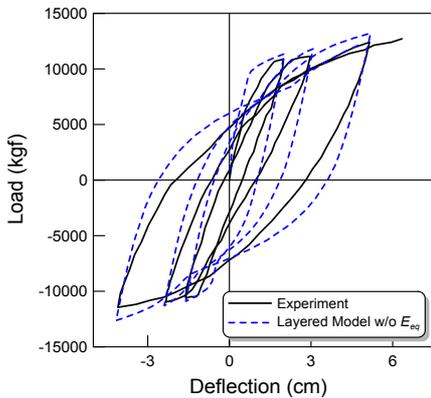
단력이 최대로 작용하는 보-기둥 접합부에 의해 지배적인 영향을 받는 관계로 만약 고정단에 인접한 요소의 길이를 소성힌지길이 이상으로 결정했을 경우 유한요소 해석시 요소의 평균적인 변형이 과소평가되면서 변형이 작은 구간에서 부재의 강성이 크게 나타나며 항복강도 역시 과대 평가하게된다(Kim 등, 2000). 따라서 신뢰할 수 있는 결과를 얻기 위해서는 소성힌지길이 개념을 이용하여 구조물을 모델링해야할 필요가 있다. 이 연구에서는 Sawyer(1964)가 제안한 식 $l_p = 0.25d + 0.075z$ 를 이용하였다. 여기서 d =단면의 유효 길이이고, z =부재의 끝단에서 임계면까지의 거리를 의미한다. 소성힌지길이 개념과 주균열의 평균 발생 폭을 고려하였을 때 고정단부터 소성힌지길이인 20cm까지는 부재길이를 5cm로 모델링하고 나머지 구간은 10cm로 모델링 하여 유한요소해석을 수행하였다.

앞의 Beam1 경우와 마찬가지로 Beam6 경우 역시 부착슬립을 고려하여 제안된 방법을 토대로 해석할 경우 부재의 강성 및 항복강도를 효과적으로 모사할 수 있음을 그림 14 으로부터 알 수 있다. 또한, 그림 15(b)에서 볼 수 있는 바와 같이 제안된 방법은 하중이 제하(unloading)되는 구간을 제외하고는 실험결과와 매우 유사한 결과를 보여줌을 알

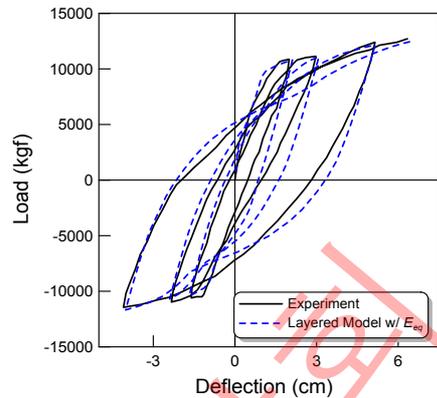
수 있다. 하중의 제하구간에서 나타나는 차이는, Beam1 부재와 달리 Beam6은 고정단지부를 중심으로 소성힌지가 발생하게되고 그로인하여 고정단 회전이 발생하여 변형이 더 크게 발생되기 때문인 것으로 판단된다. 제안된 모델은 등가 철근강성을 구하기 위해 경계조건으로 설계기준(1999)에서 제시하고 있는 균열폭 식을 이용하는데, 이 식은 휨에 의해 유발되는 균열은 고려할 수 있으나, 고정단 회전에 의한 강제운동의 영향으로 인해 유발되는 균열폭 증가는 고려하지 못하고 있다. 따라서 이에 대한 보정이 추가된다면, 제안된 모델은 Beam6과 같은 한쪽 고정단지부 구조물의 비선형 거동을 보다 정확히 모사할 수 있을 것으로 예상된다. 한편 그림 15(a)에서 볼 수 있는 바와 같이 제안된 모델이 적용되지 않을 경우 부착슬립의 영향을 고려할 수 없기 때문에 구조물의 에너지 흡수능력을 상당히 과대 평가할 뿐만 아니라 전단력의 작용과 부착슬립의 영향으로 인해 유발되는 에너지양을 상당히 과대 평가하고 있음을 알 수 있다.

