

철근의 항복후 압축강성을 고려한 철근콘크리트 교각의 비탄성 반복거동

유영화¹⁾ · 정헌정¹⁾ · 김운학^{1)*}

¹⁾한경대학교 토목공학과

(2002년 9월 9일 원고접수, 2003년 12월 5일 심사완료)

Inelastic Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Bridge Piers Including Compressive Stiffness After Yielding of Reinforcement

Young-Hwa You¹⁾, Hun-Jeong Chung¹⁾, and Woon-Hak Kim^{1)*}

¹⁾Dept. of Civil Engineering, Hankyong National University, Ansong, Korea

(Received September 9, 2002, Accepted December 5, 2002)

ABSTRACT

Analysis of ten one-fifth scale models of reinforced concrete piers using the two dimensional finite element method was presented in this paper. The predicted behaviors from present analysis were compared with test result. The material models used in the finite element analysis are based upon the biaxial state of stress. This model assumes the orthogonal anisotropy that the reinforced concrete element with several cracks shows an anisotropic properties each in normal and parallel direction to the crack. The degradation of strength and stiffness due to the crack generation, yield of tension and compressive reinforcements, bond effect with reinforcement, and shear transfer at crack plane were considered in the analysis. Also, the realistic consideration about the compressive behavior of the reinforcement after yield gave rise to better simulation of inelastic mechanical behavior of reinforced concrete member.

Keywords : orthogonal anisotropy, biaxial state of stress, shear transfer

1. 서 론

철근콘크리트 부재에 대한 내진설계는, 부재의 연성거동을 통하여 파괴를 지연 또는 방지함으로써 사회기반시설을 보호하고 발생 가능한 여러 가지 손실과 피해를 줄이는데 그 목적이 있다고 하겠다.

지진하중과 같은 규모가 큰 반복적인 하중이 철근콘크리트 교각에 작용할 경우, 교각은 상부에서 전달되는 축력과 함께 강한 외력에 저항해야 하며, 이는 곧 부재의 대변형을 유발하고 이로 인하여 주철근의 인장항복 및 압축좌굴과 콘크리트 덮개의 탈락 등의 구조적인 파괴가 수반된다. 이와 같은 반복하중을 받는 철근콘크리트 교각의 파괴거동, 이력거동 및 연성능력 평가에 관해서는 국내외를 막론하고 많은 연구가 수행되어 왔으나, 실험에 의한 것이 대부분을 차지한다. 이것은 철근콘크리트 부재의 파괴거동 및 연성능력의 평가에 필요한 방법인 해석적인 접근의 어려움과 그 결과의 신뢰성에 대한 인식 부족 등에서 그 원인을 찾을 수 있다.

철근콘크리트 부재의 역학거동이 복잡한 원인은 콘크리트

와 철근의 역학적인 성질에 있다고 하여도 과언이 아니다. 콘크리트에는 균열의 발생이 필연적이며, 균열발생은 콘크리트 부재의 강도와 내구성을 현저하게 감소시킬 뿐 아니라, 콘크리트내의 철근의 항복을 유발한다. 또한 철근과 콘크리트사이에는 부착이 존재하기 때문에, 철근콘크리트의 역학거동은 단순히 콘크리트와 철근의 합으로만 이루어지지 않는다.

본 연구에서는 철근콘크리트 교각의 반복이력거동에 관한 특성을 유한요소법을 적용한 해석적인 방법에 의해 예측하고 그 결과를 실험에 의한 결과와 비교함으로써 본 연구의 해석적 접근방법의 타당성을 입증하는데 목적을 두었다.

유한요소법을 적용하기 위한 콘크리트의 재료적 성질로는, 균열이 발생한 철근콘크리트 요소는 균열방향과 균열에 직각방향방향으로의 이방성을 갖는다는 직교이방성모델에 근거한 이축응력상태의 응력-변형도관계를 기본적으로 적용하였다. 또한 균열의 발생으로 인한 강도와 강성의 감소, 철근의 항복, 철근과의 부착 효과 및 균열면에서의 전단전달 효과 등을 고려하였다. 철근의 응력-변형도 곡선은 인장과 압축에서 동일한 것으로 취급하는 것이 일반적이지만, 철근의 압축실험결과에 의하면, 항복후 압축응력-압축변형도 곡선은 인장응력-인장변형도 곡선과 항복후의 거동이 다름이

* Corresponding author

Tel : 031-670-5144 Fax: 031-675-9619

E-mail : whkim@hnu.hankyong.ac.kr

밝혀졌다^{1,2)}. 따라서 본 연구에서는 압축을 받는 철근의 항복후 응력-변형도 관계를 고려함으로써 콘크리트 부재의 항복후 역학거동을 보다 정확하게 예측할 수 있을 것으로 기대된다. 철근콘크리트 교각의 경우에 부재가 압축과 인장을 번갈아 받게 되면, 인장철근의 항복과 더불어 압축철근의 좌굴도 발생하지만, 철근의 좌굴이 발생할 정도의 변형이 부재에 발생하는 시점에서는 이미 국부적으로 큰 파괴에 이른 것으로 볼 수 있고, 본 연구의 파괴기준은 콘크리트의 변형도에 두고 있으므로 철근의 대변형으로 인한 좌굴은 고려하지 않는다.

2. 콘크리트와 철근의 비선형 재료 모델

철근콘크리트의 재료모델은 콘크리트의 균열 및 철근과의 부착 등과 같은 비선형 특성을 고려하여 이들을 중첩함으로써 표현할 수 있다. Fig. 1에서와 같이, 균열이 발생한 철근콘크리트 요소는 직교 방향에 대해서 이방성이 현저해지며, 이를 가정함으로써 요소의 각 방향에 대한 재료모델을 적용하여 요소의 응력상태를 결정할 수가 있다. 본 연구에서는 균열이 발생한 철근콘크리트의 직교 이방성의 가정에 따라, 균열직각방향으로 콘크리트가 부담하게 되는 인장응력을 고려하기 위한 인장강성모델과 균열방향으로의 압축강성 저하를 고려하기 위한 압축강성모델 및 균열면에서의 전단전달효과를 고려하기 위한 전단전달모델을 각각 적용한다³⁾.

