

철근콘크리트 보의 휨 및 전단파괴 예측의 3차원 유한요소 모델

3-D Finite Element Model for Predicting Bending and Shear Failure of RC Beams

조 창 근¹⁾

하 기 주^{2)*}

Cho, Chang Geun

Ha, Gee Joo

Abstract

Three-dimensional finite element model for analysis of reinforced concrete members was developed in order to investigate the prediction of bending and shear failure of reinforced concrete beams. A failure surface of concrete in strain space was newly proposed in order to predict accurately the ductile response of concrete under multi-axial confining stresses. Cracking of concrete in triaxial state was incorporated with considering the tensile strain-softening behavior of cracked concrete as well as the cracked shear behavior on cracked surface of concrete caused by aggregate interlocking and, dowel action. By correlation study on failure types of bending and shear of beams, current finite element model was well simulated not only the type of ductile bending failure of under-reinforced beams but also the type of brittle shear failure of no-stirruped reinforced concrete beam.

Keywords : Reinforced concrete beam, finite element model, bending and shear, failure surface in strain surface

1. 서론

다축압축상태가 되면 콘크리트는 압축강도가 크게 증가할 뿐만 아니라 높은 연성거동을 나타낸다. 더불어 콘크리트는 압축강도에 비해 인장에 취약하며 균열과 휨 및 전단 균열의 발생 양상에 따라서 부재의 거동 및 파괴양상에 영향을 끼친다(Cho, 2000; Hotta & Cho, 2000; Cho et al., 2003). 구속응력이 증가할수록 강도증가에 비해 변형률의 증가는 보다 뚜렷하며, 이는 콘크리트의 파괴기준을 고려할 때 응력 공간상에서와 변형률 공간상에서의 파괴기준이 엄밀하게 다르다는 것을 입증해 준다. 따라서 구속응력의 변화에 따른 콘크리트 구성모델을 보다 합리적으로 고려하기 위해서는 이와 같은 다축상태에서의 연성거동특징을 보다 합리적으로 고려할 수 있어야 할 것이다.

본 연구는 기존의 응력 공간에서의 콘크리트의 파괴기준 이외에 변형률 공간에서의 파괴기준을 제시한 3차원 유한요소모델을 시도하였다. 이외에 3차원에서의 콘크리트의 균열, 균열 발생 이후 인장연화거동, 골재맞물림과

다우얼효과에 의한 균열면 전단전달, 콘크리트에 매입된 철근의 평균 응력-변형률 관계 특성을 고려하도록 하였다. 개발 모델을 통해 휨 연성 파괴 및 전단 취성 파괴 양상을 갖는 철근콘크리트 보 시험체 각각에 대한 비교 평가를 통해 개발 모델의 타당성을 검증토록 하였다.

2. 콘크리트의 아탄성 다축 구성관계

압축 축 콘크리트의 구성모델을 위해, 아탄성모델의 6×6행렬의 변형률-응력 관계를 갖는 3축 응력상태의 구성관계를 다음과 같이 정식화하였다(Elwi et al., 1979).

$$\begin{Bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\epsilon_3 \\ d\gamma_{12} \\ d\gamma_{23} \\ d\gamma_{31} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C'_{11} & C'_{12} & C'_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C'_{21} & C'_{22} & C'_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C'_{31} & C'_{32} & C'_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_{12}^{-1} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_{23}^{-1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_{31}^{-1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \\ d\tau_{12} \\ d\tau_{23} \\ d\tau_{31} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

1) 정회원, 조선대학교 건축학부 조교수
2) 정회원, 경일대학교 건축공학과 교수

* Corresponding author : geejooha@hanmail.net 053-850-7248

• 본 논문에 대한 토의를 2010년 12월 31일까지 학회로 보내주시면 2011년 1월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

여기서, C_{ij}' 는 접선구성관계계수, $d\epsilon_i$ 는 주응력방향의 변형률증분, $d\gamma_{ij}$ 는 면내의 전단변형률증분, $d\sigma_i$ 는 주응력방향의 응력증분, $d\tau_{ij}$ 는 면내의 전단응력증분, E_i 는 주응력방향의 접선탄성계수, G_{ij} 는 면내의 전단계수, 그리고 ν_{ij} 는 면내 포아송비이다.

대칭성을 고려하고, 주축을 직교축으로 한 국부좌표에서의 구성관계는 다음과 같다.