3.2. 철근콘크리트 기둥

해석에 사용된 기둥은 그림 16 및 그림 18에서 볼 수



(a) 제안된 철근모델이 적용되지 않은 경우



(b) 제안된 철근모델 적용

그림 15 Beam6의 하중-변위 관계

있는 바와 같이 보-기둥 접합부의 일부 또는 지면과 접하고 있는 기둥을 표현하고 있는 축력을 받는 캔틸레버 부재로, 각 부재에 대한 재료성질은 표 3과 같다. 실제 대부분의 기둥은 연성 확보를 위해 축강도의 약 10% 내외에 해당하는 축력을 받도록 설계가 이루어지고 있는데, 해석에 사용된 기둥 역시 실제 구조물의 기둥과 유사한 크기의 축력을 받는 경우로 Column1은 축강도의 11%인 18,160kgf 이, Column2는 축강도의 4.5%인 4,540kgf의 축력이 각각 작용하고 있다. 또한 두 시험체에 대해 Column1 및 Column2에 대하여 식 (11)을 적용하여 산정된 전달길이 (l_t)와 부착슬립에 따른 등가 철근강성을 구하면 표 4와 같다. 특히 이 표에서 볼 수 있는 바와 같이 Column2의 경우 전달길이가 부재 길이보다 크게 나타났다. 즉, 부재 전 구간에서 슬립이 발생했다고 볼 수 있는데 이러한 경우 해석시 전 부재 구간에 대하여 등가 철근강성을 적용하게 된다.

표 3 기둥 부재의 재료성질

부재	단위 (kgf/cm ²)				
	E_c	E_s	f_c'	f_y	$\rho_t = \rho_c$
Column1	244,642	2,000,000	266	5,060	0.0122
Column2	310,684	2,000,000	266	5,060	0.0113

표 4 Column1 및 Column6의 전달길이(l_t)와 등가 철근강성

부재	전달길이 (l_t : cm)	등가 철근강성(kgf/cm ²)
Column1	65.8	1,185,880
Column2	98.9	1,163,192

Column1은 그림 16에서 볼 수 있는 바와 같이 고정단 지지 조건을 갖는 부재로 소성현저길이를 고려하여 고정단부터 소성현저길이(약 10cm)까지는 부재길이를 2cm로 모델링하고 나머지 구간은 5cm로 모델링 하여 유효요소해석을 수행하였다.

반복하중을 받는 구조부재가 전단거동에 의한 영향을 크게 받을 경우 부착슬립 거동이 크게 발생하고 그로 인하여 pinching 거동이 크게 나타나며, 또한 축력이 작용할 경우 횡하중이 균열을 발생시키는 하중보다 작아질 때, 작용 축력과 단면내력 간의 평형이 이루어지면서 균열이 빠르게 닫히게 되 pinching 거동이 크게 나타난다. 그림 17에서 볼 수 있는 바와 같이 Column1의 경우 상당히 큰 pinching 거동이 나타나는데, 이는 Column1이 전단시간비가 3.68로 전단거동에 의한 영향을 크게 받을 뿐만 아니라, 축력의 작용으로 인해 pinching 거동이 크게 나타나게 되기 때문으로 판단된다. 앞에서 언급한 이유로 인해 축력이 작용하는 부재를 해석할 경우 전단에 대한 영향을 따로 고려하지

Column1

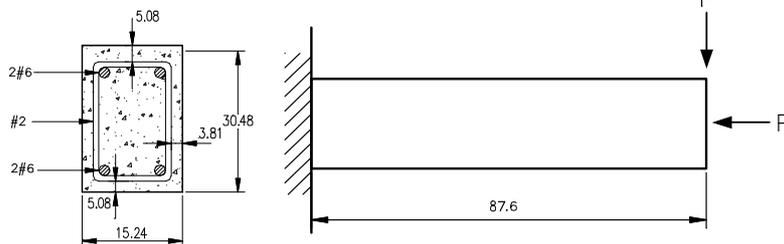
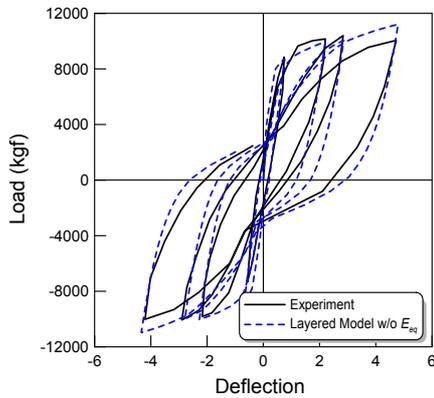
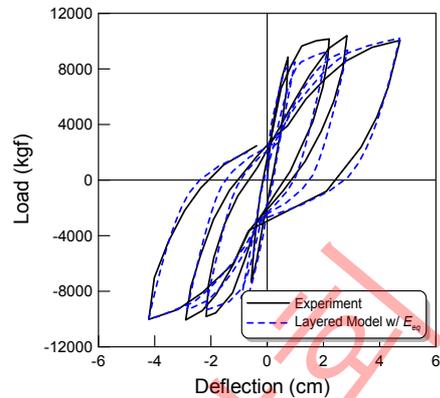


