

철근콘크리트 보의 극한해석

Ultimate Analysis of Reinforced Concrete Beams

김태형*

김운학**

신현목***

Kim, Tae-Hyung Kim, Woon-Hak Shin, Hyun-Mock

요 약

본 논문에서는 단조증가하중을 받는 철근콘크리트 보의 비선형기동, 즉 탄성, 비탄성, 극한영역에 이르기까지의 모든 하중이력에 대한 응력-변형도 관계와 균열의 진행 및 철근과 콘크리트의 응력과 변형도 등을 정확히 해석할 수 있는 해석법의 제시를 목적으로 한다. 이러한 목적을 위하여 철근콘크리트의 재료적 비선형성으로 균열발생후 인장, 압축 및 전단모델과 철근에 대한 모델을 각각 조합하여 고려하였다. 콘크리트의 해석모델로서 분산균열모델을 사용하였고, 철근에 대해서는 등가의 분산분포된 요소와 철근의 정확한 기동과 위치를 확보하기 위해 별도의 축력만을 받는 봉요소로 모델화하여 사용하였다.

본 논문에서 제안한 해석법의 타당성을 검증하기위해 몇 개의 실험치를 해석치와 비교, 검토한 결과, 본 논문의 해석법이 3.5-15(%)의 오차를 보이며, 정확함을 알 수 있었다.

ABSTRACT

The purpose of this paper is to present an analysis method which can exactly analyze load-deflection relationships, crack propagations and stresses and strains of steel reinforcement and concrete in behaviors of elastic, inelastic and ultimate ranges of reinforced concrete beams under monotonically increasing loads. For these purposes, the material nonlinearities are taken into account by comprising the tension, compression and shear models of cracked concrete and a model for reinforcement in the concrete. Smearred crack model is used as a modeling of concrete. The steel reinforcement is assumed to be in an uniaxial stress state and modeled smearred layers of equivalent thickness and line elements for correct position and behavior.

For the verification of application and validity of the method proposed in this paper, several numerical examples are analyzed and compared with those from other researchers. As a results, this method shown in 3.5-15(%) error is correct.

Keywords : RC beam, shear transfer effect, compressive stiffness, tension stiffness, line element, smearred crack model, load-deflection relationship

* 정회원, 성균관대학교 공과대학 토목공학과 석사과정

** 정회원, 안성산업대학교 공과대학 토목공학과 전임강사

*** 성균관대학교 공과대학 토목공학과 부교수

• 본 논문에 대한 토의를 1995년 4월 30일까지 학회로 보내주
시면 1995년 6월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

철근콘크리트 구조물을 보다 정확하게 해석하기 위해서는 재료적 비선형 특성을 올바르게 표현할 수 있는 모델이 필요하다. 그러나 철근콘크리트는 재료의 성질이 서로 다른 철근과 콘크리트로 구성되어 있기 때문에 그 비선형 특성은 다른 구조에 비해 상당히 복잡하다. 따라서 이와 같은 특성을 올바르게 표현할 수 있는 모델의 개발은 대단히 어렵다. 이에 대한 연구는 주로 유한요소법에 의해 이루어져 왔으며, 그 시도는 1967년 Ngo와 Scordelis⁽¹⁾에 의해 처음 시작된 이래 지금까지 많은 연구가 진행되어 왔다. 그러나 아직까지 많은 연구자들의 노력에도 불구하고 철근콘크리트의 재료적 비선형성에 대한 이론은 완전하게 정립되지 않은 상태이다. 따라서, 철근콘크리트의 재료적 비선형성에 대한 이론을 완전히 정립시키기 위해서는 각각의 재료적 비선형성, 즉 균열면 사이의 콘크리트의 인장강성, 균열면에서의 골재의 맞물림 및 철근의 다우웰작용, 부착활동 등과 같은 특성에 대한 기초실험 결과를 토대로 하여 이론을 발전시켜서 개개의 특성들에 대한 상호작용까지를 고려한 이론이 발전, 전개 되어야 할 것이며, 이를 보다 정확하게 고려할 수 있는 해석방법이 필요하다.

본 논문에서는 단조증가하중을 받는 철근콘크리트 보에 대한 역학적 거동, 즉 탄성, 비탄성 및 파괴에 이르기까지의 하중과 변형의 관계와 균열의 진행, 콘크리트와 철근의 응력과 변형도 등까지를 포함하여 정확히 표현할 수 있는 해석방법의 제시를 목적으로 하였다. 이러한 목적을 위하여 재료적 비선형성으로서 균열발생후의 콘크리트의 인장강성, 압축강성, 전단전달강성등과 부착활동을 고려한 철근의 강성등을 고려하였다. 콘크리트의 균열모델로서는 부재에 발생하는 균열 개개의 발생과 진전보다는 부재의 전체적인 기동을 종합적으로 파악하는 것에 중점을 두어 분산균열모델(smeared crack model)을 사용하였다. 철근에 대한 해석모델로서는 최근에 콘크리트에 철근이 분산분포된 것으로 가정하는 모델을 많이 사용하고 있는데, 이 경우에는 철근의 위치를 정확하게

확보하지 못하므로 해석의 결과는 다소 정도가 떨어지는 근사해를 얻게 될 것이다. 이를 극복하기 위하여, 본 연구에서는 보에 영향을 크게 미치는 철근을 별도의 봉요소(line element)로 모델화하는 해석방법을 제안하였다. 콘크리트에 대한 유한요소모델로서는 8절점 등매개변수요소(8 node isoparametric element)를 사용하였으며, 수치적분을 위하여 3 point Gauss rule을 채택하였다. 그리고 몇개의 실험치를 통하여 해석치와 비교함으로써 본 연구의 타당성을 검토하였다.

