

단조하중을 받는 철근콘크리트 휨부재의 처짐해석

Analysis of Deflection of Reinforced Concrete Flexural Members under Monotonic Loading

변 근 주* · 김 영 진**
Byun, Keun Joo · Kim, Young Jin

Abstract

This paper concentrates on the analysis of deflection of the reinforced concrete flexural members under monotonic loading. Concrete is treated as an orthotropic nonlinear material. The concept of equivalent strain and crack strain are used to establish independent stress-strain relationships in the directions of orthotropy. Steel is modeled as an elastoplastic material, and von Mises failure criterion is applied. The finite element computer program for the nonlinear analysis of the deflection of RC flexural members under monotonic loading is developed. The accuracy and reliability of the numerical procedure is demonstrated by the FEM analysis and experiments of the under reinforced concrete beams over the entire loading range up to failure.

要 旨

본 연구는 단조하중을 받는 철근콘크리트 휨부재의 처짐을 해석하기 위한 것으로서, 콘크리트는 직교 이방성재료로 모형화하고, 이력거동과 균열거동을 추적하기 위하여 등가일축변형율과 균열변형율을 이용하며, 철근은 탄소성재료로 모형화하고, 항복조건으로는 von Mises기준을 적용한다. 단조하중을 받는 철근콘크리트 휨부재의 변위거동을 해석하기 위하여 4절점 등매개요소와 트러스요소의 유한요소정식과 중분-반복기법을 적용한 유한요소 프로그램을 도출하고, 단조하중을 받는 파소 철근콘크리트 보에 대한 실험결과와 본 연구의 해석결과를 비교하여 개발된 모형과 해석프로그램의 타당성을 검증한다.

1. 서 론

건설재료로 가장 널리 사용되는 콘크리트는 교량, 해양구조물, 고층건물, 댐, 원자력발전소, 포장구

조물 등 다양한 구조물의 건설에 사용되고 있다. 이는 다른 건설재료에 비하여 콘크리트가 갖는 경제성과 콘크리트에 관련된 기술적 진보에 의한 결과이다. 이와 같은 구조물들은 일축하중상태는 물

*정회원 · 연세대학교 공과대학 토목공학과 교수

**정회원 · 연세대학교 대학원 토목공학과 박사과정

론 이축, 삼축의 다양한 하중조건하에 놓이게 되는 경우가 많기 때문에, 구조물의 안전성과 사용성을 확보하기 위해서는 이러한 하중조건하에 있는 구조물의 거동을 예측, 이해할 수 있는 구조해석이 이루어져야 한다. 특히 최근에 구성재료의 고강도화가 이루어지고, 설계법이 변천됨에 따라 부재단면이 감소되는 경향이 있기 때문에 사용성에 대한 평가가 강조되고 있는 실정이다^(1, 2, 3). 이러한 이유로 강도설계법과 한계상태설계법에서도 반드시 사용성을 고려하도록 규정하고 있다.

사용성을 평가하는 방법으로는 실험적 연구와 해석적 연구가 있는데, 실험적 연구는 하중상태에 따른 구조응답을 실측하므로써 구조거동을 이해할 수 있고, 이는 해석적 연구의 기본자료로 활용되기는 하나, 경제성과 기술적 문제 등으로 많은 난점이 수반되게 된다⁽⁴⁾. 따라서 실제 구조응답을 적절한 구성모형과 비선형 해석방법을 이용하여 모의발생시킬 수 있는 해석적 연구에 대한 관심이 집중되기 시작했다. 해석적연구를 효과적으로 수행하기 위해서는 구성재료의 중요한 거동특성을 정확히 반영할 수 있는 재료의 모형화가 선행되어야 한다. 따라서 본 연구에서는 단조하중을 받는 철근콘크리트 휨부재의 처짐해석에 목적을 두고, 첫단계에서는 등가 일축변형률과 균열변형률을 이용하여 단조하중을 받는 콘크리트의 비선형 응력-변형률 관계와 균열의 개폐가 부재거동에 미치는 효과를 각각 모형화하고, 철근은 탄소성재료로 모형화하며, 두번째 단계에서는 철근콘크리트 휨부재의 변위거동을 해석하기 위하여 4절점 등매개요소와 트러스요소의 유한요소정식과 증분-반복기법을 적용한 유한요소해석프로그램을 도출하고, 세번째 단계에서는 단조하중을 받는 과소 철근콘크리트 보에 대한 실험치와 본 연구의 이론 해석결과를 비교하여 개발된 모형과 해석프로그램의 타당성을 검증하는데 연구의 목적을 둔다.

2. 재료의 특성과 모형화

2.1 콘크리트

2.1.1 응력-변형률 선도

일축압축을 받는 콘크리트는 그림 2.1에 나타낸 바와 같이 극한응력의 30-50%까지는 응력-변형률 선도가 거의 직선을 유지하지만, 응력이 증가되어

극한응력의 75-90%에 이르러서는 곡선을 이루며 극한응력에 도달하게 되고, 극한응력 이후에는 변형율이 증가함에 따라 응력이 감소되는 변형연화현상을 나타내는 하강부를 거쳐서 극한변형률 ϵ_{cu} 에 이르러 압축파괴되는데, 이러한 현상은 내부미세균열의 발생과 밀접한 관계가 있다^(5, 6). 한편 콘크리트의 인장강도는 압축강도에 비하여 그 크기는 작으나, 실제 거동시 균열의 형성과 전파에 중요한 영향을 주기 때문에 수치해석에 반영하는 것이 타당하다⁽⁷⁾.