그림 16 Column1 재원 (단위 : cm)



(a) 제안된 철근모델이 적용되지 않은 경우



(b) 제안된 철근모델 적용

그림 17 Column1의 하중-변위 관계

않아도 pinching 거동을 잘 묘사하게 된다. 따라서 그림 17(b)에서 볼 있는 바와 같이 제안된 방법역시 pinching 거동을 비교적 정확히 묘사하면서 반복하중하에서의 기둥의 비선형 거동을 효과적으로 묘사하였다. 한편, 제안된 철근모델이 적용되지 않은 경우, 축력의 작용으로 인해 pinching 거동은 어느 정도 묘사하는 반면 에너지 흡수능력은 역시 과대 평가하고 있음을 그림 17(a)로부터 알 수 있다.

Column2

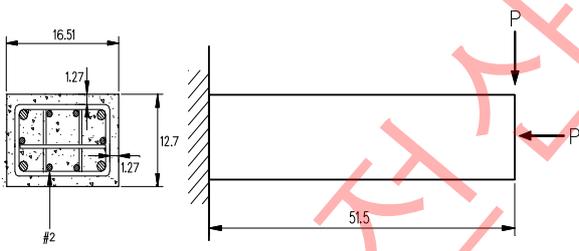
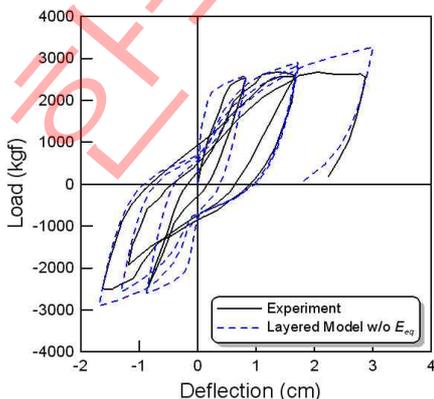


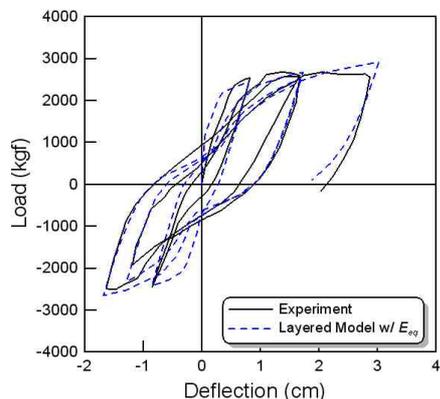
그림 18 Column2 부재의 재원 (단위 : cm)

Column2 부재 또한 한쪽이 고정단이고 다른 한쪽은 자유단인 부재로서 소성힌지길이 개념을 고려하여 고정단부터 소성힌지길이(약 8cm)까지는 부재길이를 2cm로 모델링하고 나머지 구간은 4cm로 모델링하여 유한요소해석을 수행하였다.

Column2는 Column1과 비교하여 pinching 거동이 상대적으로 작게 나타냄을 그림 17와 그림 19을 비교함으로써 알 수 있는데, 이는 Column2의 전단지간비가 4.84으로 Column1과 비교하여 상대적으로 클 뿐만 아니라, Column1의 경우 작용 축력이 부재 단면 축강도의 11%인 반면 Column2의 경우 4.5%로 작용하는 축력이 상대적으로 작기 때문이다. 일반적인 철근의 거동이 항복 이후 거의 완전 소성거동을 하는것과 달리, 제안된 방법은 철근의 평균 응력-변형률 관계를 토대로 하고 있어 항복 이후에도 약간의 강성을 갖고 거동을 하기 때문에 변형이 크게 발생할 때 부재력을 과대 평가하는 경향이 보이는 하지만, 그 차이가 크지 않을 뿐만 아니라 구조물의 에너지 흡수능력측면에서나 pinching 거동면에서 실험결과와 유사



(a) 제안된 철근모델이 적용되지 않은 경우



(b) 제안된 철근모델 적용

그림 19 Column2의 하중-변위관계

한 결과를 나타냄을 그림 19(b)로부터 알 수 있다. 한편, 제안된 모델을 적용하지 않은 경우는 축력의 영향으로 인해 pinching 거동은 비교적 잘 모사하는 반면 에너지 흡수능력은 과대 평가하고 있음을 그림 19(a)로부터 알 수 있다.