2. 철근콘크리트 요소의 해석모델

2.1 균열 발생전의 콘크리트 모델

콘크리트의 비선형성, 이방성 등을 포함한 콘크리트의 구성방정식으로는 Maekawa등⁽²⁾이 제안

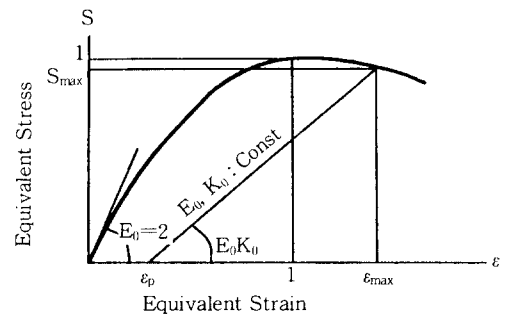


Fig. 1 Elasto-plastic and fracture model

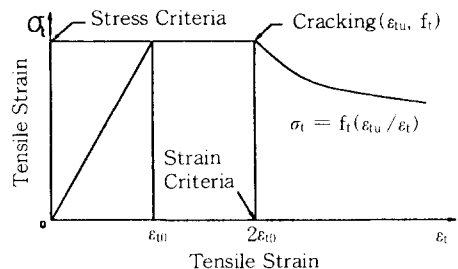


Fig. 2 Crack criteria and tension stiffening model

한 2축 응력상태에 대한 탄소성파괴모델 (elasto-plastic and fracture model)을 사용하였다. 이와 같은 모델을 사용하게 된 주된 이유는 이 모델이 콘크리트의 최대응력을 지나서 변형도의 연화영역까지를 포함하여, 어떠한 하중이력에 대해서도 동일한 수확모델로서 표현이 가능하기 때문이다. 탄소성파괴모델의 기본개념은 Fig.1과 같다.

2.2 균열의 발생기준

본 논문에서는 균열의 발생기준을 균열 발생시의 인장응력에 중점을 두어 설정하고, 부재의 size effect의 영향은 콘크리트의 1축 인장강도를 수정하여 고려하였다. 즉 제1균열 발생기준은 Fig.2와 같이 콘크리트가 인장강도에 도달하였을 때의 인장변형도 ϵ_{t1} 의 2배를 극한변형도로 한 Izumo등⁽³⁾의 모델을 사용하였다. 여기서 발생하는 균열의 각도는 주인장응력의 작용방향에 직각이라고 가정한다. 2축 응력상태에서의 콘크리트 파괴포락선으로서는 Fig.3과 같이 압축-인장 영역에 대해서는 Niwa⁽⁴⁾의 모델을, 인장-인장 영역에 대해서는 Yamada⁽⁵⁾의 모델을 사용하였다. 철근콘크리트 요소는 균열이 발생한 후에도 파괴되지 않고 균열면을 기준으로 하여 균열면에 직각방향과 평행방향, 그리고 균열면 등에서 어느 정도 힘을 전달할 수 있는 강성을 갖는다. 이로 인하여 제 2균열이 발생하는데 이와 같은 균열은 콘크리트의 응력이력에 따른 파괴의 진전으로 제 1균열보다는 작은 응력에서 발생한다. 본 논문에서는 제 2균열의 발생기준을 다음과 같이 Maekawa⁽²⁾의 파괴파라미터 K를 도입함으로써 해결하였다. 즉

$$f_{t2} = Kf_{t1} \quad (1)$$

여기서 f_{t1} 과 f_{t2} 는 각각 제 1균열과 제 2균열의 발생을 나타내는 인장강도이다. 비선형해석에의 수립과정에서 발생할 수 있는 해의 진동을 방지하기 위해서 제 1균열과 제 2균열사이의 각이 30°를 넘지 않을 경우에는 콘크리트의 인장응력이 파괴포락선에 도달하여도 제 2균열은 발생하지 않는다

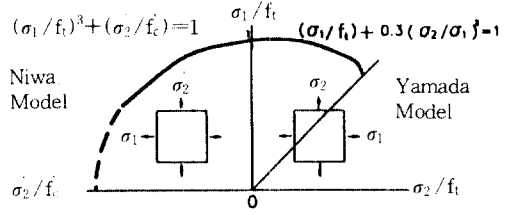


Fig. 3 Cracking stress criteria

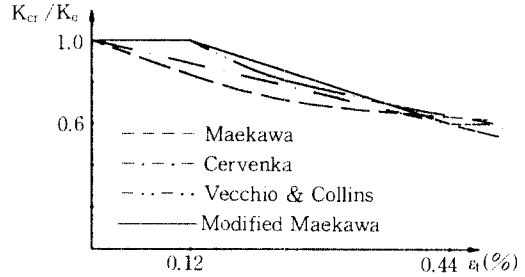


Fig. 4 Relation between the ratio (K_{cr} / K_c) and tensile strain

고 가정하였다. 본 논문의 재료모델은 균열을 기준으로하는 직교이방성모델이기 때문에, 콘크리트의 응력은 콘크리트에 2방향 균열이 발생하게 되면 제 1 및 제 2균열면을 기준으로한 직교좌표축에 대해 콘크리트의 응력을 각각 구한 후 변형도 에너지가 작게되는 값을 택하였다.