철근콘크리트 부재에는 일반적으로 저응력하에서도 균열은 반드시 발생한다. 그러나 해석적인 관점에서 있어서는 균열의 발생시점과 방향을 정확하게 예측하기는 어렵다. 균열이 분산하여 분포된 철근콘크리트 부재의 변형거동은 사용된 균열개념에 크게 영향을 받는다. 철근콘크리트 교각의 경우에는 철근이 직교 배근되어 있고 다수의 균열이 분포되어 발생하는 것이 보통이므로 개개 균열의 발생이나 전진과정보다는 부재전체의 거동을 표현할 수 있는 분산균열모델의 사용이 바람직하다. 따라서 철근콘크리트 요소의 해석모델은, 다수의 균열과 철근을 포함한 영역을 유한의 연속체로 간주하는 직교 이방성 분산균열모델에 근거하여 평균응력-평균변형도로 표현된다⁴⁾.

2.1 균열이 발생한 콘크리트의 직교 이방성 재료모델

균열이 발생하기 전과 균열이 발생한 후의 콘크리트의 역학모델은 이축응력상태에 대한 탄소성파괴모델⁵⁾의 기본개념에 의해서 표현할 수 있다. 이 모델에 의하면, 식 (1)과 같이 콘크리트의 응력상태를 콘크리트의 초기탄성계수, 파괴파라미터 및 등가의 소성변형도의 함수로 이루어진 등가응력-등가변형도 관계로 표현하고 있다.

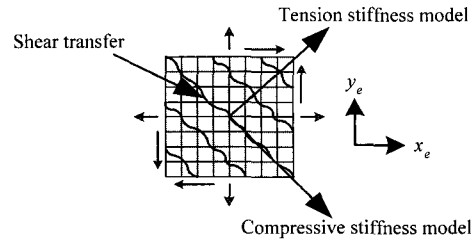


Fig. 1 Orthotropic properties of cracked reinforced concrete element

$$f = E_o K_o (\epsilon - \epsilon_p) = E_o K_o \epsilon_e \quad (1)$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{max} - \frac{20}{7} [1 - \text{Exp}(-0.35\epsilon_{max})] \quad (2)$$

$$K_o = \text{Exp}[-0.73\epsilon_{max} (1 - \text{Exp}(-1.25\epsilon_{max}))] \quad (3)$$

여기서 f =등가응력, ϵ =등가의 전변형도($=\epsilon_e + \epsilon_p$), ϵ_e 와 ϵ_p 는 각각 등가의 탄성 및 소성 변형도, E_o =콘크리트의 초기 탄성계수, ϵ_{max} =이전에 경험한 ϵ 의 최대값 그리고 K_o =콘크리트 파괴의 진전을 나타내는 파괴 파라미터이다. 등가 소성변형도는 콘크리트의 응력이 0이 될 때의 변형도이며, 파괴 파라미터는 제하시의 강성의 감소를 나타낸다. 등가응력은 평면응력상태에 작용하는 응력수준을 의미하며, 평균응력과 편차응력의 합수로 정의된다.

균열이 발생한 콘크리트는 균열이 없는 콘크리트에 비해서 강성이 작아진다는 사실은 이미 여러 연구자들에 의해서 규명된 바가 있다⁶⁾. 균열이 발생한 콘크리트의 압축강성의 저하는, 균열직각방향으로의 인장변형도의 함수로 표현되고 있는 파라미터(ω)에 의해서 강성의 저감을 고려할 수 있다 (식 (4)). 즉, 균열을 포함한 콘크리트의 파괴 파라미터 K 와 균열이 없는 콘크리트의 파괴 파라미터 K_o 는 다음식과 같은 관계에 있다.

$$K = \omega K_o \quad (4)$$

따라서 균열이 발생한 콘크리트의 탄소성파괴모델은 다음식과 같이 된다.

$$f = KE_o (\epsilon - \epsilon_p) \quad (5)$$

콘크리트에 균열이 발생한 후에도 철근과 콘크리트의 부착작용에 의해서 균열면의 직각방향으로 콘크리트는 응력의 일부분을 부담한다. 이와 같은 균열직각방향으로의 인장강성효과를 고려하기 위해서, 철근의 방향에 관계없이 적용할 수 있고 비교적 간단한 모델인 Okamura 등⁷⁾이 제안한 부착모델을 기본적으로 적용한다. 단, 본 연구에서는 부착모델로부터 구한 콘크리트의 응력을 각 철근의 방향으로 변환함으로써 콘크리트가 부담하는 인장응력을 보다 실제적으로 평

가할 수 있도록 하였다(Fig. 2).

제하 및 재제하의 경우에는 Tamai 등⁸⁾이 제안한 모델을 적용하였다(Fig. 3). 이 모델에서는 콘크리트가 부담하는 인장응력은 철근과의 부착에 의한 응력과 균열면의 접촉에 의한 응력의 합으로 결정된다. 제하시의 경우, 균열면의 접촉은 콘크리트의 평균변형도가 완전히 0이 되기 전에 이미 시작되고 있으므로 균열면의 접촉개시 변형도를 정의하여 콘크리트의 인장변형도가 이보다 클 경우에는 접촉에 의한 응력은 발생하지 않고, 반대로 이보다 작을 경우에는 콘크리트의 인장변형도와 접촉에 의한 응력은 선형관계를 나타낸다.

균열면에서 골재의 맞물림 현상으로 인한 전단전달의 효과는 접촉면 밀도함수에 근거하여 유도한 응력전달모델을 사용하였다⁹⁾. 이 모델에서는 균열면의 형상을 세 개의 파라미터 (ω , δ , θ)로 표현하고(Fig. 4), 접촉면에서 콘크리트의 탄소성 거동을 가정하고 있기 때문에 제하 및 재제하와 같은 임의 하중이력에 대해서 그 적용이 높다.

본 연구에서는 Li·Mackawa가 제안한 한 개의 균열에 대한 전단전달모델을, 균열폭, 미끄러짐 및 이들의 비 등을 파라미터로 하는 파라미터 해석과 함께 분산균열모델의 평균응력 개념을 도입하여 제하 및 재제하시에 대해서 Shin 등⁷⁾이 제안한 전단전달모델을 사용하였다.