4. 결 론

이 연구에서는 적층단면을 토대로 한 해석시 콘크리트와 철근사이의 부착슬립 효과를 간접적으로 고려할 수 있도록 하는 철근모델을 제안하였다. 철근과 콘크리트 사이의 부착 거동을 효과적으로 모사하기 위해 인장축 철근에 대하여 평균 응력-변형률 관계를 갖는 재료모델을 사용하였으며, 철근의 하중이력 거동을 정의하는데 있어 압축축 철근의 응력-변형률 관계 또한 해석상의 편의를 위해 인장축의 것과 동일한 것을 사용하였다. 제안된 모델을 토대로 해석을 수행하기 위해서는 균열발생 지점에서부터 콘크리트와 철근의 완전부착까지의 거리인 전달길이 구간에 대하여 수정된 철근모델을 적용하게된다. 해석 결과로부터 다음의 결과를 얻을 수 있었다:

- (1) 2개의 철근콘크리트 보 부재와 2개의 기둥부재에 대한 실험결과 및 해석결과와의 비교를 통해 제안된 방법은 축력이 작용하지 않는 보 부재 중 순수 휨에 의해 그 거동이 지배되는 경우 반복하중에 따른 비선형 거동을 상당히 정확히 모사하고 있음을 알 수 있다. 반면, 고정단회전에 의해 역학거동이 아닌 강제거동(rigid body motion)이 동반되는 경우 그 영향을 정확히 고려하기 위해서는 강제운동을 포함한 추가적인 개선이 요구되는 것을 알 수 있다.
- (2) 해석결과를 통해 볼 수 있는 바와 같이 철근콘크리트 부재에서는 전단에 의한 영향보다 축력의 작용에 의해 하중-변위 이력곡선의 pinching 거동이 상대적으로 크게 나타나는데, 축력에 의한 pinching은 강제운동 등 추가적인 영향의 고려없이도 제안된 해석모델에 의해 그 거동이 효과적으로 모사되고 있음을 알 수 있다.
- (3) 한편, 보 부재와 달리 축력이 작용하는 기둥 부재의 경우 부착슬립에 의한 영향이 상대적으로 작게 나타나는 하나 부착슬립을 고려하지 않을 경우 하중이력거동에 따른 에너지 흡수능력이 항상 과대 평가됨을 알 수 있다.
- (4) 따라서 반복하중을 받는 구조부재의 비선형 거동을 정확히 모사하기 위해서는 부착슬립의 영향을 고려한 해석이 되어야 하며 제안된 해석모델을 통해 보 및 기둥

부재에서 널리 사용되고 있는 적층단면법에 의한 해석시 부착슬립의 영향을 고려한 보다 개선된 해석결과를 얻을 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

이 연구는 SMART 사회기반시설 연구센터 (SISTEC)의 연구비 지원에 의해 이루어졌음을 밝히며 이 지원에 대하여 깊이 감사드립니다.

참 고 문 헌

- 건설교통부(1999) 콘크리트구조설계기준, 한국콘크리트학회.
- 박효경, 김선필(2000) 모멘트-곡률 관계에 기초한 반복하중을 받는 철근콘크리트 보의 비선형 해석, 한국전산구조공학회, 13(2), pp.245~256.
- 박효경, 김선필(2001) 반복하중을 받는 RC기둥의 비선형 해석을 위한 휨모멘트-곡률 관계의 개발, 대한토목학회, 21(6-A), pp.957~966.
- 박효경, 김진국(2001) 철근콘크리트 장주의 극한저항력, 대한토목학회, 21(3-A), pp.413~424.
- Bazant, Z.P., Oh, B.H.(1984) Deformation of Progressively Cracking Reinforced Concrete Beams, *ACI*, 81(3), pp.268~278.
- Belarbi, A., Hsu, T.T.C.(1994), Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete, *ACI Structural Journal*, 91(4), pp.465~474.
- Bertero, V.V., Liao, H., Bresler, B.(1969) Stiffness Degradation of Reinforced Concrete, Earthquake Engineering Research Center Report No. EERC 69/12, Univ. of California, Berkeley, California.
- Chen, W.F.(1982) Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw-Hill Book Company, 1982.
- Clough, R.W., Johnston, S.B.(1966) Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirments, *Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium*, October.
- Comitè Euro-International du Béton(1990) CEB-FIP Model Code 1990 First Draft, CEB, Bulletin d'Information 195, Paris.
- Eligehausen, R., Popove, E.P., Bertero, V.V. (1983) Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC 83/23, University of California,