2.3 균열 발생후의 콘크리트 모델

2.3.1 균열에 직각방향의 인장강성에 대한 모델

Okamura등⁽⁶⁾은 실험을 통하여 균열이 발생한 콘크리트와 철근과의 부착작용으로 인해 발생하는 콘크리트의 평균인장응력은 균열의 간격, 철근의 방향 및 철근비보다는 균열의 폭을 포함하는 콘크리트의 평균인장변형도에 주로 의존한다는 사실을 발견하고 다음식을 제안하였다. 이에 대해 본 연구에서는 평균응력과 평균변형도의 관계를 갖는 Fig.2와 같은 Okamura등⁽⁶⁾의 제안식을 사용하였다. 즉,

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(\frac{\epsilon_{tu}}{\epsilon_t} \right)^c \quad (2)$$

여기서 σ_t : 균열에 직각방향의 콘크리트의 평균인장응력(kg/cm²),

f_t : 콘크리트의 인장강도(kg/cm²),

ϵ_{tu} : 균열발생시의 평균인장변형도,

ϵ_t : 균열에 직각방향의 평균인장변형도,

c: 부착성상을 나타내는 parameter
(0.2: 용접금속망, 0.4: 이형철근)

본 논문에서는 균열에 직각방향의 인장강성 모델로 적용에 편리함이 있는 Okamura등⁽⁶⁾의 제안식을 택하였다.

2.3.2 균열에 평행방향의 압축강성에 대한 모델

균열 발생후 콘크리트의 압축강성은 균열 발생전의 콘크리트의 압축강성보다 저하한다는 것은 Vecchio등⁽⁷⁾의 철근콘크리트 판요소의 실험 및 Maekawa⁽⁸⁾의 균열을 포함한 원통관의 압축재하 실험에 의해 알 수 있다. 본 논문에서는 콘크리트의 압축강성모델로서 Okamura등⁽⁹⁾이 제안한 수정 Maekawa모델을 사용한다. 이 모델은 균열 발생전의 콘크리트의 해석모델로 사용된 탄소성 파괴모델을 기본으로 하여 파괴의 진전을 나타내는 파괴파라미터를 체감시킴으로써 균열발생으로 인한 콘크리트의 압축강성의 저하를 표현하고 있다. 즉, 이 모델에 의하면 균열 발생후의 파괴파라미터 K_{cr} 과 균열 발생전의 파괴파라미터 K_0 와의 비는 균열에 직각방향의 변형도 ϵ_t 의 함수로서 Fig. 4와 같다.

2.3.3 균열면에서의 전단전달에 대한 모델

단조증가하중이 작용할 때 균열면에 대한 전단 응력의 전달기구, 즉 균열면에서의 골재의 맞물림과 철근의 다우웰 작용으로 인한 전단전달강성에 대해서는 Li등⁽¹⁰⁾이 제안한 콘크리트 균열면의 응력전달구성방정식을 기본적으로 도입하고 균열면 사이의 콘크리트 전단강성의 영향을 고려하여 수정한 다음과 같은 식을 사용하였다.

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= K_{shro} \gamma_{xy}, \sigma_{xs} \\ &= -f_{sk} \left(\frac{\pi}{2} - \tan^{-1} \left(\frac{1}{\phi} \right) - \frac{\phi}{1+\phi^2} \right) \end{aligned}$$

여기서

$$K_{shro} = \frac{1}{\frac{1}{K_{stfo}} + \frac{1}{G_0}}$$

$$K_{stfo} = f_{sk} \frac{\gamma_{xy}^2}{\gamma_{xy}^2 + \epsilon_x^2}$$

$$f_{sk} = 18f_c^{(1/3)}$$

$$\phi = \frac{\tau_{xy}}{f_{sk} - \tau_{xy}} \quad (3)$$

G_0 : 균열면사이의 콘크리트 전단강성(kg/cm²),

τ_{xy} : 균열면에서의 전단응력(kg/cm²), σ_{xs} : 균열

면에서 전단전달에 의해 발생하는 압축응력

(kg/cm²), γ_{xy} : 평균전단변형도, ϵ_x : 평균인장변

형도, f_c : 콘크리트의 1축 압축강도(kg/cm²)

2.4 철근요소의 해석 모델

평면응력으로 표현되는 콘크리트와 달리 철근의 경우에는 1축 응력상태를 가정하여 등가의 분산분포된 요소와 봉요소(line element)를 병용할 수 있도록 모델화 하였다. 여기서, 후자인 봉요소를 사용할 경우에는 철근의 위치를 정확하게 확보할 수 있으므로 철근콘크리트 부재의 기동능 보다 정확히 해석할 수 있으리라 예측된다. 그러나, 일반적인 경우 철근콘크리트 부재에서 철근의 배치는 매우 복잡하므로 모든 철근을 이와같은 봉요소로 모델화 한다면 유한요소 분할이 매우 복잡하게 된다. 따라서, 철근이 한곳에 집중배치되어 있는 철근, 즉 예를 들면 보에서의 휘인상철근과 같은 주철근에 대해서는 봉요소를 사용하고, 철근이 콘크리트에 분산배치되어 있는 철근에 대해서는 등가의 분산분포된 철근으로 가정하여 해석하는 것이 효과적인 것이다. 철근콘크리트는 일반적으로 철근과 콘크리트사이의 부착이 존재하기 때문에, 철근콘크리트에서의 철근의 구성방정식은 철근만의 구성방정식과는 다르다. 즉, 균열면에서의 철근의 응력이 항복에 도달할 때까지는 철근의 응력과 변형도의 관계가 탄성이므로 철근만의 것과 같지만, 균열면에서의 철근의 응력이 항복점에 도달