2.1 철근 모델

균열이 발생하면, 콘크리트속의 철근의 응력은 일정하지

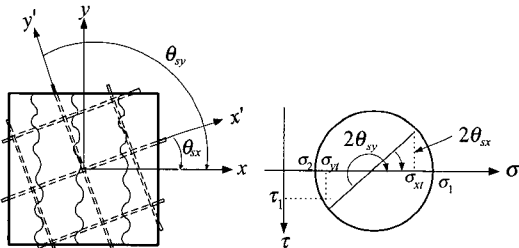


Fig. 2 Tensile stresses evaluation of concrete normal to crack plane

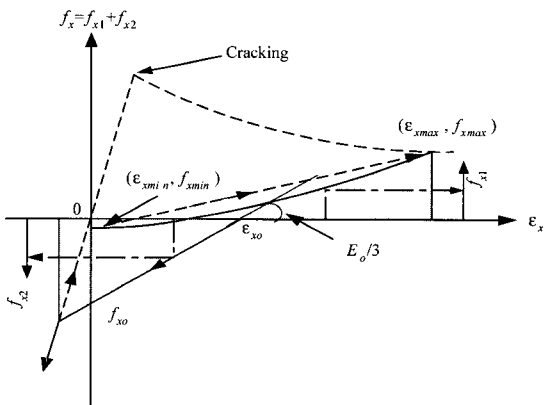


Fig. 3 Tension stiffness model for unloading and reloading

않으며 균열면에서 최대가 되며, 또 철근이 항복하기 이전에는 탄성거동을 하므로 철근만의 응력-변형도 관계를 적용할 수 있다. 그러나 철근이 항복한 후에는 철근의 평균응력 및 평균변형도 사이에는 탄성관계가 성립되지 않으며, 그 때 철근의 평균응력은 항복응력보다 작게 된다.

콘크리트속의 철근의 평균응력-평균변형도 관계는 철근만의 경우에서와 같이 항복고원 현상은 나타나지 않고 곧바로 변형도 경화영역으로 들어가게 된다. 본 연구에서는 철근의 항복 후에 일정한 변형도 경화율을 갖는 Bilinear 모델을 콘크리트속의 철근의 평균응력-평균변형도 관계로서 사용하였다. 제하 및 재제하의 경우에는, 콘크리트속 철근의 응력분포를 정현곡선(Fig. 5)으로 가정하여 유도한 Kato 모델을 평균응력과 평균변형도의 개념을 적용하여 제안된 수정 Kato 모델을 적용하였다⁸⁾.

한편, 철근콘크리트 부재에 사용되는 철근에 대한 압축실험은 인장실험에 비해서 거의 수행되지 않은 것이 사실이다. 그 이유로는 압축을 받는 철근의 좌굴 현상으로 인한 것과 실험자체를 수행하기가 어렵다는데 있을 것이다. 이러한 이유로 인하여 철근 콘크리트 부재의 비탄성 반복이력거동의 특성 파악에는 철근의 압축응력-압축변형도 관계를 인장을 받는 경우와 동일하게 가정하는 것이 일반적이다. 그러나 일반적인 개념의 응력을 적용할 경우에 인장과 압축거동은 서로 다르며, 1995년에는 Dodd와 Restrepo가 철근요소의 순간 단면적을 고려한 자연좌표계(natural coordinate)에서 두 곡선이 동일함을 밝혀낸 바 있다^{1,2)}. 이 사실을 근거로 이들은 철근 항복후의 압축응력 f_{cs} 와 압축변형도 ϵ_{cs} 에 대해서 다음과 같은 관계식을 제안하고 있다.

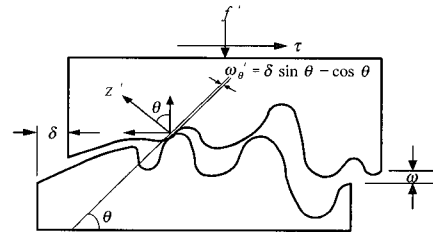


Fig. 4 Shear transfer mechanism at crack surface

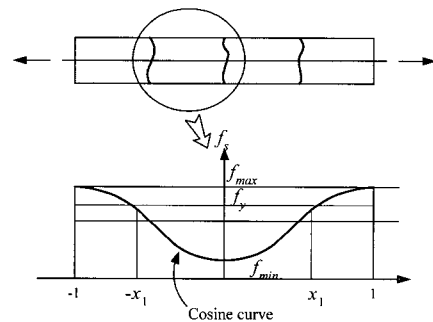


Fig. 5 Assumption for stress distribution of bar in concrete

$$f_{cs} = -f_s(1 + \epsilon_s)^2 \quad (6)$$

$$\epsilon_{cs} = \frac{-\epsilon_s}{1 + \epsilon_s} \quad (7)$$

여기서 f_s 와 ϵ_s 는 각각 인장응력과 인장변형도이다.

Fig. 6에는 이들이 철근의 인장 및 압축실험으로부터 구한 응력-변형도 곡선과, 식 (6) 및 (7)을 이용하여 계산된 결과를 동시에 비교하고 있으며, 제안식과 실험결과는 잘 일치하고 있음을 알 수 있다¹⁰⁾.

철근콘크리트 부재의 경우에, 인장철근은 콘크리트의 인장균열의 발생 후에 그 역할이 크고, 부재 전체의 역학거동에 큰 영향을 미치기 때문에 중요하게 취급되어 왔으나, 상대적으로 압축철근의 항복이후의 거동에 대해서는 대부분 무시해온 것이 사실이다. 본 연구에서는 압축철근의 항복이후의 거동을 위의 제안식을 고려하여 항복 이후에도 철근은 압축응력의 일부분을 부담하는 것으로 하였다. 단, 인장철근과 압축철근의 항복기준은 동일하게 적용하였다.

3. 접합요소의 재료모델

철근콘크리트 전단벽의 경우에서와 같이 두께가 서로 다른 부재가 연결된 접합부에서는 Fig. 7과 같이 국소부문의 응력집중으로 인해서 불연속변형이 발생한다. 이 변형은 부재의 전체 변형량에 비해 무시할 수 없을 정도로 크다³⁾. 따라서 본 연구에서는 이산균열개념에 근거한 가상의 접합요소를 적용하여 이와 같은 접합부의 불연속 변형을 고려하였다.