- Berkeley, California.
- Filippou, F.C., Popov, E.P., Bertero, V.V.**(1983) Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints, Earthquake Engineering Research Center, Report UCB/EERC-83/19, University of California, Berkeley, California.
- Karson, I.D., Jirsa, J.O.**(1969) Behavior of Concrete under Compressive Loading, *Journal of the Structural Division*, 95(December).
- Kim, J.K., Lee, S.S.**(2000) The behavior of Reinforced Concrete Columns Subjected to Axial Force and Biaxial Bending, *Engineering Structures*, 23, pp.1518~1528.
- Kwak, H.G., Filippou, F.C.**(1990) Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures under Monotonic Loads, Report No. UCB/SEMM-90/14, Univ. of California, Berkeley, California.
- Kwak, H.G., Kim, S.P.**(2002) Cyclic Moment-Curvature Relation of an RC Beam, *Magazines of Concrete Research*, 54(6), pp.435~447.
- Kwak, H.G., Kim, S.P., Kim, J.E.**(2004) Non-linear Dynamic Analysis of RC Frames using Cyclic Moment-Curvature, *Structural Engineering and Mechanics*, 17(3-4), pp.357~378.
- Low, S.S., Moehle, J.P.**(1987) Experimental Study of Reinforced Concrete Columns Subjected to Multi-Axial Cyclic Loading, Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 87/14, Univ. of California, Berkeley, California.
- Ma, S.M., Bertero, V.V., Popov, E.P.**(1976) Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-beam, Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 76/2, Univ. of California, Berkeley, California.
- Menegotto, M., Pinto, P.E.**(1973) Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frame Including Changes in Geometry and Nonelastic Behavior of elements under Combined Normal Force and Bending, *Proceedings of IABSE Symposium on Resistance and ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, Lisbon.
- Park, R., Paulay, T.**(1975) Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York.
- Pinto, P.E., Giuffre, A.**(1970) Comportamento del Cemento Armato per Sollecitazioni Cicliche di Forte Intensita, *Giornale del Genio Civile*, 5
- Rehm, G.**(1961) Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, 138.
- Roufaiel, M.S.L., Meyer, C.**(1987) Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames, *Journal of Structural Engineering*, 113(3), pp.429~444.
- Sawyer, H.A.**(1964) Design of Concrete Frames for Two Failure States, *Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI*, Miami, November, pp.405~431.
- Scott, B.D., Park, R., Priestley, M.J.N.**(1982), Stress-Strain Behaviour of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, *ACI*, 79(1), pp.13~27.
- Shima, H., Chou, L., Okamura, H.**(1987), Micro and Macro Model for Bond Behavior in RC, *Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo(B)*, 39(2), pp.133~194.
- Shin, H., Maekawa, K., Okamura, H.**(1988) Analytical Approach of RC Members Subjected to Reversed Cyclic in-Plane Loading, *Proceeding of JCI Colloquium on Ductility of Concrete Structure and its Evaluation*, pp.245~256.
- Spacone, E., Limkatanyu, S.**(2000) Responses of Reinforced Concrete Members Including Bond-Slip Effects, *ACI Structural Journal*, 97(6), pp.831~839.
- Stevens, N.J., Uzumeri, S.M., Collins, M.P., Will, G.T.**(1991) Constitutive Model for Reinforced Concrete Finite Element Analysis, *ACI Structural Journal*, 88(1), pp.49~59.
- Takeda, T., Sozen, M.A., Nielsen, N.N.**(1970) Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 96(ST-12), pp.2557~2573.
- Vecchio, F.J.**(1999) Towards cyclic load modeling of reinforced concrete, *ACI Structural Journal*, 96, pp.193~202.
- Wight, J.K., Sozen, M.A.**(1975) Strength Decay of RC Columns under Shear Reversals, *Journal of the Structural Division*, 101(ST5), pp.1053~1065.