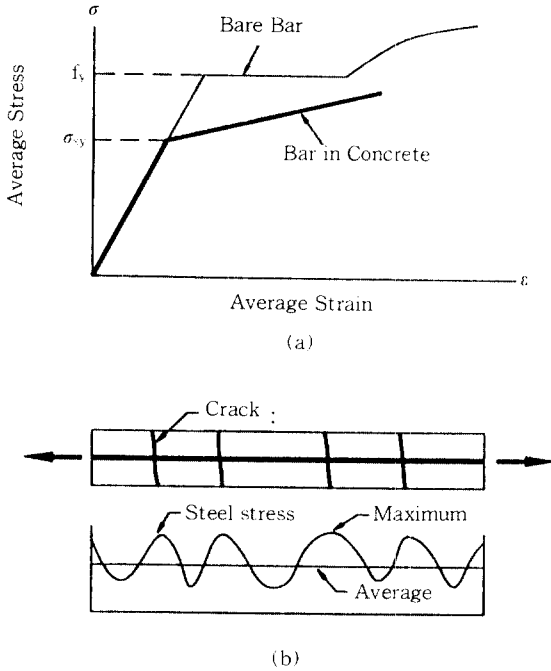


Fig. 5 Modeling of reinforcing bar in concrete

하게 되면, 균열면의 철근이 먼저 항복하게 되어, 철근의 응력과 변형도의 관계는 디이상 탄성관계를 이루지 못한다. 이때, Fig.5와 같이 철근의 평균응력은 항복응력보다 작다. 또한 철근의 평균응력과 평균변형도의 관계에서는 철근 혼자만의 인장에 의해서 나타나는 항복고원은 볼 수 없으며, 변형도의 증가에 따라 응력이 증가하는 변형도 경화영역이 바로 나타난다. 본 논문에서는 철근콘크리트에서의 철근모델로서, 이와 같은 현상을 충분히 고려한 Shin⁽¹¹⁾의 철근모델을 사용하였다. 이 모델은 단조증가하중 재하시에 항복후의 철근모델로서 일정한 변형도 경화율과 변형도 경화계시점을 갖는다. 이에대한 평균응력과 평균변형도의 관계는 bilinear의 형태로 나타나며 다음과 같다.

$$\sigma_s = \sigma_{sy} + E_{sh} (\epsilon_s - \epsilon_{sy}) \quad (4)$$

여기서, σ_s : 철근의 평균응력(kg/cm²), ϵ_s : 철근의 평균변형도, σ_{sy} : 철근의 변형도 경화 개시점(kg/cm²), E_{sh} : 콘크리트중에 있는 철근의 변형

도 경화율(kg/cm²), ϵ_{sy} : 철근의 변형도 경화개시점에 대한 철근의 평균변형도

3. 해석 방법

일반적으로 철근콘크리트 구조를 해석하는데 있어서는 재료의 비선형성이 현저하게 나타나므로 비선형 수치해법으로서 수렴에 요하는 반복회수가 적어지는 이점이 있는 Newton-Raphson법을 가장 많이 사용하고 있다. 그러나 철근콘크리트의 강성은 균열발생 또는 철근이 항복할 때 크게 변하고, 그 이후에는 강성변화가 적기 때문에 매번 강성행렬을 계산하여 사용할 필요가 없다. 따라서 본 연구에서는 철근콘크리트의 이와 같은 특성을 고려하여 매 하중증분 또는 매 변위증분에서 처음 3회 반복수렴까지의 강성행렬을 재계산하여 조립하였다. 단, 각요소의 각 층의 Gauss 적분점에서 새로운 균열이 발생하거나 철근이 항복할 경우에는 강성행렬을 재계산하여 조립한다. 그 외의 경우에는 기존의 강성행렬을 사용하였다.⁽¹¹⁾

본 논문에서는 철근과 콘크리트의 응력 σ_s 와 σ_c 를 구할때, 점선강성을 적분하여 구하는 것이 아니고, 응력과 변형도의 관계에 의해 주어진 전변형도 ϵ 에서 직접 계산하여 구한다. 따라서 반복계산에 쓰이는 강성행렬 [D]는 가정된 변형도값을 불평형력에 따라서 잘 맞도록 수정하는데 지나지 않는다. 사용된 강성행렬 [D] 및 요소모델의 조건은 다음과 같다.

(1) 점선강성이 음이 될 경우 음의 강성은 사용하지 않는다. 이것은 강성이 음이 됨에 따라 강성행렬이 특이(singular)한 것으로 되어, 해가 발산할 수 있기 때문이다.

(2) 요소모델의 응력과 변형도의 관계식은 어떠한 재하이력에 대해서도 연속성을 유지한다. 이것은 재하이력의 변 곡점에서 연속성을 유지함으로써 반복도중 해가 발산하는 것을 막기 위해서다.

(3) 요소모델에 있어서 변형도에서 응력을 구할 때 반복수렴계산이 필요한 모델은 피한다. 본 연구에서는 전단강성 모델 및 철근모델에 있어서 실험에 의해 제안된 실험식을 유한요소해석에 적합하도록 수정하여 사용하였다. 이 것은 요소마다

반복수렴계산에 의한 해석시간이 연장될 뿐 아니라 효율적인 강성을 구하기가 어렵기 때문이다.

(4) 수렴계산중 응력-변형도 관계식이 변하는 경계부에서는 큰 쪽의 강성을 사용한다. 이것은 수렴계산중에 해가 진동하는 것을 방지할 수 있기 때문이다.