접합요소는 기본적으로 요소의 평행 및 직각방향으로만 응력이 발생하는 것으로 가정하고 있기 때문에 기술한 철근과 콘크리트의 재료모델을 그대로 적용할 수 있다. 그러나 접합요소의 변형은 인접한 두 부재간의 상대변위로부터 결정되기 때문에 요소의 응력-변형도 관계를 압축응력-압축변위 및 전단응력-전단미끄러짐의 관계로 정의된다.

철근의 인장으로 인한 인발(Pulling-out)은 Shima 등이 제안한 철근의 변형도-미끄러짐 관계를 적용하였다³⁾. 이 모델은 재하단으로부터 철근 직경의 5배에 해당하는 구간을

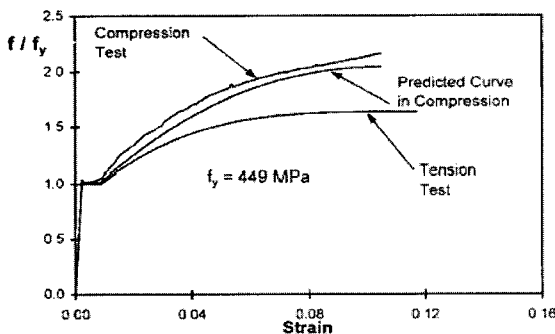


Fig. 6 Comparison of tensile and compressive stress-strain curves¹⁰⁾

설정하고, 이 구간에서는 부착능력이 직선적으로 저하하여 접합면에서는 0이 된다는 가정으로부터 철근의 변형도와 재하단의 미끄러짐 또는 철근과 콘크리트간의 상대변위사이의 관계를 정의하고 있으며, 이 모델은 임의 하중단계의 탄소성 거동을 포함하고 있다.

본 연구에서는 단조재하의 경우는 물론 제하 및 재재하의 경우에도 간단하고 그 정확도가 높은 Shima 등이 제안한 변형도-미끄러짐 관계를 적용하였다

2차원 유한요소해석에서는 요소의 두께방향으로의 응력이 균일하게 분포한다고 가정한다. 그러나 접합부의 부근에서는 두께방향으로 응력이 3차원적으로 분포하게 되므로 응력의 등분포와 같은 가정은 성립하지 않는다. 이 현상은 실제의 변형을 과소평가하게 되는 결과를 초래한다. 본 연구에서는 이와 같은 국소적인 응력분포의 영향을 고려하기 위해서, 가상의 부재높이 h 를 갖는 접합면이 압축응력에 저항하는 것으로 가정하여 콘크리트의 탄소성 파괴모델의 응력-변형도 관계를 압축응력-변위의 관계로 치환하여 다음식과 같이 유도된 접합면의 관입(Closure)에 관한 모델을 적용하였다.

$$\begin{aligned} f_c &= E_o K(\epsilon - \epsilon_p) \\ &= E_o K \frac{(\omega - \omega_p)}{h_i} = (E_o / h_i) K(\omega - \omega_p) \end{aligned} \quad (8)$$

여기서 E_o/h_i = 접합요소의 초기 압축강성, ϵ = 접합요소의 압축변형도, ω = 접합요소의 압축변위이며, 아래 첨자 p 는 소성성분을 의미한다.

접합면에서의 전단 미끄러짐(Shear slip)으로 인한 전단변형도는 전체 변형거동을 평가할 때 반드시 고려해야 한다. 접합면에서의 전단미끄러짐에 관해서도 기술한 접촉밀도함수에 의한 응력전달 구성을 적용할 수 있다. 단, 이 경우에도 전단응력-변형도 관계는 전단미끄러짐으로 인한 전단응력-전단변위 및 압축변위의 관계로 모델화할 수 있다. 이 때 접합요소의 총 전단변위는 접합면에서의 미끄러짐과 기술한 국소적인 응력집중의 영향으로 인한 변위의 합으로 표현된다.

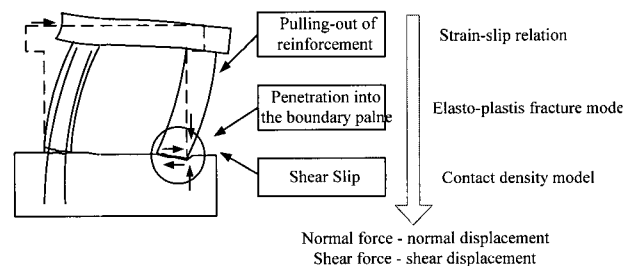


Fig. 7 Localized discontinuous deformations in boundary plan

4. 횡방향 띠철근의 구속효과

횡방향으로 배근된 구속철근은 콘크리트의 극한강도와 극한변형도를 크게 증가시키는 효과를 가져다준다(Fig. 8). 이와 같이 증가된 콘크리트의 강도와 변형도로 인해서 지진하중 등과 같은 반복하중을 받는 경우에 콘크리트의 부재는 구속되지 않은 경우에 비해서 우수한 연성능력 및 복원력특성을 나타낸다.

구속된 콘크리트의 압축강성을 표현하기 위한 압축응력-압축변형도 관계에 대해서는 많은 연구자들이 제안한 모델이 있으며, 본 연구에서는 콘크리트의 단면형상에 관계없이 적용할 수 있고, 종방향 철근 및 구속철근의 양, 구속철근의 항복강도 및 배근형태 등을 고려할 수 있도록 한 Mander¹¹⁾ 등의 제안모델을 사용하였다¹²⁾.

5. 수치 예제

본 연구에서 제시한 비선형 해석법의 타당성을 검증하기 위해서 Fig. 9와 같은 시험체를 채택하였다. 이 시험체는 일본의 Public Research Institute에서 수행한 실험에 사용된 바 있는 시험체로서, 총 10개의 시험체로 구성되어 있다¹³⁾.