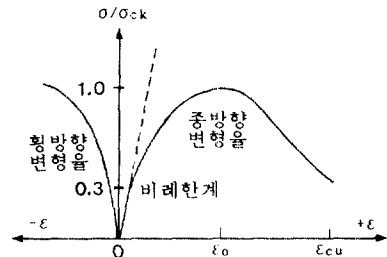


그림 21 일축응력을 받는 콘크리트의 응력-변형률 관계

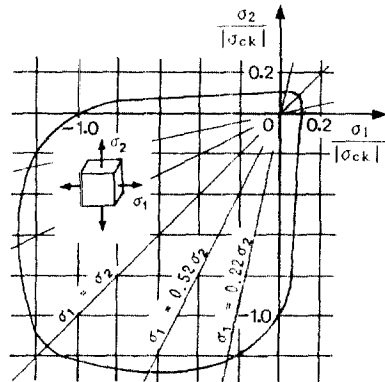


그림 22 이축응력을 받는 콘크리트의 강도특성

이축응력을 받는 콘크리트는 그림 2.2에 나타난 Kupfer의 실험에서 볼 수 있는 바와 같이 일축응력을 받는 경우와 다른 거동을 보이는데, 이방향압축응력을 받는 경우에는 내부미세균열의 억제효과로 인하여 일축압축응력을 받는 경우보다 콘크리트

의 강도가 증가된다. 한편 압축-인장응력이 작용될 때는 인장응력의 증가에 비례하여 압축강도가 감소되며, 이축인장응력이 작용할 때의 인장강도는 일축인장강도와 거의 일치하는 거동특성이 있다⁹⁾.

2.1.2 콘크리트의 비선형모형

평면응력상태에 있는 구조물의 응력상태는 이축 응력상태가 되고 이때 각 축방향의 콘크리트의 특성은 동일하지 않기 때문에⁹⁾, 직교이방성재료로 고려해야 한다. 직교이방성재료에 대한 응력 증분 $\{d\sigma\}$ 과 변형을 증분 $\{d\epsilon\}$ 사이의 관계는 식(2.1)과 같다⁹⁾.

$$\begin{bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{bmatrix} = \frac{1}{1-\nu_1\nu_2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu_2 E_1 & 0 \\ \nu_1 E_2 & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu_1\nu_2)G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\tau_{12} \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

여기서 E_1, E_2 는 주축방향의 콘크리트의 탄성계수이고, ν_1, ν_2 는 주축방향의 콘크리트의 포아슨비이다. 식(2.1)에서 재료강성도 행렬의 대칭성으로부터 식(2.2)와 같은 등가포아슨비(equivalent Poisson's ratio)를 정의하고, 전단탄성계수 G 는 재료축회전에 대하여 불변이라는 조건에서 식(2.3)과 같이 얻을 수 있다⁹⁾.

$$\nu^2 = \nu_1\nu_2 \quad (2.2)$$

$$(1-\nu^2)G = \frac{1}{4} (E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1E_2}) \quad (2.3)$$

식(2.2)와 식(2.3)을 이용하면 식(2.1)은 식(2.4)와 같다.

$$\begin{bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{bmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1E_2} \\ & E_2 \\ \text{Sym.} & & 0 \\ & & 0 & 1/4(E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1E_2}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\tau_{12} \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

중분형의 등가일축변형을 $d\epsilon_{1e}, d\epsilon_{2e}$ 를 식(2.5)와 같이 정의하면, 식(2.4)는 식(2.6)과 같이 된다.

$$d\epsilon_{1e} = \frac{1}{1-\nu^2} \left[d\epsilon_1 + \nu\sqrt{\frac{E_2}{E_1}} d\epsilon_2 \right] \quad (2.5)$$

$$d\epsilon_{2e} = \frac{1}{1-\nu^2} \left[\nu\sqrt{\frac{E_1}{E_2}} d\epsilon_1 + d\epsilon_2 \right]$$

$$\begin{aligned} d\sigma_1 &= E_1 d\epsilon_{1e} \\ d\sigma_2 &= E_2 d\epsilon_{2e} \\ d\tau_{12} &= G d\tau_{12} \end{aligned} \quad (2.6)$$

식(2.6)의 관계는 일축응력상태와 동일한 형태가 되기 때문에, $d\epsilon_{1e}, d\epsilon_{2e}$ 를 등가일축변형율(equivalent uniaxial strain)이라 하며, 증분해석시, 비선형재료에 대한 등가일축변형율의 증분은 식(2.7)과 같다¹⁰⁾.

$$\{\Delta\epsilon_{ie}\} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu_2 \\ \nu_1 & 1 \end{bmatrix} \{\Delta\epsilon_i\} \quad (2.7)$$

여기서 $\Delta\epsilon_i$ 는 주변형율의 증분이고, ν 는 등가포아슨비이므로, 임의 하중단계에서의 등가일축변형율은 식(2.8)과 같다.

$$\{\epsilon_{ie}\} = \{\epsilon_{ie}^{old}\} + \{\Delta\epsilon_{ie}\}, i=1, 2 \quad (2.8)$$

여기서 $\Delta\epsilon_{ie}$ 는 식(2.7)에서 구한 등가일축변형율의 증분이고, ϵ_{ie}^{old} 는 전 단계의 등가일축변형율을 다음 단계의 주축방향으로 변환한 값이다.