4. 수치예제 및 고찰

본 논문에서 제안한 해석방법의 검증을 위하여 일본콘크리트학회(JCI)에서 선정된 철근콘크리트 보의 시험체⁽¹²⁾를 해석하였다.

4.1 수치예제 I (JCI선정 마이크로 시험체)

Fig.6 (a)~(d)는 JCI에서 선정된 철근콘크리트 시험체⁽¹²⁾로서, 실험결과는 전응력상태에 대한 거동 및 균열형상 등을 갖고있다. Fig.6에서 (a)는 전단보강을 하지 않은 전단지간비가 3.5인 보이며, (b)는 전단보강을 하지 않은 전단지간비가 1.0인 높은 보이다. 그리고, (c)는 수직 스테럽으로 전단보강된 전단지간비가 3.5인 T형 단면의 보이며, (d)는 절곡철근으로 전단보강된 전단지간비가 2.78인 보이다. 시험체의 요소분할에 있어서, 보의 상단과 하단에 있는 압축철근과 인장철근에 대한 요소의 높이는 철근의 도심으로 부터 상단 또는 하단까지 거리의 2배로 하였다. 그 이유는 인장측에 대해서는 콘크리트의 유효인장단면적을 고려하기 위함이고, 압축측에 대해서는 압축철근을 요소의 도심에 위치시키기 위함이다. 이와 같은 시험체들을 본 논문에서 제안한 방법에 의해 해석한 결과, Fig.7 (a)~(d)와 같은 하중과 변형의 관계를 얻을 수 있었다. 여기서, smeared elements는 모든 철근을 등가의 분산분포된 요소로 가정하여 해석한 결과이며, line elements는 부재의 거동에 영향을 크게 미친다고 생각되는 인장철근과 전단철근만을 봉요소로 사용하고, 압축철근에 대해서는 등가의 분산분포된 요소로 가정하여 해석한 결과이다. 그리고, C, S, SC, Y등은 파괴 형태를 나타낸 것으로, C는 압축파괴, S는 전단파괴, SC는 전단압축파괴, Y는 철근의 항복으로 인

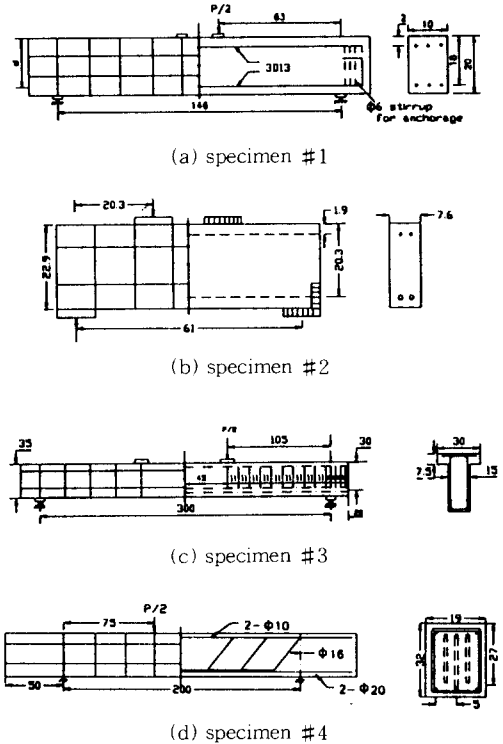
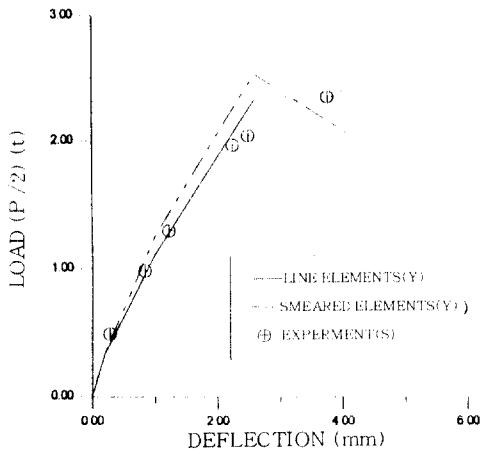


Fig. 6 Details of numerical examples I (Micro)

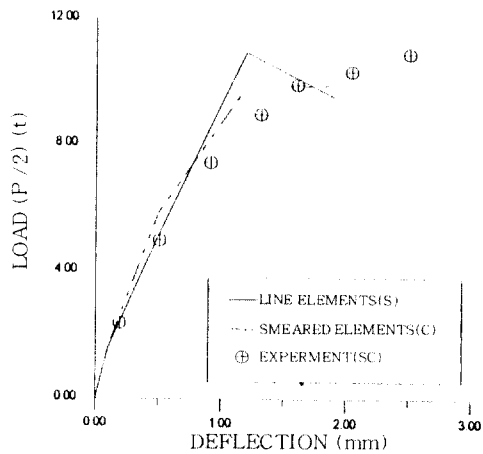
한 인장파괴를 의미한다. 이 결과로부터 탄성, 비탄성, 파괴에 이르기까지의 모든 거동에 대하여 봉요소(line element)를 사용한 경우가 보다 더 실험치에 근접함을 알 수 있다. Fig.8 (a)~(d)는 극한하중 재하시 봉요소와 등가의 분산분포된 요소를 병용한 경우의 균열형상에 대한 실험치와 해석치를 각각 비교한 것이다.