각 시험체는 단면적과 종방향 철근은 동일하지만, 시험체의 높이와 횡철근의 비를 달리하였다. 또한 이 시험체는 지

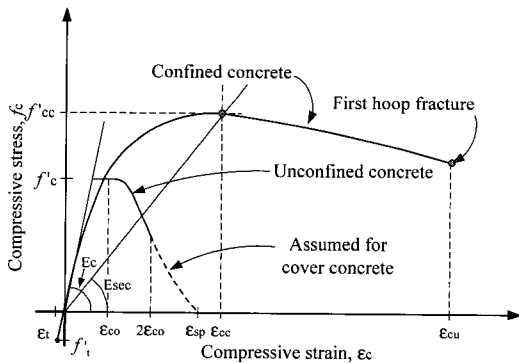


Fig. 8 Compressive stress-compressive strain relation of confined concrete

Table 1 Material properties of specimens

Specimen	Height (m)	Concrete compressive Strength (Mpa)	Yield of steel bar (Mpa)		Number of Loading cycles	Shear span ratio (h/d)	Hoop reinforcement ratio(%)	Axial stress (Mpa)
			Longitudinal reinforcement	Hoop reinforcement				
P-10	2.50	31.3	308.3	272.2	10	5.4	0.10	0
P-11	2.50	32.1	308.3	272.2	10	5.4	0.20	0
P-13	2.50	32.8	308.3	272.2	10	5.4	0.31	0
P-17	1.75	33.1	308.3	272.2	10	3.8	0.10	0
P-19	2.50	33.3	308.3	272.2	3	5.4	0.10	0
P-20	1.75	31.8	308.3	272.2	3	3.8	0.10	0
P-22	2.50	31.4	308.3	272.2	5	5.4	0.10	0
P-56	2.50	42.5	369.7	370.2	10	5.4	0.10	0.49
P-57	2.50	40.0	369.7	370.2	10	5.4	0.10	0.98
P-58	2.50	39.2	369.7	370.2	10	5.4	0.10	1.96

간장 30~50m인 교량의 철근콘크리트에 교각에 대한 1/5 모델로서 정사각형의 단면을 갖는다.

횡방향으로 배근된 띠철근은 시험체의 소성현저 부근에서 각각 0.1%, 0.2% 및 0.3%의 철근비를 가지며, 그 외에서는 0.1%의 철근비를 갖도록 제작되었다. 시험체에 대한 재료성질과 기타 제원은 Table 1에 정리되어 있다.

횡하중은 변위 제어에 의해서 가력하였으며, 실험에서 측정된 시험체의 항복변위 δ_y 를 한 스텝으로 하여 각 스텝마다 3, 5 및 10 사이클을 반복한 후에 δ_y 만큼 증분 시키는 방법으로 재하 하였다(Fig. 10).

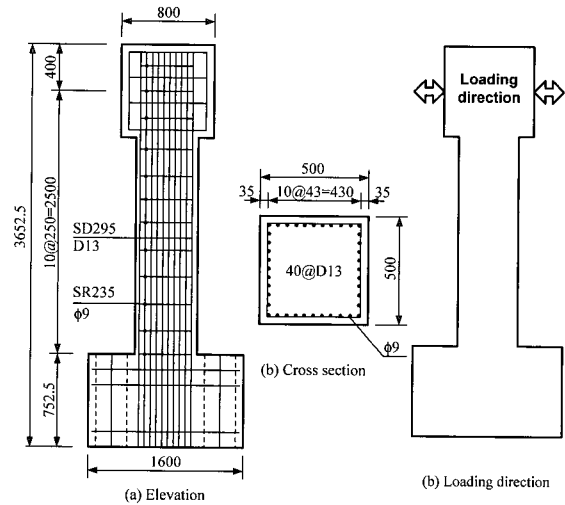


Fig. 9 Details of specimen and loading direction

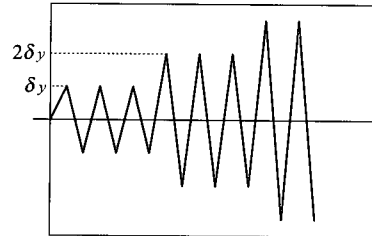


Fig. 10 Loading cycles

5.1 유한요소법을 사용한 재료 및 기하적 비선형 해석

본 연구에서는 앞서 기술한 철근콘크리트에 대한 재료적인 성질과 함께, 비교적 큰 압축하중과 횡하중으로 인한 대변위 문제를 고려할 수 있도록 Total Lagrangian formulation에 의한 기하적인 비선형성을 고려하였다¹⁴⁾.

시험체의 유한요소해석을 위한 요소분할은 Fig. 11과 같다. 철근콘크리트를 나타내는 요소는 8개의 절점을 갖고, 각 요소에 대한 수치적분은 3×3 가우스 적분을 적용하였다. 불연속 변형을 고려하기 위한 경계요소(Boundary element)는 6개의 절점을 가지며, 1×3 가우스 적분을 적용하였다.

5.2 해석 결과 및 고찰

반복적인 횡하중을 받는 10개의 철근콘크리트 교각 시험체에 대한 실험 및 해석결과를 Table 2에 정리하였다.

Table 2에서 항복변위 δ_y 는 실험으로부터 결정된 값이며, 본 연구의 변위제어를 통한 하중 재하에서도 이 값을 동일하게 적용하였다. 따라서 부재 항복시의 항복강도 P_y 는 변위가 항복변위 δ_y 에 도달할 때의 강도로 하였다. Table 2의

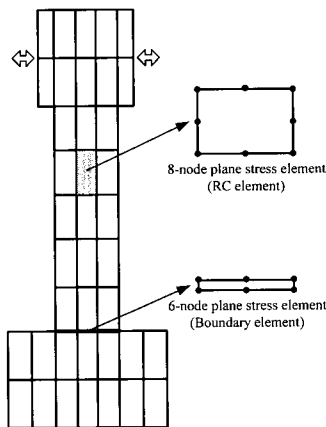


Fig. 11 Finite element mesh for two dimensional problem

결과에서 Analysis A는 압축철근이 항복한 후에도 철근은 압축응력을 부담하는 경우이며, 10개 시험체에 대한 항복강도비와 최대강도비의 평균이 각각 0.86과 1.00으로서, 본 연구에서 제안한 해석적 방법에 의한 부재의 강도는 실험에 의한 결과와 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 이에 대하여 Analysis B는 콘크리트 속의 압축철근의 항복후 거동을 완전 탄소성으로 가정한 경우이며, 해석치에 대한 실험치의 비가 1.08로 해석치가 평균 8% 정도 작게 평가되고 있음을 알 수 있다. 또한 두 해석결과의 비는 1.07로서 압축철근이 항복하더라도 압축응력의 일부를 부담하고 있음을 알 수 있다.