2.1.3 등가일축응력-변형율 관계

식(2.4)의 구성식은 주축방향의 탄성계수 E_1, E_2 와 등가포아슨비 ν 로만 구성되어 있으며, 본 구성식을 이용하기 위해서는 하중수준에 따른 이들 값을 결정해야 한다.

철근콘크리트 휨부재에 단조증가하중이 재하될 경우, 콘크리트요소에 작용하는 응력성분도 단조증가되며, 따라서 주응력도 단조증가되게 된다. 본 연구에서는 이러한 이축응력을 받는 콘크리트의 거동을 직접 모형화하는 대신에, 각 축방향의 거동을 독립적으로 고려하여 일축 단조하중을 받는 콘크리트로 모형화한다. 일축 단조하중을 받는 경우의 응력-변형율 선도는 그림 2.1과 같이 상승부와 하강부로 구성된다. 이때 상승부의 응력-변형율관계는 Saenz의 식에 등가일축변형율을 적용하여 식(2.9)와 같이 나타낼 수 있다⁹⁾.

$$\sigma_i = \frac{E_0 \epsilon_{ie}}{1 + \left[\frac{E_0}{E_{sec}} - 2 \right] \left[\frac{\epsilon_{ie}}{\epsilon_{ic}} \right] + \left[\frac{\epsilon_{ie}}{\epsilon_{ic}} \right]^2} \quad (2.9)$$

여기서 ϵ_{ie} 는 식(2.8)로 산정한 등가일축변형율이고, σ_i 는 각 등가일축변형율에 대응하는 i 축 상의 응력이다. 또한 E_0 는 초기절선탄성계수이고, E_{sec} 는 절선탄성계수로 $\sigma_{ic}/\epsilon_{ic}$ 이며, σ_{ic} 는 최대응력, ϵ_{ic} 는 최대응력에 대응하는 등가일축변형율이다. 한편, 하강

부는 Darwin, Pecknold⁽⁹⁾, Hu, Schnobrich⁽¹¹⁾의 해석적 연구와 Smith, Young⁽¹²⁾, Wang, Shah, Naaman⁽¹³⁾ 등의 실험적 연구에 근거하여(σ_{ic} , ϵ_{ic})와 $(0.2\sigma_{ck}, 4\epsilon_o)$ 를 지나는 직선으로 모형화하며, 그림 2.3과 같다.

탄성계수로서 상승부에서는 식(2.9)를 등가일축 변형율에 대하여 미분하여 구한 접선탄성계수를, 하강부에서는 0을 사용한다⁽¹⁴⁾. 한편 인장영역에서의 콘크리트는 선형탄성취성재료(linear elastic brittle material)로 모형화하며, 이때 탄성계수는 초기접선탄성계수인 E_o 를 사용한다.

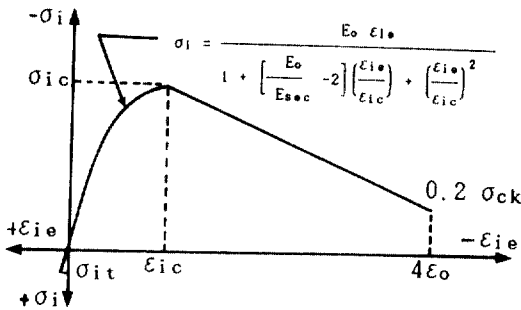


그림 2.3 단조하중을 받는 콘크리트의 모형화

등가포아손비는 각 주축방향의 주응력 σ_1, σ_2 가 그림 2.2의 인장-인장, 압축-압축 영역에 있을 때는 0.2이고, 인장-압축영역에 있을 때는 식(2.10)과 같다⁽¹⁵⁾.

$$\nu = 0.2 + 0.6 \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_{ck}} \right]^4 + 0.4 \left[\frac{\sigma_1}{\sigma_{1c}} \right]^4 \leq 0.99 \quad (2.10)$$

2.1.4 균열상태의 콘크리트

콘크리트에서 발생하는 균열은 철근콘크리트 구조물의 비선형 거동의 주된 원인이 되며, 균열거동을 구조해석에 반영하기 위하여는 적절한 균열 발생기준, 균열의 표현방법을 설정해야 한다. 균열발생기준으로 주응력 σ_1, σ_2 가 인장-인장 영역에 있을 때는 콘크리트표준시방서의 휨인장강도(또는 파괴계수)를, 인장-압축영역에 있을 때는 Kupfer의 실험식을 사용한다. 균열의 발생으로 생기는 불연속 변위를 직접 취급하는 대신에 불연속 변위량과 수학적으로 등가인 균열변형율(crack strain)을 이용하고, 균열을 포함하는 유한의 영역을 연속체로 생각하여 이의 평균적 성질을 유한요소 모델로 표현

한다⁽¹⁶⁾. 콘크리트요소에서 발생할 수 있는 균열의 양상은 (a) 무균열, (b) 일차균열형성, (c) 일차균열 폐쇄, (d) 일차, 이차균열형성 후, 일차균열폐쇄, (e) 일차, 이차균열폐쇄, (f) 일차, 이차균열형성으로 모형화될 수 있다^(9, 15).