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \\ d\tau_{12} \\ d\tau_{23} \\ d\tau_{31} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\Omega} \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ & & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ & & & G_{12} & 0 & 0 \\ & & & & G_{23} & 0 \\ & & & & & G_{31} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\epsilon_3 \\ d\gamma_{12} \\ d\gamma_{23} \\ d\gamma_{31} \end{Bmatrix} \quad (2)$$

여기서,

$$\begin{aligned} C_{11} &= E_1(1 - \mu_{32}^2), C_{12} = \sqrt{E_1 E_2}(\mu_{13}\mu_{32} + \mu_{12}) \\ C_{13} &= \sqrt{E_1 E_3}(\mu_{12}\mu_{32} + \mu_{13}), C_{22} = E_2(1 - \mu_{13}^2) \\ C_{23} &= \sqrt{E_2 E_3}(\mu_{21}\mu_{31} + \mu_{23}), C_{33} = E_3(1 - \mu_{12}^2) \\ \Omega &= 1 - \mu_{12}^2 - \mu_{23}^2 - \mu_{13}^2 - 2\mu_{12}\mu_{23}\mu_{13} \end{aligned}$$

이방성의 주축이 면내에서 회전을 하더라도 전단강성은 불변한다는 조건을 고려한다면 전단강성계수 G_{ij} 를 유도할 수 있다. 위 식에 등가1축 변형률증분 개념을 고려하여 등가 응력-변형률관계를 다음 식과 같이 표현할 수 있다.

$$d\sigma_i = E_i d\epsilon_{ui} \quad (3)$$

압축축 최대응력점까지의 1축응력-변형률 곡선은 Saenz(1964)가 제안한 식을 사용하였으며, Fig. 1 과 같이 표현할 수 있다.

콘크리트 포아송비 ν 는 콘크리트의 1축압축강도의 80%에 도달할 때까지 일정한 것으로 고려하여 0.19로 고려하였으며, 이를 초과하면 포아송비가 비선형적으로 증가하도록 고려하였다.

1축응력-변형률 곡선의 최대응력점(ϵ_c, f_c')을 3축 응력공간 및 3축 변형률공간에서의 최대응력점(ϵ_{ci}, f_{ci})으로 대응시킬 수 있다. 여기서 강도증강계수 λ_{si} 는 1축 압축강도에 대한 3축 응력하에서의 최대응력점과의 비, 변

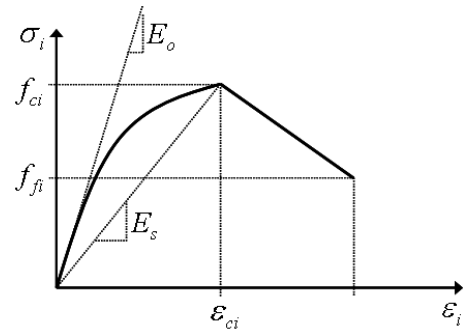


Fig. 1 Uniaxial stress-strain curve of concrete in compression

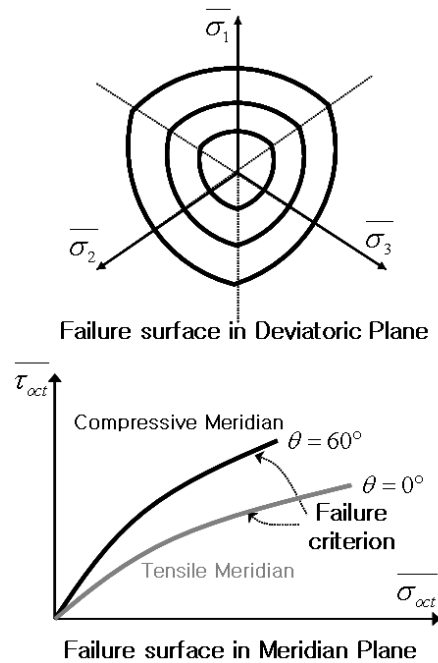


Fig. 2 Failure surface of concrete

형률증강계수 λ_{ei} 는 1축 압축강도에서의 변형률에 대한 3축 응력하에서의 최대응력점에서의 변형률과의 비로서, 응력공간 및 변형률공간에서의 파괴곡면으로부터 유도된다. 콘크리트의 파괴곡면 조건은 Hsieh 등 (1979)의 제안식을 적용했다.

$$f = a \bar{J}_2 + b \sqrt{\bar{J}_2} + c \bar{\sigma}_1 + d \bar{I}_1 - 1 = 0 \quad (4)$$

여기서,

$$\bar{I}_1 = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / f'_c \quad (5)$$

$$\bar{J}_2 = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{6 f'^2_c} \quad (6)$$

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 / f'_c \quad (7)$$

이며, $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ 은 주응력, a, b, c, d 는 실험으로부터 결정되는 매개변수들이다.

