

반복하중을 받는 철근콘크리트 휨부재의 비선형해석

Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Flexural Members under Cyclic Loading

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

요 약

본 논문은 반복하중을 받는 철근콘크리트 휨부재를 비선형해석하기 위한 것으로서, 재료의 구성방정식도출, 비선형 프로그램의 개발 및 개발된 프로그램의 검증으로 구성되어 있다. 재료의 구성방정식도출에서 콘크리트는 직교이방성 재료로 모형화하고, 철근은 탄소성모형으로 취하였다. 반복하중하에서 휨부재의 압축부 콘크리트에 이력거동과 강성 감소, 인장부 콘크리트에는 균열개폐거동과 균열변형률의 개념을 도입하여 콘크리트의 구성방정식을 도출하였다. 반복하중을 받는 철근콘크리트 휨부재를 해석하기 위하여 4절점등매개요소와 트러스요소의 유한요소정식과 증분반복기법을 적용한 유한요소프로그램을 도출하고, 반복하중을 받는 과소 철근콘크리트 보에 대한 실험결과와 해석결과를 비교하여 개발된 재료모형과 해석프로그램의 타당성을 검증하였다.

Abstract

This paper concentrates on the nonlinear analysis of the reinforced concrete flexural members under cyclic loading. To develop a nonlinear material model, concrete is treated as an orthotropic nonlinear material and steel is modeled as an elasto-plastic material. The models for hysteresis behavior with stiffness degradation in compression and for crack opening and closing in tension are included. The finite element computer program for the nonlinear analysis of RC flexural members under cyclic loading is developed. The accuracy and reliability of the numerical procedure is demonstrated by the FEM analysis and test results of underreinforced concrete beams.

1. 서론

설계개념의 변천과 구성재료의 고강도화로 철근콘크리트 휨부재의 단면이 감소되는 경향이 있고 또한 반복하중

의 작용으로 인한 강성저하 등이 발생되므로, 이러한 외적조건으로부터 철근콘크리트 휨부재의 안전성과 사용성을 확보하기 위해서는 그 구조거동을 사전에 예측할 수 있는 구조해석기법이 필요하다.^{1),2),3)}

따라서 본 연구에서는 반복하중을 받는 철근콘크리트 휨부재의 하중단계별 처짐, 부재강도 및 균열영역을 비선

* 성희원, 연세대학교 공과대학 토목공학과, 교수
** 성희원, 연세대학교 산업기술연구소, 선임연구원

형적으로 해석할 수 있는 방법과 프로그램의 개발에 연구의 목적을 두었다. 이를 위하여 첫단계에서는 등가일축변형률과 균열변형률을 이용하여 반복하중을 받는 콘크리트의 이력거동에 따른 강성저하와 균열의 개폐가 부재거동에 미치는 효과를 각각 모형화하고, 철근은 일축응력거동 특성을 가진 탄소성재료로 모형화하였다. 두번째 단계에서는 반복하중을 받는 철근콘크리트 휨부재를 해석하기 위하여 4절점대개요소와 트러스요소를 사용하여 유한요소모형을 정식화하고 증분반복기법을 적용한 비선형유한요소해석프로그램을 도출하였다. 세번째 단계에서는 반복하중을 받는 과소 철근콘크리트 보에 대한 실험결과와 본 연구의 이론해석결과를 비교하여 개발된 비선형해석알고리즘과 해석프로그램의 타당성을 검증하였다.

2. 재료의 구성방정식

2.1 콘크리트

2.1.1 응력-변형률 선도

그림 2.1은 단조하중 및 반복하중을 받는 콘크리트의 응력-변형률 선도이다. 단조하중을 받는 콘크리트의 응력-변형률 선도는 극한응력의 30~50%까지는 거의 직선을 유지하지만, 극한응력의 75~90%에 이르러서는 곡선을 이루며 극한응력에 도달하게 되고, 극한응력 이후에는 변형연화현상을 나타내며 압축 파괴된다.⁴⁾ 한편 반복하중을 받는 콘크리트의 응력-변형률 선도는 이력거동을 나타내며, 이력곡선에 대한 포락선도는 단조하중을 받는 콘크리트의 응력-변형률 선도와 거의 일치하는 거동특성을 나타낸다.⁵⁾

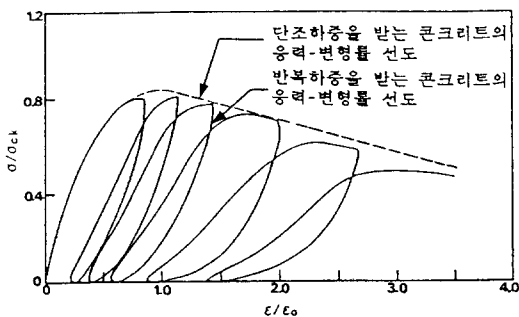


그림 2.1 단조하중 및 반복하중을 받는 콘크리트의 응력-변형률 선도

2.1.2 콘크리트의 비선형모형

평면응력상태에 있는 구조물의 응력상태는 이축응력상태가 되고 이때 각 축방향의 콘크리트의 특성은 동일하지 않기 때문에,⁶⁾ 직교이방성재료로 고려해야 한다. 직교이방성재료에 대한 응력증분 $\{d\sigma\}$ 과 변형률 증분 $\{d\epsilon\}$ 의 관계는 식 (2.1)과 같다.⁷⁾