두 주응력 중 어느 하나가 인장강도를 초과하면 그 요소는 주응력에 직각인 방향으로 균열이 발생한다고 가정한다. 이때 응력-변형을 관계는 균열변형율과 가상일의 원리를 적용하여 구하면 식(2.11)과 같다⁽¹⁶⁾.

$$\begin{bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

여기서 G 는 비균열콘크리트의 전단탄성계수, E_2 는 최소주응력방향의 탄성계수, β 는 균열콘크리트의 전단보유계수이다. 균열이 발생하면 균열의 직각방향의 응력은 0으로 해방된다고 가정한다. 균열로 인해 전단응력도 감소하지만 철근의 연결작용과 콘크리트의 골재맞물림현상 때문에 0으로 감소하지는 않는다. 균열면을 통해 전달되는 전단응력의 정도는 균열폭에 반비례하기 때문에 감소된 전단탄성계수는 식(2.12)와 같이 나타낸다⁽¹⁶⁾.

$$\beta G = G \frac{0.5}{\epsilon_{cr}/\epsilon_{10}}, \quad \epsilon_{cr} \geq \epsilon_{10} \\ \beta G = G, \quad \epsilon_{cr} < \epsilon_{10} \quad (2.12)$$

여기서 G 는 비균열콘크리트의 전단탄성계수, ϵ_{cr} 은 균열변형율이고, ϵ_{10} 는 임계균열변형율이다. 일방향 균열발생 후 균열방향의 콘크리트는 일축응력만 받게 되고 이때 그 축방향의 압축강도는 감소하게 되는데, 발생한 균열의 정도에 따른 강도의 변화는 식(2.13)과 같다⁽¹⁷⁾.

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{ck}} = \frac{1}{0.8 + 0.34(\epsilon_{cr}/\epsilon_o)} \leq 1.0 \quad (2.13)$$

여기서 σ_m 은 감소된 최대압축응력, σ_{ck} 는 설계기준강도, ϵ_{cr} 은 균열변형율, ϵ_o 는 최대압축변형율이다.

2.2 철근

철근은 콘크리트에 비하여 균질한 재료로서 거동을 수식적으로 나타내기가 용이하다. 인장시험시 철근의 거동은 압축을 받을 경우에도 유사하게 나타난다. 반복하중을 받는 철근의 응력-변형을 관계에는 변형율경화와 Baushinger효과가 나타난다.

그러나 거시적관점에서 철근은 그림 24와 같은 탄소성 거동을 하는 재료로 모형화하고, 항복조건으로 von Mises의 항복조건식을 사용한다⁽⁷⁾. 또한 철근은 단면적에 비하여 길이가 길기 때문에 그림 2.5와 같은 일축방향의 하중만을 부담하는 트러스요소로 모형화한다.

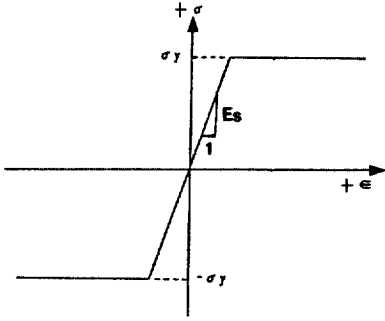


그림 24 철근의 탄소성모형

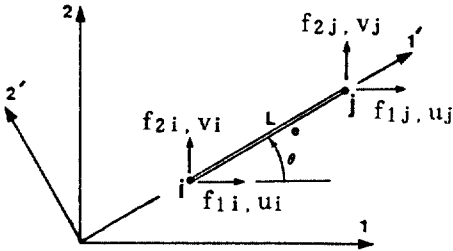


그림 25 트러스요소

3. 유한요소의 정식화

콘크리트 요소는 4절점 등매개요소를 사용하였는데, 임의 요소내 변위 {u}를 형상함수 [N]과 절점 변위 {d}로 표시하면 식(3.1)과 같다⁽⁸⁾.

$$\{u\} = [N] \{d\} \quad (3.1)$$

한편 변형률 {ε}은 절점변위 {d}와 식(3.2)의 관계가 있고, 응력 {σ}와 변형률 {ε}은 식(3.3)의 관계를 갖는다.

$$\{\epsilon\} = [B] \{d\} \quad (3.2)$$

$$\{\sigma\} = [D] \{\epsilon\} \quad (3.3)$$

최소일의 원리를 적용하여 요소의 강성도 행렬을 구하면 식(3.4)와 같다.

$$[k_c] = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} [B]^T [D] [B] h \det J d\xi d\eta \quad (3.4)$$

한편 철근은 1차원 트러스요소로 모형화하였는데, 그림 25와 같은 트러스요소에서 국부좌표계 1'-2'에서의 절점력-절점변위 관계식은 식(3.5) 또는 (3.6)과 같다⁽⁹⁾.

$$\begin{Bmatrix} f_{1i'} \\ f_{2i'} \\ f_{1j'} \\ f_{2j'} \end{Bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \end{Bmatrix} \quad (3.5)$$

$$\{f'\} = [k_s'] \{d'\} \quad (3.6)$$

여기서 A는 철근의 단면적, L은 철근요소의 길이, E는 철근의 탄성계수로서 그림 24에 도시한 바와 같이 탄성영역에서는 E_s, 소성영역에서는 0을 사용한다.