1축, 2축, 및 3축 실험 결과로부터 파괴기준을 적용하여 강도증진계수 λ_{s_i} 를 산정하기 위해 콘크리트의 파괴곡면조건은 다음의 함수로 유도하여 나타낼 수 있다.

$$f(\gamma \bar{\sigma}_1, \gamma \bar{\sigma}_2, \gamma \bar{\sigma}_3) = 0 \quad (8)$$

여기서,

$$\gamma^2 + p\gamma - q = 0 \quad (9)$$

$$p = \frac{b\sqrt{J_2} + c\bar{\sigma}_1 + d\bar{I}_1}{aJ_2}, \quad q = \frac{1}{aJ_2} \quad (10)$$

위 식에서 γ 는 임의의 값으로서 $\gamma \bar{\sigma}_i$ 는 $\gamma \bar{\sigma}_i$ 방향의 파괴곡면과의 거리로 정의되는 정규화된 응력벡터이 곱으로서 같은 방향에서의 콘크리트의 강도를 의미한다. 위 2차방정식을 근을 산정하여 강도증진계수를 추정할 수 있으며, 따라서 다축상태에서의 최대압축응력은 강도증진계수와 콘크리트의 1축압축강도로부터 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$f_{ci} = \lambda_{s_i} f'_c \quad (11)$$

변형률 공간의 파괴곡면을 정의하기 위해 강도증진계수에 대한 함수로서 연성증진계수 λ_{e_i} 를 정의하도록 하였다. 높은 구속력의 상태에서 콘크리트가 보다 연성거동 특성을 발휘하도록 하기 위해 여러 실험 자료를 근거로 (Kupfer, et al., 1969; Smith, 1987) 변형률증진계수를 제안, 2축 및 3축 실험결과들의 축방향 최대응력점과 이에 대응하는 축방향 변형률점과 비교하여 연성증진계수의 식을 다음과 같이 제안하였다.

$$\lambda_{e_i} = 0.3 + 0.7\lambda_{s_i}^2 \quad (\text{for } \lambda_{s_i} < 3)$$

$$\lambda_{e_i} = 5\lambda_{s_i} - 8.4 \quad (\text{for } \lambda_{s_i} \geq 3) \quad (12)$$

따라서 다축상태에서의 최대압축응력에 대응하는 압축

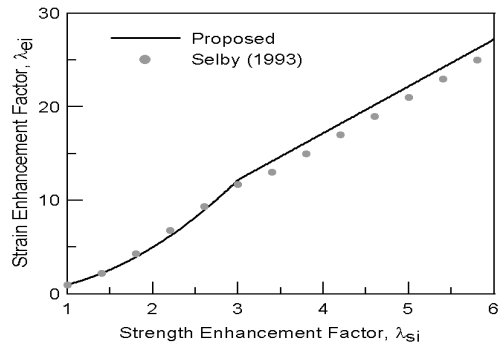


Fig. 3 Strain enhancement factor

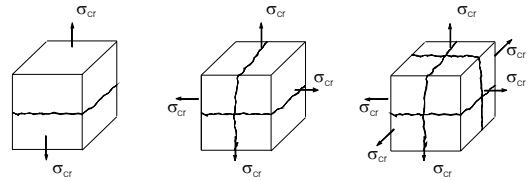


Fig. 4 Concrete cracks in triaxial tension

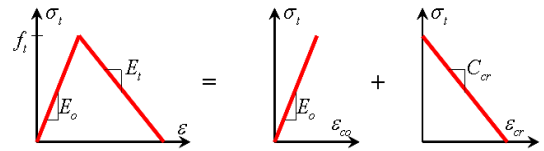


Fig. 5 Tensile strain-softening model of cracked concrete

변형률은 연성증진계수와 콘크리트의 1축압축 변형률로부터 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\varepsilon_{ci} = \lambda_{e_i} \varepsilon_c \quad (13)$$

3. 인장 콘크리트의 3차원 균열모델

본 장에서는 균열 발생한 인장 콘크리트의 3차원 비선형 균열 거동을 반영하기 위하여 주인장응력 및 주인장 변형률이 균열강도 이에 대응하는 변형률을 초과하면 다음 그림과 같이 균열이 발생하는 것으로 고려하였다.