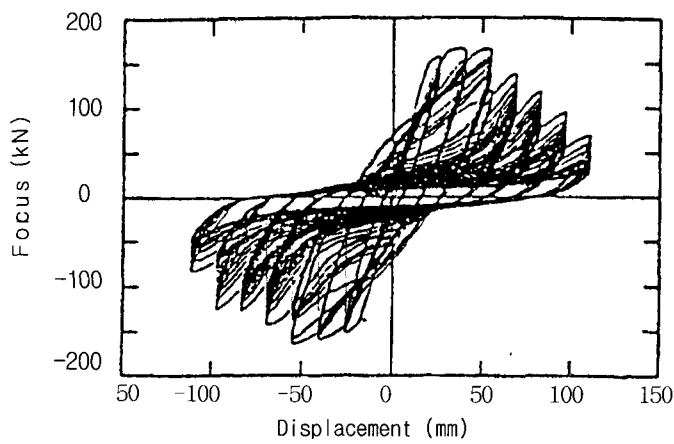
Fig. 12~Fig. 14는 실험과 해석에 의한 시험체의 하중-변위 이력곡선을 각각 비교하고 있으며, 실험의 경우에는 부재가 완전히 파괴되는 극한 상태까지 재하를 계속하였으나, 실제로 철근콘크리트 부재는 최대하중 이후에는 구조적으로 파괴한 것으로 간주할 수 있으므로 본 해석에서는 최대하중 부근까지만을 비교하는 것으로 하였다. 이 그림으로부터 Analysis A의 이력거동이 실험에 의한 이력거동에 보다 더 잘 부합되고 있음을 알 수 있다.

Fig. 15는 $n=10$ 이고 전단 지간비가 각각 3.8과 5.4인 시험체 P-10, P-11, P-13 및 P-17에 대해서 하중-변위관계 곡선의 평균 포락선을 나타내고 있다. 해석결과로 부터 전단지간비(h/d)가 5.4인 경우의 포락선에 대한 전단지간비(h/d)가 3.8인 포락선의 비가 평균 1.47로서, 실험에 의한 평균값 1.51에 근접하고 있다.

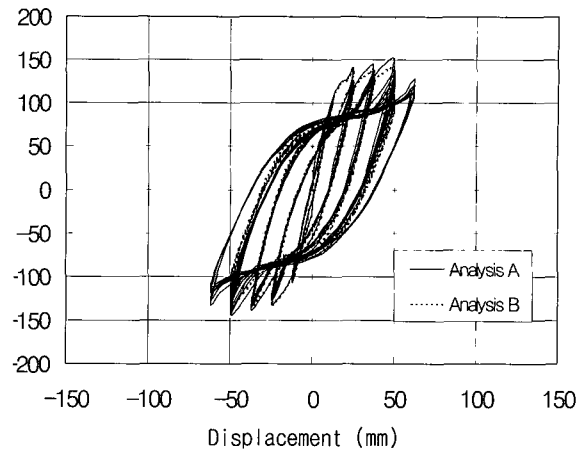
Fig. 16은 전단지간비에 따른 탄성에너지($\delta_y \cdot P_y$)의 변화를 보여 주고 있으며, 실험과 해석에서 모두 큰 차이를 보이지 않고, 하중의 반복횟수에도 크게 영향을 받지 않음을 알 수 있다. Fig. 17과 Fig. 18은 실험 및 해석에 의한 결과로서, 압축하중의 수준에 따른 하중-변위관계 포락선을 비교하고 있다. 축방향 압축하중의 크기가 증가함에 따라 부재의 최대강도는 증가하지만, 최대강도에 도달한 이후에는 강도감소가 현저해지고 있음이 나타나고 있으며, 해석결과에서도 이 점이 잘 나타나고 있다.

Table 2 Comparison of maximum strength of test specimens

Test specimen	Yield displacement δ_y (mm)	Test		Analysis A		Analysis B	①/③	②/④	②/⑤	④/⑤
		Yield strength P_y (KN)①	Maximum strength P_{max} (KN)②	Yield strength P_y (KN)③	Maximum strength P_{max} (KN)④	Maximum strength P_{max} (KN)⑤				
P-10	12.41	87.4	161.8	106.6	151.0	141.1	0.82	1.07	1.15	1.07
P-11	12.39	94.8	162.1	106.9	149.8	141.0	0.89	1.08	1.15	1.06
P-13	12.34	88.4	156.3	107.2	151.9	143.3	0.82	1.03	1.09	1.06
P-17	7.83	149.9	231.8	167.0	233.8	206.2	0.90	0.99	1.12	1.13
P-19	12.25	84.3	158.0	108.7	156.4	142.0	0.78	1.01	1.11	1.10
P-20	7.81	157.5	233.9	166.7	217.6	202.2	0.94	1.07	1.16	1.08
P-22	12.19	89.1	159.5	105.4	149.4	139.6	0.85	1.07	1.14	1.07
P-56	14.63	126.9	175.0	140.6	192.5	180.9	0.90	0.91	0.97	1.06
P-57	16.08	127.2	182.6	156.8	203.7	190.9	0.81	0.90	0.96	1.07
P-58	20.13	175.4	194.4	192.2	220.1	210.4	0.91	0.88	0.92	1.05
						Mean value	0.86	1.00	1.08	1.07