식(3.6)의 강성도행렬 {k'_s}은 전체좌표계 1-2에 대하여 식(3.7)의 변환과정을 거쳐서 식(3.8)과 같이 얻어진다.

$$[k_s] = [T]^T [k_s'] [T] \quad (3.7)$$

$$= \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} \lambda^2 & \lambda\mu & -\lambda^2 & -\lambda\mu \\ & \mu^2 & -\lambda\mu & -\mu^2 \\ & & \lambda^2 & \lambda\mu \\ \text{Sym.} & & & \mu^2 \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

여기서 λ = cosθ, μ = sinθ이고, θ는 철근이 전체좌표계와 이루는 각이다.

구조 전체의 강성은 철근의 강성과 콘크리트의 강성으로 구성되는데, 이때 철근을 나타내는 트러스요소는 콘크리트를 나타내는 사각형 요소와 절점을 공유하며 절점에서 완전부착되어 있다고 가정하고, 트러스요소의 요소강성도행렬 [k_s]를 사각형요소의 요소강성도행렬 [k_c]에, 공유하는 절점에 대응하는 위치에 중첩시켜 사각형요소의 강성도행렬을 수정하므로써 철근의 영향을 반영한다.

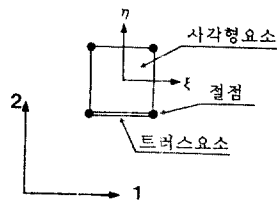


그림 31 트러스요소와 사각형요소의 결합

만일 철근이 그림 3.1과 같이 콘크리트요소의 한 변에 위치하고 있다면 사각형요소의 요소강성도행렬 $[k_c]_{8 \times 8}$ 중 4개의 성분을 식(3.9)와 같이 수정하여 사용한다⁽⁶⁾.

$$\begin{aligned} k_m(1, 1) &= k_c(1, 1) + AE/L \\ k_m(1, 3) &= k_c(1, 3) - AE/L \\ k_m(3, 1) &= k_c(3, 1) - AE/L \\ k_m(3, 3) &= k_c(3, 3) + AE/L \end{aligned} \quad (3.9)$$

여기서 E는 그림 2.4에서 규정한 철근의 탄성계수이다. 따라서 전체강성도는 각 요소에 해당되는 식(3.4)의 사각형요소의 강성도행렬 $[k_c]$ 또는 식(3.9)의 수정강성도행렬 $[k_m]$ 를 조합하여 구할 수 있다.

4. 수치해석과정

단조하중을 받는 철근콘크리트 휨부재의 하중-변위 관계를 추적하기 위하여 본 연구에서 사용한 유한요소는 4절점 등대개요소와 트러스요소이며, 비선형 거동에 큰 영향을 주는 콘크리트의 균열은 요소의 형상은 변화시키지 않고 단지 요소의 재료성질만을 변화시켜서 수치해석에 반영한다. 수치해석 방법으로는 증분형 반복기법(incremental iterative method)을 사용하고, 각 하중증분의 매 반복과정 중 발생하는 잔차력(residual force)은 접선강성도법(tangential stiffness method)에 의해 산정한다⁽⁶⁾. 구조물에 작용할 전체 하중을 분할하여 증분하중으로 작용시키며, 각 하중증분에 대한 해석과정은 다음과 같다.

(1) 각 요소에 대한 강성도 행렬을 구한 후 전체 구조물의 전체 강성도 행렬을 구한다.

(2) 하중증가분에 의한 각 절점의 변위를 구한다.

(3) 전 단계의 하중증분에 의해 구한 변위에 새로 구해진 변위를 합하여 총 변위를 구한다.

(4) 콘크리트와 철근요소의 변형율, 응력을 구한다. 콘크리트요소의 경우는 단계 (5)로, 철근요소의 경우는 단계 (6)으로 간다.

(5) 콘크리트요소의 경우는 압축부에서의 이력거동 또는 인장부에서의 균열거동에 따라 요소강성도행렬을 새로 구하고, 압축파괴 또는 균열발생에 의한 해방력을 산정하여 요소응력을 산정한 후 단계 (7)로 간다.

(6) 철근요소의 경우는 적용한 항복기준과 단계 (4)에서 구한 응력을 비교하고, 만일 구한 응력이 탄성범위내에 있게 되면 단계 (7)로 가나, 응력이 소성범위에 놓이게 되면 소성상태의 응력을 계산한 후 단계 (7)로 간다.

(7) 구한 응력으로부터 각 절점에 작용한 절점력의 총합을 계산하여, 작용되는 외력과의 평형조건을 검토한다. 만약 평형조건이 만족되지 않으면 잔차력을 산정하여 단계 (2)로 가서 반복계산을 수행한다. 그러나 만일 평형조건이 만족되면 단계 (8)로 간다.

(8) 결과를 출력하고, 다음 하중단계에 대한 해석을 수행한다.

5. 수치예

5.1 철근콘크리트 보에 대한 정적재하실험

단조하중을 받는 휨부재의 변위거동을 분석하기 위하여 극한강도설계법에서 대상으로 하는 과소철근콘크리트 실험용 보를 제작하였는데, 실험에 사용된 보의 제원은 그림 5.1과 같다. 한편 압축강도 측정용시편과 보의 제작에 사용된 콘크리트의 배합비는 표 5.1과 같다. 사용된 시멘트는 보통포틀랜드 시멘트이고, 잔골재와 굵은골재는 임진강산이며, 굵은골재의 최대치수는 25mm, 골재번호는 #57이다. 철근량의 변화에 따른 구조응답의 변화를 측정하기 위해 주철근은 SD 30의 D16을 한가닥 및 두가닥 배치하고, 전단지간에는 휨과파괴에 전단파괴가 일어나지 않도록 하기 위하여 SD 30의 D10인 스티럽을 7cm간격으로 배치하였다. 하중재하는 이론적인 극한하중의 10%에 해당하는 하중을 증분하중으로 설정하고 50톤 만능피로시험기를 이용하여 3등분점재하법으로 재하하며, 재하속도는 KS F2408(콘크리트의 휨강도 시험방법)에 따른다.