균열 발생 이후 콘크리트는 급작스럽게 인장응력을 상실하는 것이 아니라 선형적으로 인장 변형률 연화거동을 하는 것으로 고려하여 다음 그림과 같이 균열콘크리트의 총 인장변형률 증분값을 고려토록 하였다. 이때 인장연화 강성계수 E_t 는 다음 식과 같이 유도된다.

$$E_t^{-1} = E_{cr}^{-1} + C_{cr}^{-1} \quad (14)$$

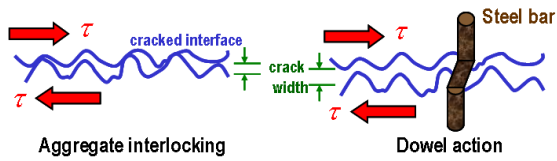


Fig. 6 Shear transfer in cracked concrete

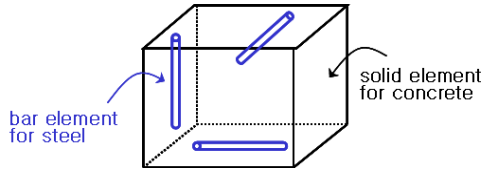


Fig. 7 FE for Reinforced concrete

$$C_{cr} = -\frac{f_t^2 w_f}{2 G_f} \quad (15)$$

여기서, G_f 는 균열의 단위면적당 발생하는 콘크리트의 파괴에너지, w_f 는 균열띠의 폭이다.

한편, 균열이 발생한 콘크리트의 전단전달특성은 골재 맞물림 및 다우얼작용에 의해 균열이 발생하더라도 일부의 전단전달능력을 발휘할 수 있는 것으로 알려져 있다. 균열전단계수는 다음 식과 같이 균열발생하지 않은 전단탄성계수에 대해 균열 발생 이후의 인장변형률 증가에 따라서 선형적으로 감소하는 것을 고려하여 균열전단전달에 관한 거동특성을 반영토록 하였다.

$$G_c = \alpha_c G \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_m}\right), \quad \epsilon_t \leq \epsilon < \epsilon_m \quad (16)$$

여기서, α_c 는 3차원 균열의 발생 개수에 따른 매개변수로서 한 개 균열 발생시 0.5, 그 이상의 균열 발생시 0.25를 사용하며, ϵ_m 은 균열 면에서 전단전달능력을 더 이상 발휘할 수 없는 때의 콘크리트의 인장변형률을 나타낸다.

4. 철근콘크리트의 3차원 유한요소모델

철근콘크리트 부재의 3차원 유한요소모델을 위한 그림과 같이 콘크리트의 경우 8절점의 3차원 입체 및 철근의 경우 2절점의 1차원의 등매개요소로 고려하였다.

철근 요소의 경우, 항복 이후의 거동을 반영키 위해 탄소성 거동을 하는 것으로 가정하였다. 균열 발생 콘크리트 내에 매입된 철근의 응력 및 변형률 관계는 균열 발생

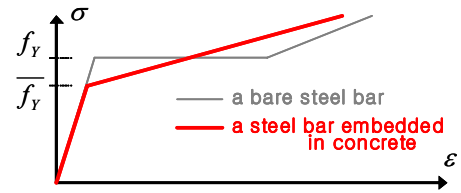


Fig. 8 Average stress-strain curve of bars embedded in concrete

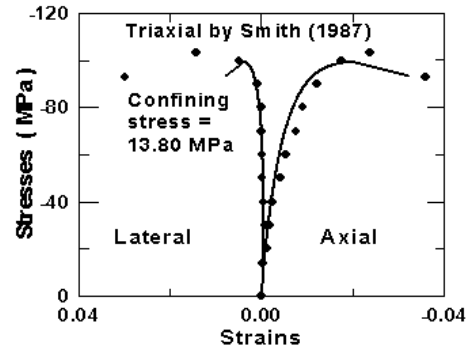
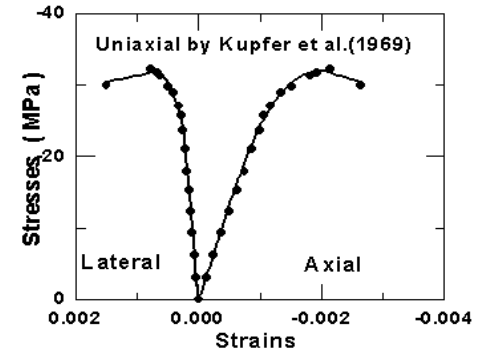


Fig. 9 Uni- and tri-axial compressive predictions of concrete

면에서는 철근의 인장변형률은 균열발생하지 않은 면에서 보다 상대적으로 크게 나타나며 항복 이후에도 변형률 경화 현상이 두드러지는 것으로 나타났다. 본 모델에서는 Fig. 8과 같이 콘크리트에 매입된 철근의 평균 응력 및 변형률 관계를 반영하여 철근 요소의 재료특성 관계를 고려토록 하였다(Okamura, et al., 1991).