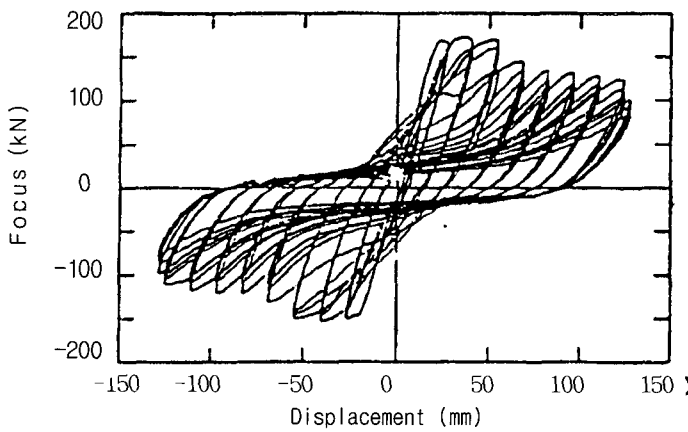


(a) Test

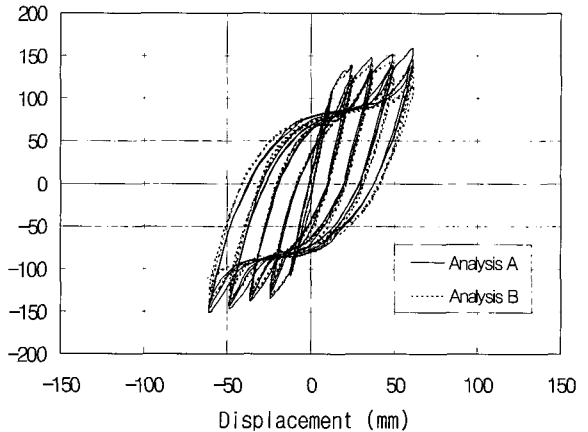


(b) Analysis

Fig. 12 Load-displacement curves of specimen P-10

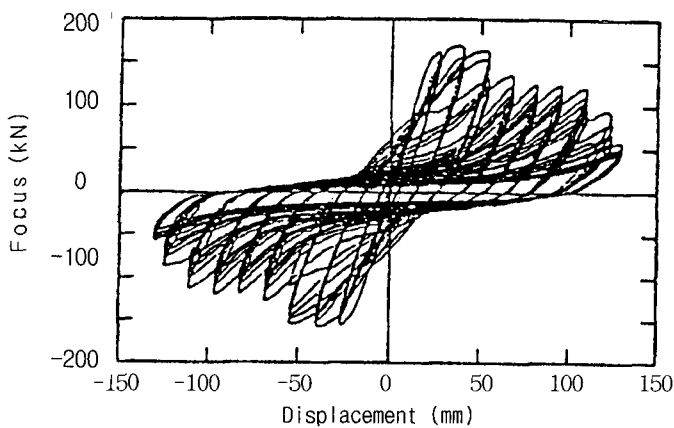


(a) Test

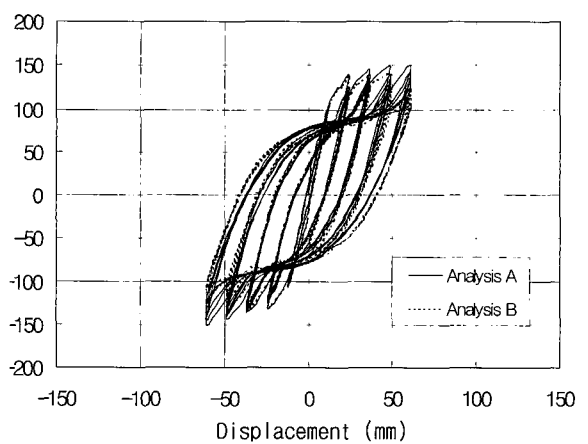


(b) Analysis

Fig. 13 Load-displacement curves of specimen P-19



(a) Test



(b) Analysis

Fig. 14 Load-displacement curves of specimen P-22

6. 결 론

본 연구에서는 철근콘크리트 교각의 비탄성 거동을 파악하기 위한 해석기법과 콘크리트와 철근에 대한 비선형 모델을 제시하였고, 이를 유한요소법을 사용하여 구현함으로써 반복적인 횡하중을 받는 시험체에 적용하였다. 10개 시험체에 대한 본 연구의 해석결과를 실험결과와 비교, 검토하였으며 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 평균응력-평균변형도로 표현되는 철근의 비선형 모델의 수정을 통하여, 압축영역에서 철근의 항복후의 강성을 보다 실제적으로 고려할 수 있었고, 해석결과의 정확성과 신뢰성을 높일 수 있었다.
- 2) 압축강성을 고려한 해석치에 대한 실험의 항복강도비 및 최대강도비가 각각 0.86과 1.00으로서 고려하지 않은 경우의 해석치에 비해 실험결과에 더 근접하고 있다. 따라서 압축철근은 항복후에도 압축응력을 부담하고 있음을 알 수 있었으며, 본 연구의 해석방법에 의한 철근콘크리트 부재의 역학거동은 그 타당성이 있다.
- 3) 전단지간비가 5.4인 경우의 포락선에 대한 전단지간비 3.8인 포락선의 비가 해석에서는 1.47, 실험에서는 1.51로서, 전단지간비 3.8인 경우의 포락선이 약 두 배정도 크다. 또한 전단지간비에 따른 탄성에너지는 하중의 반복횟수에 크게 영향을 받지 않는다.
- 4) 축방향 압축하중의 크기가 증가함에 따라 부재의 최대강도는 증가하지만, 최대강도에 도달한 이후에는 강도감소가 현저해진다.
- 5) 본 연구에서는 하중의 반복 횟수로 인한 부재의 손상과 철근의 좌굴효과를 고려하지 않았으나, 부재의 최대강도에 도달한 이후의 거동을 보다 정확하게 표현하기 위해서는 이들을 모델화할 필요가 있으며, 이는 차후의 과제로 한다.