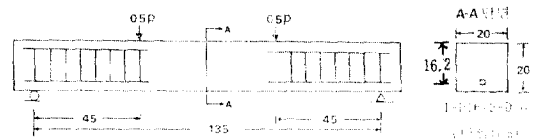


그림 5.1 실험용 철근콘크리트 보의 제원

표 5.1 콘크리트의 배합설계표

콘크리트강도 (kg/cm ²)	슬럼프 (cm)	W/C (%)	s/a (%)	단위량(kg/m ³)			
				물	시멘트	잔골재	굵은골재
330-360	6±1	34.9	37.0	180	516	626	1066

5.2 실험결과 및 분석

전술한 해석과정을 전산프로그램으로 작성하고 이 방법의 타당성을 검증하기 위하여, 본 연구에서 실험한 단순보를 수치예제로 사용한다. 재료특성은 표 5.2 (a), (b) 및 (c)와 같고, 구조해석을 위한 요소분할은 구조물의 대칭성을 이용하여 보의 절반을 그림 5.2와 같이 60개의 4절점요소와 굵은 실선으로 표시한 15개의 트러스요소로 나눈다.

표 5.2 (a) 콘크리트의 압축강도실험결과

사 용 주철근	시 편 번 호	보시험시의 측정 압축강도 (kg/cm ²)	평 균 압축강도 (kg/cm ²)	시 편 크 기	계산에 의한 휨 인장강도 (kg/cm ²)
1-D16	BSC11	323.6	329.7 ≈330	φ15cm	36.3 ≈36
	BSC12	329.8			
	BSC13	335.8			
2-D16	BSC21	322.2	359.5 ≈360	×30cm	37.9 ≈38
	BSC22	408.1			
	BSC23	348.3			

표 5.2 (b) 철근의 인장실험결과

시편번호	항복하중 (kg)	항복강도 (kg/cm ²)	평균항복강도 (kg/cm ²)
S1	6333.3	3189.0	3272.9
S2	6666.7	3356.8	≈3273
S3	6500.0	3272.9	

표 5.2 (c) 수치해석에 사용된 재료특성

구 분	사 용 주철근	σ _{ck} (kg/cm ²)	σ _y (kg/cm ²)	σ _t (kg/cm ²)	E _c (kg/cm ²)	E _s (kg/cm ²)
BS#1	1-D16	330	3273	36	2.72x10 ⁵	2.04x10 ⁶
BS#2	2-D16	360	3273	38	2.85x10 ⁵	2.04x10 ⁶

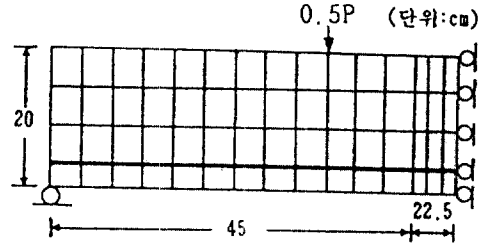


그림 5.2 요소분할

표 5.3(a) BS#1 series의 실험결과

하중 (ton)	해석처짐 (mm)	실측처짐 (mm)				시방서 처 짐 (mm)	시방서공 칭휨강도 (ton)
		BS#1-1	BS#1-2	BS#1-3	평균치		
0.42	0.05	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	
0.84	0.10	0.10	0.20	0.10	0.15	0.10	
1.25	0.16	0.30	0.30	0.20	0.27	0.15	
1.67	0.21	0.40	0.40	0.30	0.37	0.19	
2.09	0.28	0.50	0.60	0.40	0.50	0.25	
2.51	0.36	0.60	0.70	0.50	0.60	0.45	
2.92	0.51	1.00	1.00	0.80	0.93	0.70	
3.34	0.84	1.40	1.40	1.10	1.30	0.99	
3.76	1.52	1.70	1.70	1.40	1.60	1.31	
4.18	2.63	2.10	2.00	1.80	1.97	1.63	
4.59	4.11	2.60	3.50	2.20	2.77	1.95	
5.01	6.76	7.80	6.00	8.80	7.50	2.27	
5.43	9.31	16.40	12.00	19.80	16.07	2.57	
5.85	12.00	31.80	28.00	35.80	31.87	2.88	

(★ : 시방서공칭휨강도를 하중으로 환산한 수치)