이상과 같은 유한요소 정식화 및 재료비선형 거동을 반영하여 철근콘크리트 부재에 관한 3차원 비선형 유한요소모델을 개발하였다.

5. 일축 및 삼축 압축거동의 비교

개발된 다축상태의 콘크리트 구성모델의 검증을 위해 콘크리트의 1축압축강도가 32 MPa인 Kupfer 등 (1969)의 1축 압축실험, 및 콘크리트의 1축압축강도 및 횡구속압이 각각 34.7 MPa 및 13.8 MPa인 Smith

Table 1 Specimen of RC beam under bending

Specimen Name	Bending pattern	f'_c [MPa]	Tensile bars (f_y) [MPa]	Shear span ratio	Failure type
(A)	3-point	18.2	2-D13 (310)	5.0	bending
(B)	4-point	37.8	2-D6 (417)	3.4	bending
(C)	3-point	22.5	4-D29 (444)	4.0	shear

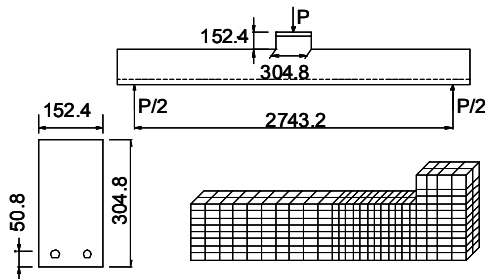


Fig. 10 Specimen A(Burns et al., 1966)

(1987)의 3축 압축실험의 결과와 각각 비교하여 Fig. 9에 나타내었다. 그래프에서와 같이 1축 및 3축 압축거동 하에서 구속응력의 유무에 따른 콘크리트의 최대압축응력 및 축방향 압축 변형률 증가에 따른 실험에서의 경향을 비교하여 잘 예측해 주었다.

6. 휨 및 전단파괴형 보의 해석

철근콘크리트 보에 대한 3차원 비선형 유한요소모델의 검증에 위해 휨 및 전단파괴형 보 실험 결과와 비교하여 개발 모델의 타당성을 검증했다. 비교 대상 시험체는 Table 1에 나타낸 것처럼 하중재하, 콘크리트의 압축강도, 주인장철근배근 및 전단경간비(a/d , 여기서 a 는 전단경간, d 는 보의 유효높이)에 따라서 각각 휨 및 전단파괴 유형의 보로서, 시험체의 단면, 배근 상세 및 요소분할을 각각 Fig. 10~12에 나타내었다.

Burns 등(1966)의 시험체 (A)는 3점 휨재하 시험의 단순지간 보로서 지간중양에 보-기둥 접합부가 있는 경우로서 세 시험체 가운데 전단경간비가 가장 커서 저보강 휨파괴에 가장 쉽게 유도되도록 설계된 부재이다. Kotsovos (1982)에 의해 제작 및 실험된 시험체 (B)는 4점 휨재하의 단순지간 보로서 세 시험체 가운데 전단경간비가 가장 작은 휨-전단의 사인장균열 이후 저보강 휨파괴가 유도되도록 설계된 시험체이다. Bresler 등 (1963)이 수행

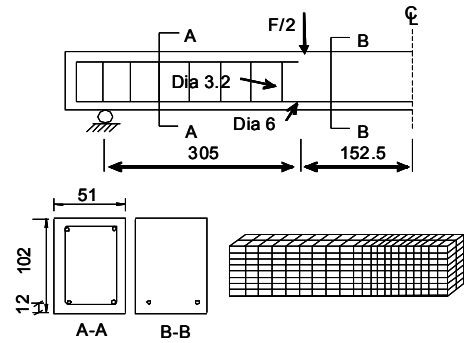


Fig. 11 Specimen B(Kotsovos, 1982)

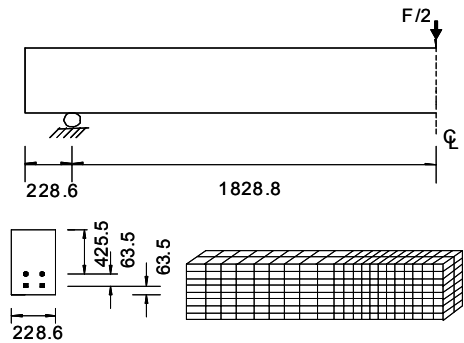


Fig. 12 Specimen C(Bresler et al., 1963)