참고 문헌

1. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., Seismic design of bridge piers, Report 84-2 Dept. of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1984.
2. Dodd, L. L. and Restrepo-Posada, J. I., "Model for predicting cyclic behavior of reinforcing steel," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 121, No. 3, 1995, pp.433~445.
3. 유영화, 김운학, 신현목, "충격하중을 받는 철근콘크리트 부재의 동적응답 특성," 대한토목학회 논문집 제20권 제1-A호, 2000, pp.159~170.
4. COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON, RC

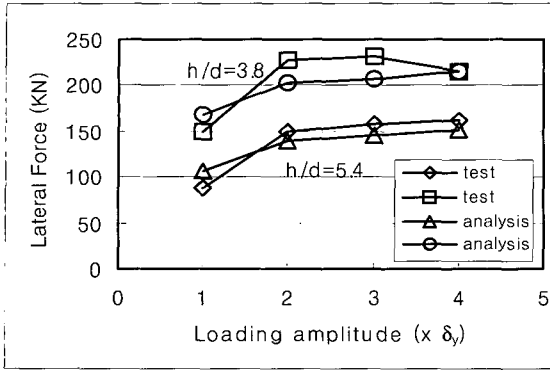


Fig. 15 Envelopes of load-displacement hysteresis

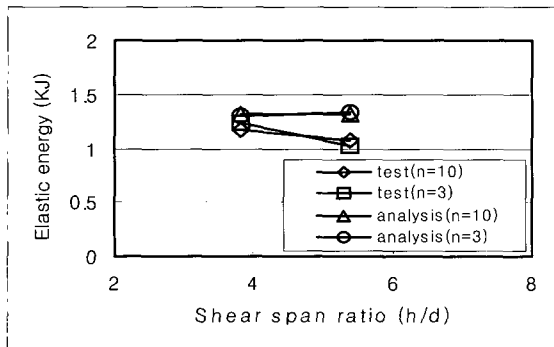


Fig. 16 Dependence of elastic energy on shear span ratio

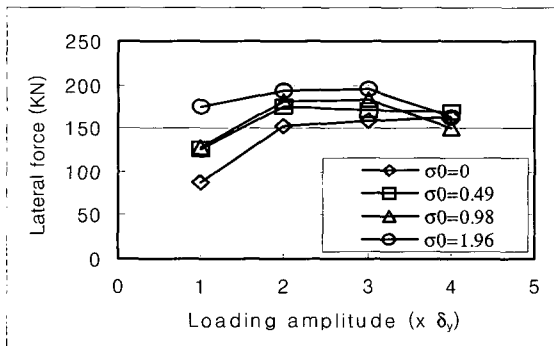


Fig. 17 Envelopes of load-displacement hysteresis (Test)

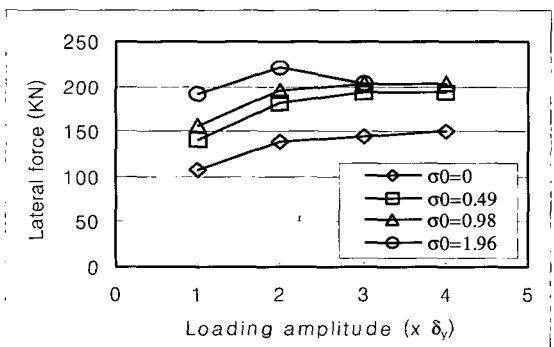


Fig. 18 Envelopes of load-displacement hysteresis (Analysis)

ELEMENTS UNDER CYCLIC LOADING, STATE OF THE ART REPORT, CEB, 1996.

5. Maekawa, K. and Okamura, H., "The deformational behavior and constitutive equation of concrete using elasto-plastic and fracture model," *Journal of faculty of engineering*, The University of Tokyo, Vol.37, No. 2, 1983, pp.253~328.
6. Collins, M. P. and Vecchio, F. J., *The Response of Reinforced Concrete to In-plane Shear and normal Stresses*, University of Toronto, 1982.
7. Yoo, Y. H., Kim, W. H., and Shin, H. M., "Material and Geometrical Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Columns under Cyclic loading," *Journal of Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol.3, No. 1, 1999, pp.55~66.
8. Tamai, S., Shima, H., Izumo, J., and Okamura, H., "Average Stress-Strain Relationship in Post Yield Range of Steel Bar in Concrete," *Proceedings of JSCE*, 378(V-6), 1987, pp.117~129.
9. Li, B. and Maekawa, K., "Contact Density Model for Stress Transfer across Cracks in Concrete," *Concrete Engineering, JCI*, Vol.26, No.1, 1988.
10. Rodriguez, M., Botero, J. C., and Villa, J., "Cyclic Stress-Strain Behavior of Reinforcing Steel Including Effect of Buckling," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.125, No.6, 1999, pp.605~612.
11. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park R., Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *J. Struct. Div., ASCE*, Vol.114, No.8, 1988, pp.1804~1826.
12. 유영화, 최정호, 신현목, "횡방향 철근의 구속효과를 고려한 반복하중을 받는 철근콘크리트 부재의 비탄성 해석," 한국지진공학회 논문집, 제2권, 제1호, 1998, pp. 79~92.
13. Kawashima, K., Hasegawa, K., Nagashima, H., Koyama, T., and Yoshida, T., Seismic Design Method of Reinforced Concrete Bridge Piers Based on Dynamic Strength and Ductility, *Report of Public Works Research Institute*, Vol.190, Ministry of Construction, 1993. (in Japanese).
14. Bathe, K. J., *Finite Element Procedures*, Prentice-Hall, 1996.

요 약

이 연구에서는 철근콘크리트 교각의 비탄성 반복이력거동에 관한 특성을 파악하기 위해, 유한요소법을 적용한 해석적인 접근에 의해서 10개의 1/5 축소모형 시험체를 대상으로 해석하였고, 그 결과를 실험에 의한 결과와 비교함으로써 본 연구의 타당성을 입증 하는데 목적을 두었다. 유한요소법을 적용하기 위한 콘크리트의 재료적 모델로는, 균열이 발생한 철근콘크리트 요소는 균열 방향과 균열에 직각방향으로 이방성을 갖는다는 직교 이방성 모델에 근거한 이축응력상태의 응력-변형도 관계를 기본적으로 적용하였다. 또한 균열의 발생으로 인한 강도와 강성의 감소, 철근의 항복, 철근과의 부착 효과 및 균열면에서의 전단전달 효과 등을 고려하였고, 압축철근의 항복후 강성을 보다 실제적으로 고려함으로써 콘크리트 부재의 비탄성 역학거동을 보다 정확하게 예측할 수 있었다.

핵심용어 : 직교 이방성 모델, 이축응력상태, 전단전달