표 5.3(b) BS#2 series의 실험결과

하중 (ton)	해석처짐 (mm)	실측처짐 (mm)				시방서 처 짐 (mm)	시방서공 칭휨강도 (ton)
		BS#2-1	BS#2-2	BS#2-3	평균치		
0.88	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.09	
1.76	0.20	0.20	0.10	0.10	0.13	0.19	
2.63	0.30	0.40	0.20	0.20	0.27	0.43	
3.51	0.40	0.50	0.60	0.40	0.50	0.87	
4.39	0.54	0.80	0.80	0.70	0.77	1.33	
5.27	0.75	1.00	1.00	0.90	0.97	1.78	
6.14	1.03	1.40	1.30	1.20	1.30	2.21	
7.02	1.39	1.70	1.60	1.50	1.60	2.63	
7.90	1.90	2.00	2.00	1.80	1.93	3.02	
8.78	2.60	2.40	2.50	2.20	2.37	3.40	
9.65	3.48	2.70	2.80	2.50	2.67	3.78	
10.53	6.22	3.20	7.20	9.20	6.53	4.15	
11.41	10.30	8.60	25.20	12.10	15.30	4.52	
12.29	17.60	20.70		35.60	28.15	4.88	

(★ : 시방서공칭휨강도를 하중으로 환산한 수치)

단조증가하중을 받는 BS#1 series 및 BS#2 series의 중앙부의 변위를 실측하고 본 연구의 해석결과 및 시방서처짐과 비교하면 표 5.3 (a), (b)과 각각 같고, 이를 도시하면 BS#1 series는 그림 5.3, BS#2 series는 그림 5.4와 같다.

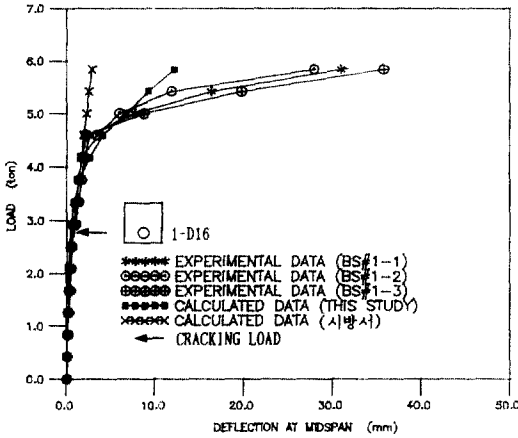


그림 5.3 BS#1 series의 하중-변위 관계

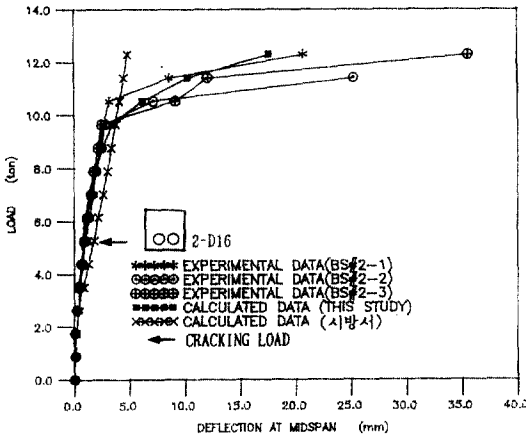


그림 5.4 BS#2 series의 하중-변위 관계

BS#1 series의 실측평균균열하중, 항복하중 및 파괴하중은 2.78ton, 4.59ton, 5.99ton이고, BS#2 series의 실측평균균열하중, 항복하중 및 파괴하중

은 5.27ton, 9.94ton, 12.00ton.으로서 철근량이 2배 증가함에 따라 보의 하중저항능력은 약 2배정도 증가 되는 것으로 실측되었다.

한편 그림 5.3, 5.4에서 볼 수 있는 바와 같이, 시험체는 모두 과소철근콘크리트 보이기 때문에 전체적인 하중-변위 거동은 거의 유사하며, 하중-변위 관계는 크게 세부분으로 구성되어 있다. 즉 하중수준이 0인 단계에서 휨균열이 발생하는 점까지의 구간, 휨균열발생 후 철근이 항복하는 점까지의 구간, 철근항복 후 파괴점까지의 구간으로 구분된다. 휨균열이 발생하기 전까지의 구간에서는 변위는 하중의 증분에 따라 거의 선형거동을 보이다가, 극한하중의 약 45%되는 하중수준에서 균열이 발생하면서 보의 강성이 감소됨에 따라 하중증분에 대한 변위 증분이 점차로 증가되는 거동을 보였다. 세번째 구간에서는 콘크리트의 비선형거동과 함께 철근의 항복에 의해 하중저항능력을 상실하기 시작하여, 인장철근의 항복 후 콘크리트의 압축파괴로 인하여 보가 파괴에 이르게 되는 거동이 관찰되었다. 또한 항복처짐은 BS#1 series는 2.2mm, BS#2 series는 2.8mm로써 약 21%정도 증가된 값을 나타내는데, 이는 철근량의 증가에 따른 보의 강성의 증가에 기인한다고 분석된다.

본 연구의 실험을 통하여 휨부재의 비선형거동의 주요한 원인으로 분석된 균열, 파쇄를 포함한 콘크리트의 비선형거동과 철근의 항복을 고려하여, 철근콘크리트 보의 변위거동을 해석하여 얻은 본 연구의 해석치는 BS#1 series 및 BS#2 series의 전체적인 변위거동을 잘 나타내고 있으며, 실험치와 유사한 거동을 모의발생시키고 있어, 본 재료모형과 해석과정은 단조하중을 받는 과소 철근콘크리트 보가 파괴에 이를때까지의 변위거동을 비교적 정확하게 추적할 수 있는 것으로 분석된다.