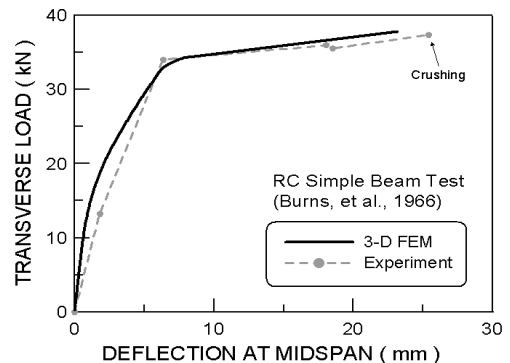
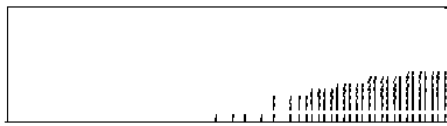


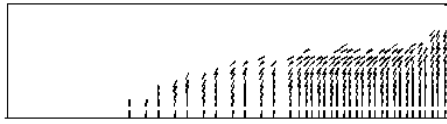
Fig. 13 Load-deflection curve of specimen A

한 시험체 (C)는 3점 재하의 단순지간 보로서 전단경간비의 크기가 두 시험체의 중간쯤의 값을 갖고 있으며, 전단철근이 없어 휨 및 전단균열이 증가하다가 인장철근의 항복 없이 전단균열에 의해 전단파괴가 유도되도록 설계된 보 시험체이다.

시험체 (A)에 대한 실험 및 유한요소해석에 의한 하중-변위 관계를 비교하여 Fig. 13에 나타내었다. 하중-변위관계의 예측 결과 인장철근의 항복하는 항복점 및 지간중양의 압축상연 콘크리트 압축파괴에 대한 극한 하중의 예측에서 실험에 대한 예측값이 각각 -2.07% 및 1.33%



(a) at P=12.7 kN



(b) at failure

Fig. 14 Predicted crack in specimen A

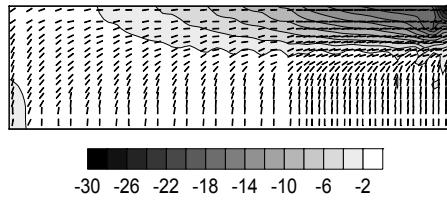


Fig. 15 Compressive stresses (MPa) of Specimen A

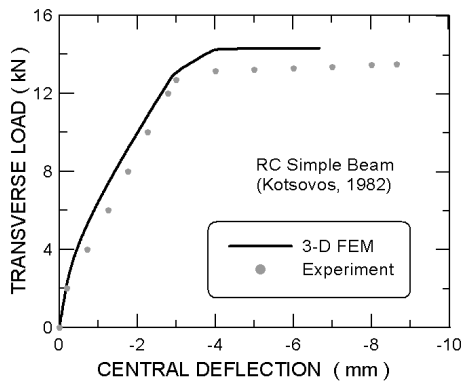


Fig. 16 Load-deflection curve of specimen B

로서 비교적 실험결과를 잘 추정해 주었다.

Fig. 14에서처럼, 시험체는 실험 및 해석 결과 모두 지간중앙 하단부에서 초기 휨균열이 발생하여 하중이 증가하면서 휨균열 분포 양상이 증가하다가 지간 중앙 압축상연에서 압축파괴에 의한 소성흔지 발생에 의해 보가 휨 파괴 되었다. 이는 Fig. 15에서 알 수 있듯이 주압축응력의 최대값이 지간 중앙 상연에 집중되면서 소성흔지가 발생됨을 파악할 수 있다.

시험체 (B)에 대한 하중-변위 관계, 극한하중상태에서의 균열 및 주압축응력 양상을 각각 Fig. 16~18에 나타내었다. 항복 및 극한하중의 실험 및 유한요소해석의 오차는 각각 0.39% 및 5.20%로 나타났으나, 균열, 항복 및 극한하중에 이르기까지 강성변화를 잘 추정했으며, 균열