4.2 수치예제 II (JCI선정 매크로 시험체)

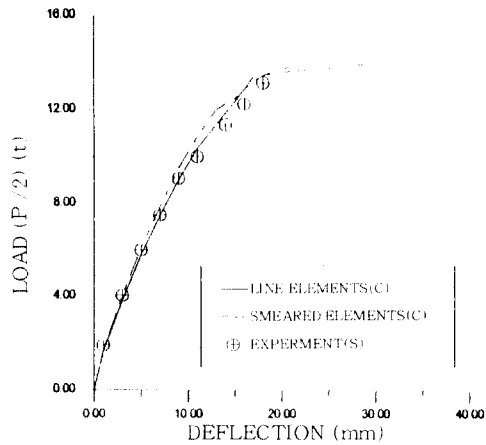
Table 1 (a)~(c)는 JCI에서 선정된 26개의 시험체⁽¹²⁾에 대한 매크로 데이터들로서, 하중과 변위의 관계 및 균열형상 등의 실험결과없이 극한하중만을 검토하기 위한 데이터들이다. 여기서, Table 1(a), (b)는 전단보강되지 않은 단순보들로서 전단지간비가 각각 $a/d > 3$ 과 $a/d < 3$ 인 시험체들이다. Table 1(c)는 전단보강된 단순보들이다. Table 2(a)~(c)는 26개의 시험체(12)에 대해서 실험치와 해석치에 대한 극한하중을 각각 나타낸 것



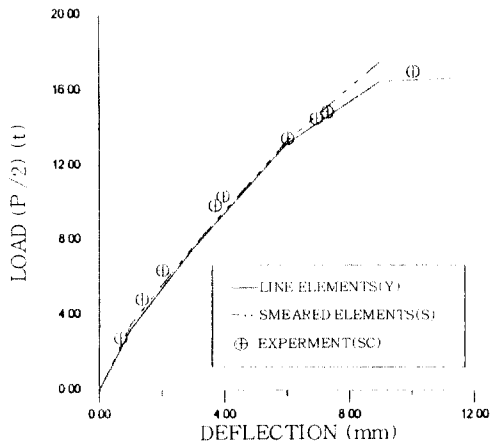
(a) specimen #1



(b) specimen #2



(c) specimen #3

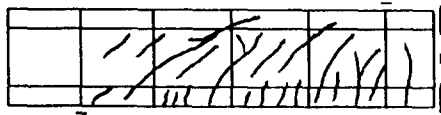


(d) specimen #4

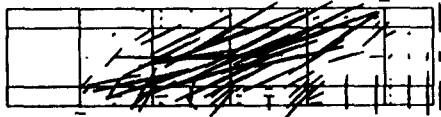
Fig. 7 Load-deflection relationships (Micro)

이다. 여기서, smeared elements와 line elements는 4.1절에서 언급한 경우와 동일하게 해석하였다. 해석결과로부터 변동계수를 비교한 결과, Table 2(a)에서는 거의 같았으며, Table 2(b), (c)에서는 철근에 대해서 봉요소를 사용한 경우가 등가의 분산분포된 요소를 사용한 경우보다 변동계수가 더 작다는 것을 알 수 있다. 또한 전단보강된 보에서는 봉요소를 사용한 해석치가 실험치에 보

다 근접함을 알 수 있다. 그 이유는 전단철근에 대해 봉요소를 모델화함으로써 전단철근의 위치를 보다 정확하게 확보할 수 있기 때문이라 사료된다. 전체적으로 볼때, 분산배치된 철근만을 사용한 경우에는 실험치와 해석치의 평균비가 0.94이며 변동계수는 13.21(%) 이고, 봉요소와 병행하여 사용한 경우에는 실험치와 해석치의 평균비가 0.97이며 변동계수는 11.20(%)를 얻었다.

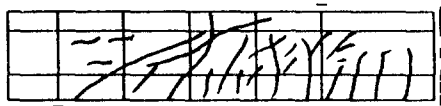


Experiment

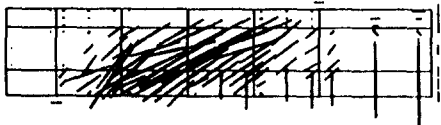


Present analysis

(a) specimen #1



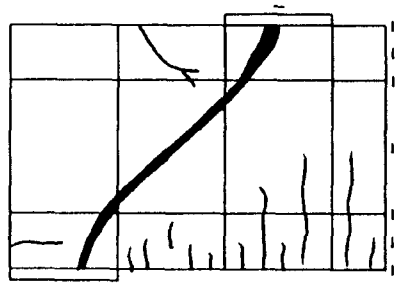
Experiment



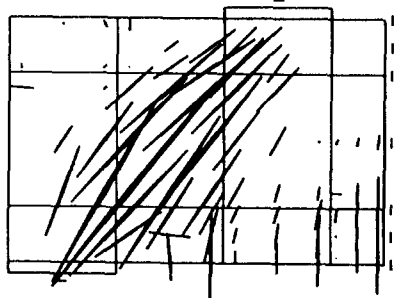
Present analysis

(c) specimen #3

Fig. 8 Crack patterns (Micro)

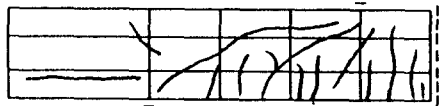


Experiment

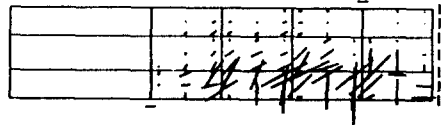


Present analysis

(b) specimen #2



Experiment



Present analysis

(d) specimen #4

Table 1 Details of numerical examples II (Macro)