6. 결론

단조하중을 받는 철근콘크리트 휨부재의 처짐해석을 위하여 구성재료모형과 해석프로그램을 도출하고, 그 해석과정과 재료모형의 타당성을 검토하기 위하여 본 연구의 해석결과와 실험결과를 비교하여 얻은 결론은 다음과 같다.

(1) 단조하중을 받는 철근콘크리트 휨부재의 하중-변위거동을 예측할 수 있는 재료모형과 해석프

로그래를 도출하였다. 콘크리트는 직교이방성재료로, 철근은 탄소성재료로 모형화하였으며, 해석프로그램은 4절점등매개요소 및 트러스요소의 유한요소정식과 중분형반복기법을 이용하여 도출하였다.

(2) 도출된 해석과정은 단조하중을 받는 과소철근콘크리트 보의 하중-변위거동을 잘 나타내고 있고 실험결과와 잘 부합하기 때문에, 단조하중을 받는 휨 부재의 변위예측에 안정적으로 사용될 수 있다고 사료된다.

(3) 과소 철근콘크리트 보의 거동은 콘크리트의 강도보다는 철근비의 영향을 크게 받는데, 2-D16의 주철근을 사용한 경우는 1-D16인 경우에 비하여 균열하중, 항복하중 및 파괴하중이 증가하고, 항복처짐은 철근량의 증가에 따라 다소 증가되는 경향을 나타낸다.

감사의 말

본 연구는 1990년도 한국과학기술재단의 연구비지원으로 수행된 것이며, 이에 감사를 드린다.

참 고 문 헌

- Loo, Y. C. and Wong, Y. M., "Analysis of Total Deflection of Reinforced Concrete Box Beams Under Repeated Loading," *ACI Journal*, Vol. 81, No. 1, 1984, pp.87-94.
- Pulmano, V. A. and Shin, Y. S., "Simplified Finite-Element Analysis of Deflection of Reinforced Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 4, 1978, pp.342-348.
- Kripanarayanan, K. M. and Branson, D. E., "Short-Time Deflection of Beams under Single and Repeated Load Cycles," *ACI Journal*, Vol. 69, No. 2, 1972, pp.110-117.
- Lin, C. S., Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Slabs and Shells, *Ph. D. Dissertation*, Dept. of Civil Engineering, University of California, 1973, pp.57-71.
- Shah, S. P. and Sankar, R., "Internal Cracking and Strain-Softening Response of Concrete Under Uniaxial Compression," *ACI Materials Journal*, Vol. 84, No. 3, 1987, pp.200-212.
- Hsu, T. T. C., Slate, F. O., Sturman, G. M. and Winter, G., "Microcracking of Plain Concrete and the Shape of the Stress-Strain Curve," *ACI Journal*, Vol. 60, No. 2, 1963, pp.209-223.
- Carreira, D. J. and Chu, K. H., "Stress-Strain Relationship for Reinforced Concrete in Tension," *ACI Journal*, Vol. 83, No. 1, 1986, pp.21-28.
- Kupfer, H., Hilsdorf, H. K. and Rüsck, H., "Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses," *ACI Journal*, Vol. 66, No. 8, 1969, pp.656-666.
- Darwin, D. and Pecknold, D. A., *Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading for Reinforced Concrete*, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 409, University of Illinois, 1974, pp.1-51.
- Yoschkawa, H. and Tanabe, T., "A Finite Element Model for Cracked Concrete," *Proceeding of JCI Colloquium on Finite Element Analysis of RC Structures*, 1984, pp.65-72.
- Hu, H. T. and Schnobrich, W. C., *Nonlinear Analysis of Plane Stress State Reinforced Concrete Under Short Term Monotonic Loading*, Civil Engineering Studies, Structural Research No. 539, University of Illinois, 1988, pp.200-238.
- Smith, G. M. and Young, L. E., "Ultimate Flexural Analysis Based on Stress-Strain Curves of Cylinders," *ACI Journal*, Vol. 53, No. 6, 1956, pp.597-610.
- Wang, P. T., Shah, S. P. and Naaman, A. E., "Stress-Strain Curves of Normal and Lightweight Concrete in Compression," *ACI Journal*, Vol. 75, No. 11, 1978, pp.603-611.
- Darwin, D. and Pecknold, D., "Analysis of Cyclic Loadings of Plane R/C Structures," *Computers & Structures*, Vol. 7, No. 1, 1977, pp.137-147.
- Yuzugullu, O. and Schnobrich, W. C., "A Numerical Procedure for the Determination of the Behavior of a Shear Wall Frame System," *ACI Journal*, Vol. 70, No. 7, 1973, pp.474-479.
- Nilson, A. H. et al, *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete*, American Society of Civil

- Engineering, 1982, pp.153-292.
17. Hu, H. T. and Schnobrich, W. C., "Nonlinear Analysis of Cracked Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 2, 1990, pp.199-207.
 18. Owen, D. R. J. and Hinton, E., *Finite Elements in Plasticity: Theory and Practice*, Pineridge Press Limited, 1980, pp.157-270.
 19. Shames, I. H. and Dyn, C. L., *Energy and Finite Element Methods in Structural Mechanics*, McGraw-Hill Book Company, 1985, pp.157-270.
 20. Won, Y. H., Nonlinear Constitutive Law of Concrete and Implementation with the Finite Element Method, *Ph. D. Dissertation*, Dept. of Civil Engineering, Arizona State University, 1988, pp.106-107.

(接受 : 1991. 1. 7)