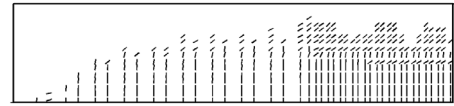


Fig. 17 Crack pattern in specimen B

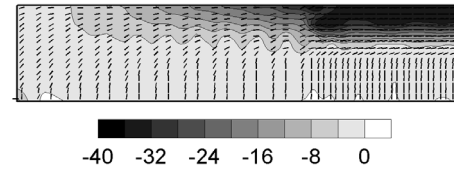


Fig. 18 Compressive stresses (MPa) of Specimen B

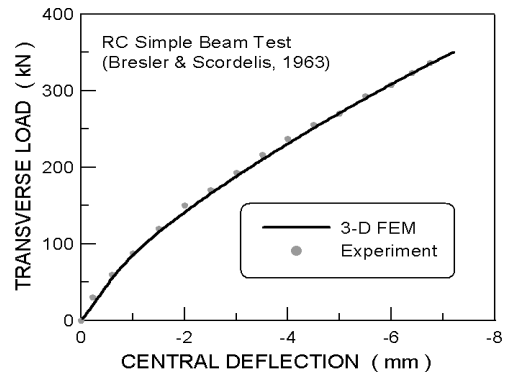
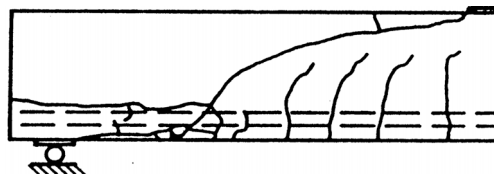


Fig. 19 Load-deflection curve of specimen C

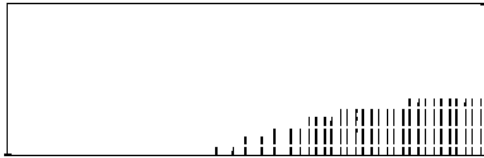
및 주압축응력의 분포양상에서 처럼 해석에 의한 예측 결과는 실험에 의한 시험체의 인장철근 항복 이후 휨파괴 양상을 비교적 잘 추정하였다.

앞의 두 시험체 (A) 및 (B)의 경우 저보강 휨파괴가 유도되도록 설계된 반면에 시험체 (C)는 전단파괴가 유도되도록 설계된 시험체로서, Fig. 19는 대상 시험체의 하중-변위 관계에 대한 실험 및 추정값을 비교하였다. 실험 및 해석 모두 인장철근의 항복없이 시험체가 전단파괴 되었으며, 초기균열 및 극한하중까지의 하중-변위 관계의 예측 추이가 실험과 거의 일치하였다. Fig. 20의 실험 및 해석에 의한 균열양상에서 처럼 초기균열은 휨 균열 위주로 발생하다가 하중이 증가하면서 전단균열의 진전이 확대되다가 인장철근의 항복없이 급격한 취성전단파괴의 양상을 나타내었다. Fig. 21은 시험체의 극한하중단계에서의 주압축응력 분포양상을 나타낸 것이다.

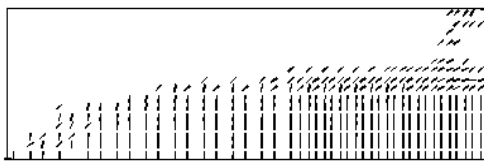
세 경우의 시험체 각각에 대한 인장철근의 항복 및 극한 하중 단계에 대한 하중 및 변형 관계의 실험 및 해석 결과를 비교하여 Table 2에 나타내었는데, 본 연구에서 개발된 3차원 유한요소모델은 철근콘크리트 보의 휨 및 전단 파괴 양상에 따른 비선형 거동 예측을 비교적 잘 묘



(a) at failure by experiment



(b) at P=12.7 kN by 3-D FEM



(c) at failure by 3-D FEM

Fig. 20 Crack pattern of specimen C

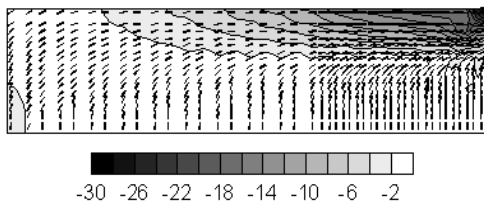


Fig. 21 Compressive stresses (MPa) of specimen C

사해 주는 것으로 판단되었다.

7. 결론

철근콘크리트 부재의 3차원 비선형 유한요소모델에 관한 본 연구를 통해 다음과 같은 결론을 얻었다.