(a)

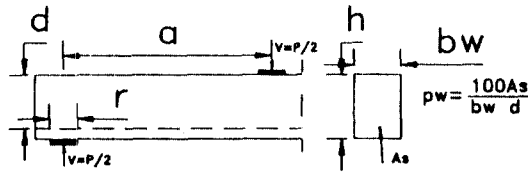
No.	Name of Researcher	a/d	d (cm)	h (cm)	f_c (kg/cm ²)	f_y (kg/cm ²)	pw (%)	bw (cm)	Vu (tons) / Pu/2
1	Higa	3.50	16.0	20.0	380	4670	2.39	15.0	3.74
2	Rajagopalan	4.17	26.8	30.6	337	5340	0.63	15.2	2.86
3	Mattock	3.00	25.4	30.5	478	4080	1.03	15.2	5.58
4	Mattock	5.40	25.4	30.5	184	4080	2.07	15.2	3.63
5	Mattock	5.46	25.4	30.5	165	4080	3.10	15.2	4.08
6	Kani	6.84	33.6	41.0	206	3890	2.72	15.3	8.53
7	Kani	8.67	109.5	121.9	272	3890	2.48	15.5	15.00
8	Leonhardt	5.83	27.8	32.0	373	4740	2.00	19.0	6.70
9	Leonhardt	3.00	7.0	8.0	417 ²⁾	4000	1.71	5.0	0.74
10	Leonhardt	3.00	45.0	50.0	471 ²⁾	4330	1.33	20.0	10.35

1) pw=100As/(bwd). 2) cube strength

(b)

No.	Name of Researcher	a/d	d (cm)	h (cm)	f_c (kg/cm ²)	f_y (kg/cm ²)	pw (%)	bw (cm)	r^1 (cm)	Vu (tons) / Pu/2
11	Leonhardt	1.00	27.0	32.0	355 ²⁾	4740	2.07	19.0	13.0	39.60
12	Leonhardt	2.00	27.0	32.0	355 ²⁾	4740	2.07	19.0	13.0	15.00
13	Moody	1.53	53.3	61.0	181	3210	2.72	17.8	20.3	30.20
14	Moody	1.53	53.3	61.0	221	3080	4.25	17.8	20.3	30.71
15	Manuel	0.30	40.6	45.7	345	4180	0.97	10.2	15.2	43.40
16	Pava	1.00	20.3	22.9	203	3178	2.58	7.6	10.2	16.90
17	Kong	0.35	72.4	76.2	256	2900	0.51	7.6	7.6	25.80
18	Clare	3.31	39.0	45.7	219	3780	0.98	20.3	8.9	9.10
19	Swamy	2.50	19.7	22.9	333	4850	3.06	15.2	10.0	8.00
20	Shirakawa	2.00	25.0	30.0	452	3080	2.12	15.0	2.5	7.25

1) length of bearing plate, 2) cube strength



(c)

No.	Name of Researcher	a/d	d (cm)	h (cm)	f_c (kg/cm ²)	f_y (kg/cm ²)	pw (%)	bw (cm)	Aw ¹⁾ (cm ²)	θ^1 (degrees)	s ¹⁾ (cm)	fry ²⁾ (kg/cm ²)	Vu (tons) / Pu/2
21	Rajagopalan	4.20	26.5	30.6	276	6680	1.74	15.1	0.64	90	20.3	3520	6.16
22	Rajagopalan	4.20	26.4	30.6	305	6680	1.73	15.2	0.26	90	7.6	3520	6.80
23	Kani	6.00	27.2	30.5	299	3790	2.71	15.2	2.53	45	1 #4 ²⁾	4010	5.39
24	Kani	3.90	27.5	30.5	257	3620	2.60	15.6	2.53	45	1 #4 ²⁾	4010	6.72
25	Kani	2.90	28.3	30.5	267	3620	2.54	15.5	2.53	90	1 #4 ²⁾	4010	6.58
26	Kani	4.90	27.6	30.5	306	3930	2.62	15.6	1.43	90	2 #3 ²⁾	3660	6.17

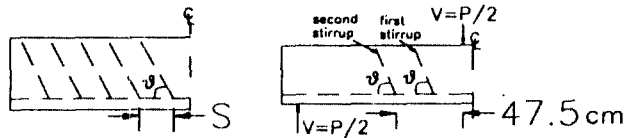
1) Aw : cross section area of one pair of stirrup.

θ : angle between stirrup direction and longitudinal direction of beam.

s : spacing of stirrups.

fry : yield point of stirrup

2) 1#4 means one pair of #4 steel. 2#3 means two pairs of #3 steel. Detailing is shown in following figures.



5. 결론

본 논문의 제안방법을 이용하여 여러 수치예제들을 해석한 결과 본 연구의 범위에서 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1) 재료적 비선형성을 고려하기 위해서 균열발

생후의 콘크리트의 인장강성 및 압축강성, 균열면에서의 전단전달강성, 철근의 부착 등에 대한 각각의 구성식을 조합하여 유한요소해석에 적용함으로써 재료적 비선형성을 정확하게 고려할 수 있었다.