본 연구는 3축의 응력 공간 이외에 구속된 콘크리트의 연성거동을 보다 합리적으로 묘사토록 하기 위해 변형률 공간에서의 파괴조건을 제시하였다. 하중 증가에 따른 휨 및 전단균열 발생에 따른 비선형 거동 및 파괴예측을 합리적으로 하기 위해 균열 발생이후의 3차원 균열발생, 인장연화, 균열면에서의 전단전달특성 및 콘크리트에 매입된 철근의 평균 응력-변형률 관계를 반영하였다. 개발 모델은 콘크리트의 1축 및 3축 압축상태의 거동 뿐만 아니라 철근콘크리트 보의 휨 및 전단 파괴에 따른 거동 및 파괴 양상을 비교적 잘 예측해 주었다.

Table 2 Experimental and FE results of Specimens

Specimen name	Yielding load, MPa (deflection, mm)		Ultimate load, MPa (deflection, mm)	
	experiment	3-D FEM	experiment	3-D FEM
(A)	33.8 (6.25)	33.1 (6.47)	37.2 (25.80)	37.7 (23.53)
(B)	12.86 (3.12)	12.91 (3.01)	13.49 (8.67)	14.23 (6.77)
(C)	not yield	not yield	334 (6.82)	352.0 (7.24)

감사의 글

이 논문은 2010년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구임 (No.2010-0004419, 20100017812)

참고문헌

1. Bresler, B. and Scordelis, A.C. (1963), Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Journal of ACI, 60 (1), pp.51-73.
2. Burns, N.H., and Siess, C.P. (1966), "Plastic hinging in reinforced concrete.," J. Struc. Eng. Div. ASCE, 92(ST5), pp.45-64.
3. Cho, C.G. (2000), An Analytical Study on Compressive Strength of Concrete in Flexural Regions of RC Structural Members, Ph.D Dissertation, Tokyo Institute of Technology, Japan, p.148.
4. Cho, C.G. and Park, M.H. (2003), Finite Element Prediction of the Influence of Confinement on RC Beam-Columns under Single or Double Curvature Bending, Engineering Structures, 25 pp.1525-1536.
5. Elwi, A. A. and Murray, D. W. (1979), A 3D Hypoelastic Concrete Constitutive Relationship, J. Eng. Mech. Div., ASCE, Vol. 105, EM4, pp.623-641,
6. Hotta, H. and Cho, C. G. (2000), Flexural Strength Analysis of RC Members Using Finite Element Models Taking Account of Triaxial Behavior of Concrete, J. of Struc. and Cons. Eng., AIJ, No. 530, pp.112-119.
7. Hsieh, S. S., Ting, E. C., and Chen, W. F. (1979), An Elastic-Fracture Model for Concrete, Proc. 3d Eng. Mech. Div. Spec. Conf. ASCE, pp.437-440, Austin, Texas.
8. Kotsovos, M.D. (1982), A Fundamental Explanation of the Behavior of Reinforced Concrete Beams in Flexural based on the Properties of Concrete under Multiaxial Stress, Mat. & Struct., RILEM, 15, pp.529-537.
9. Kupfer, H. B., Hildorf, H. K., and Rusch, H. (1969), Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, J. of ACI, Vol. 66, No. 8, pp.656-666.
10. Okamura, H. and Maekawa, K. (1991), Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete, Gihodo, Japan.

-
11. Saenz, L. P. (1964), Discussion of Equation for the Stress -Strain Curve of Concrete by Desayi and Krishnan, J. of ACI, Vol. 61, pp.1229-1235.
 12. Smith, S. H. (1987), SRS, No. 87-12, Dept. of Civ. Arch. and Env. Eng., Univ. of Colorado, Boulder.

(접수일자 : 2010년 6월 29일)
(심사완료일자 : 2010년 7월 21일)

요 지

철근콘크리트 보의 휨 및 전단파괴 예측을 위한 철근콘크리트 부재의 3차원 유한요소모델을 개발하였다. 다축구속응력 하에서의 콘크리트의 연성거동을 보다 정확히 예측하기 위해 변형률 공간에서의 콘크리트 파괴기준을 제시하였다. 3축하에서의 콘크리트 균열거동을 위해 균열발생 후 인장연화거동, 골재맞물림 및 다우얼효과를 고려한 균열면 전단전달특성을 고려토록 하였다. 휨 및 전단 파괴 양상을 갖는 보 시험체와의 비교 연구를 통하여 본 유한요소 모델은 저보강보의 연성 휨 파괴 뿐만 아니라 전단보강되지 않은 철근콘크리트 보의 취성 전단 파괴 양상을 갖는 부재의 거동 예측에도 유효한 것으로 판단되었다.

핵심 용어 : 철근콘크리트 보, 유한요소모델, 휨과 전단, 변형률 공간 파괴기준