2) 본 연구에서 개발한 해석법은 총 30개의 해

Table 2 Comparisons of ultimate loads (Macro)

(a)

NO.	a/d	ULTIMATE LOAD (tons)			E/S	E/L
		EXPERIMENTS(E)	SMEARED ELEMENTS(S)	LINE ELEMENTS(L)		
1	3.50	3.74	3.89	3.55	0.96	1.05
2	4.17	2.86	3.78	3.68	0.76	0.78
3	3.00	5.58	6.02	5.83	0.93	0.96
4	5.40	3.63	3.88	3.61	0.94	1.01
5	5.40	4.08	3.93	3.69	1.04	1.10
6	6.84	8.53	9.82	10.44	0.87	0.82
7	8.67	15.00	16.72	16.79	0.90	0.89
8	5.83	6.70	6.86	7.99	0.98	0.84
9	3.00	0.74	0.69	0.67	1.06	1.11
10	3.00	10.35	12.59	12.87	0.82	0.80
VARIATION COEFFICIENT (%)			9.01	9.05		
MEAN					0.92	0.94

(b)

NO.	a/d	ULTIMATE LOAD (tons)			E/S	E/L
		EXPERIMENTS(E)	SMEARED ELEMENTS(S)	LINE ELEMENTS(L)		
11	1.00	39.60	42.35	42.69	0.94	0.93
12	2.00	15.00	16.56	14.78	0.91	1.02
13	1.53	30.20	29.10	28.92	1.04	1.04
14	1.53	39.70	41.10	39.42	0.97	1.01
15	0.30	45.40	49.27	49.67	0.92	0.91
16	1.00	10.90	8.77	8.24	1.24	1.32
17	0.35	25.80	19.50	19.61	1.32	1.32
18	2.34	9.10	11.12	10.59	0.82	0.86
19	2.50	8.00	6.75	6.89	1.19	1.16
20	2.00	7.25	12.10	11.13	0.59	0.65
VARIATION COEFFICIENT (%)			17.72	14.96		
MEAN					0.99	1.02

(c)

NO.	a/d	ULTIMATE LOAD (tons)			E/S	E/L
		EXPERIMENTS(E)	SMEARED ELEMENTS(S)	LINE ELEMENTS(L)		
21	4.2	6.16	7.07	6.85	0.87	0.90
22	4.2	6.80	7.46	7.32	0.91	0.93
23	6.0	5.39	5.89	5.25	0.92	1.03
24	3.9	6.72	7.55	6.89	0.89	0.98
25	2.9	6.58	8.52	7.28	0.77	0.90
26	4.9	6.17	8.41	6.75	0.73	0.92
VARIATION COEFFICIENT (%)			10.41	3.51		
MEAN					0.85	0.94

석치에 대하여 분산배치된 철근만을 사용한 경우 실험치와 해석치의 평균비 0.94, 변동계수 13.21 (%)이며, 봉요소와 병행하여 사용한 경우 실험치와 해석치의 평균비 0.97, 변동계수 11.20(%)로써 난조증가하중을받는 철근콘크리트 보의 균열 발생에서부터 철근의 항복 및 파괴에 이르는 하중이력에 대한 비선형 기동을 정확하게 해석할 수 있었다.

3) 철근에 대해서 등가의 분산분포된 요소와 봉요소를 병행하여 사용한 것이 분산배치된 철근요소만을 사용한 경우 보다 정확한 결과를 얻을 수 있었다.

감사의 글

본 연구는 한국과학기술재단의 연구비지원(94목적기초(특정연구과제)연구)에 의해 수행된 연구결과의 일부로 그 재정적 지원에 감사드립니다.

참고 문헌

1. Ngo, D. and Scordelis, A. C., "Finite element analysis of reinforced concrete beams", ACI Journal, Vol. 64, No.3, March 1967, pp. 152-163.
2. Maekawa, K. and Okamura, H., The deformational behavior and constitutive equation of concrete using elasto-plastic and fracture model", Jour. of Faculty of Engineering, The University of Tokyo, Vol. 37, No. 2, 1983, pp. 253-328.
3. 出雲淳一, 正負繰り返し荷を受ける鉄筋コンクリート要素の解析モデルとその平價, 日本 東京大學 博士論文, 1988.
4. 二羽淳一郎, 鉄筋コンクリート板要素の力學的性狀, 日本 東京大學 修士論文, 1980.
5. 山田一字, 面内力を受ける鉄筋コンクリートのせん断傳達機構及び耐力變形に關する研究, 日本 東京大學 學位論文, 1981.
6. Okamura, H., Maekawa, K., and Sivasubramaniyam, S., Verification of modeling for reinforced finite element", Finite Element of Reinforced Concrete Structures, ASCE, Aug. 1985., pp.528-543.

7. Vecchio, F.J. and Collins, M.P., "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear", *ACI Journal*, Vol. 83, No. 2, 1986, pp.219-231.
8. 宮原長久, 川上泰司, 前川宏一, ひび割れを含ける鉄筋コンクリートの板要素の一軸壓縮應力下における非線形挙動, 日本土木學會論文報告集, No. 378, Vol. 6, 1987, pp.249-258.
9. 出雲淳一, 島 弘, 岡村 甫, 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, 日本コンクリート工學協會, Vol. 25, No. 9, 1987, pp.107-120.
10. 李 寶祿, 前川宏一, 接觸面密度關數に基づくコンクリートひびわれ面の應力傳達構成式, 日本コンクリート工學協會, Vol. 26, No. 1, Jan. 1988.
11. 申鉉穆, 繰り返し面内力を受ける鉄筋コンクリート部材の有限要素解析, 日本東京大學博士論文, 1988.
12. 二羽 淳一郎, 『はり選定試験體』選定理由および試験データの概要, 第2回 RC構造のせん断問題に對する解析的研究に關するコロキウム解析モデル檢證用試験體の實驗データ集, JCI, 1983. 10.
(접수일자 : 1995. 1. 6)