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

여기서 E_1 , E_2 는 주축방향의 콘크리트의 탄성계수이고, ν_1 , ν_2 는 주축방향의 콘크리트의 포아송비이다. 식 (2.2)와 같이 등가포아송비(equivalent Poisson's ratio)를 정의하고, 전단탄성계수 G 는 재료축회전에 대하여 불변이라는 조건에서 식(2.3)과 같이 얻을 수 있다.⁷⁾

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

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

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

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

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

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

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

$$d\sigma_1 = E_1 d\epsilon_{1e}$$

$$d\sigma_2 = E_2 d\epsilon_{2e} \quad (2.6)$$

$$d\tau_{12} = G d\gamma_{12}$$

식 (2.6)의 관계는 일축응력 상태와 동일한 형태가 되기 때문에, $d\epsilon_{1e}$, $d\epsilon_{2e}$ 를 등가일축변형률(equivalent uniaxial strain)이라 하며, 증분해석시, 비선형재료에 대한 등가일축변형률의 증분은 식 (2.7)과 같다.²⁾

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

여기서 $\Delta\epsilon_i$ 는 주변형률의 증분이고 ν 는 등가포아송비 이므로, 위의 하중단계에서의 등가일축변형률은 식 (2.8)과 같다.

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

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

2.1.2 등가일축응력-변형률 관계

철근콘크리트 휨부재에 반복하중이 재하될 경우, 콘크리트요소에 작용하는 주응력성분도 반복재하된다. 본 연구에서는 이축응력을 받는 콘크리트의 거동을 직접 모형화하는 대신에, 각 축방향의 거동을 독립적으로 고려하여 일축반복하중을 받는 콘크리트로 모형화한다. 일축반복하중을 받는 콘크리트의 응력-변형률 선도의 모형화는 1) 포락선의 모형화, 2) 이력곡선의 모형화 및 3) 강성저하현상의 모형화로 구성된다.

첫번째 단계는 포락선의 모형화이다. 포락선은 그림 2.1에서와 같이 상승부와 하강부로 구성된다. 상승부의 응력-변형률 관계는 Saenz의 식에 등가일축변형률을 적용하여 식 (2.9)와 같이 나타낼 수 있다.⁷⁾

$$\sigma_1 = \frac{E_0 \epsilon_{1e}}{1 + \left[\frac{E_0}{E_{sc}} - 2 \right] \left(\frac{\epsilon_{1e}}{\epsilon_{1c}} \right) + \left(\frac{\epsilon_{1e}}{\epsilon_{1c}} \right)^2} \quad (2.9)$$

여기서 ϵ_{1e} 는 식 (2.8)로 산정한 등가일축변형률이고, σ_1 는 각 등가일축변형률에 대응하는 1축 상의 응력이다. 또한 E_0 는 초기접선탄성계수이고, E_{sc} 는 절선탄성계수로 $\sigma_{1c}/\epsilon_{1c}$ 이며, σ_{1c} 는 최대응력, ϵ_{1c} 는 최대응력에 대응하는 등가일축변형률이다. 하강부는 Darwin, Pecknold⁷⁾의 해석적 연구와 Smith, Young⁸⁾의 실험적 연구 등에 근거하여

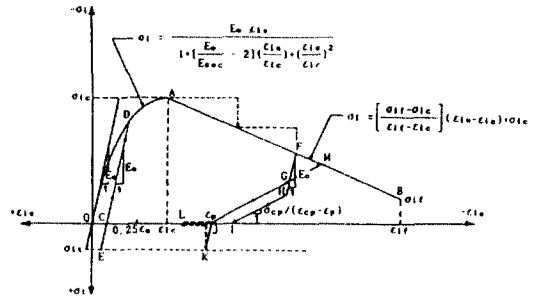


그림 2.2 반복하중을 받는 콘크리트의 모형화

(ϵ_{1c} , σ_{1c})와 $(4\epsilon_0, 0.2\sigma_{ck})$ 를 지나는 직선으로 모형화하며, 이는 그림 2.2와 같다.

두번째 단계는 이력곡선의 모형화이다. 이력곡선중 하중제거곡선은 그림 2.2에 나타난 바와 같이 FH, HI 및 IJ의 직선구간으로 모형화하고, 하중재하곡선은 선분 JM으로서 모형화한다. 한편 세번째 단계는 강성저하의 모형화이다. 이력거동에 따른 강성저하거동은 포락선상에서 하중제거가 시작되는 변형률인 포락선변형률 ϵ_{em} 과 응력수준 0에서 남아있는 잔존변형률인 소성변형률 ϵ_p 의 관계를 식 (2.10)과 같이 모형화한다.¹⁰⁾

$$\frac{\epsilon_p}{\epsilon_0} = 0.145 \left(\frac{\epsilon_{em}}{\epsilon_0} \right)^2 + 0.13 \left(\frac{\epsilon_{em}}{\epsilon_0} \right) \quad (2.10)$$

여기서 ϵ_0 는 일축하중을 받는 콘크리트의 최대응력에 대응하는 변형률이다. 한편 인장영역에서의 콘크리트는 선형탄성취성재료(linear elastic brittle material)로 모형화하며, 이때 탄성계수는 초기접선탄성계수인 E_0 를 사용한다.

등가포아송비는 각 주축방향의 주응력 σ_1, σ_2 가 인장-인장, 압축-압축영역에 있을 때에 0.2이고, 인장-압축영역에 있을 때는 식 (2.11)과 같다.⁷⁾

$$\nu = 0.2 + 0.6 \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{ck}} \right)^4 + 0.4 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1} \right)^4 \leq 0.99 \quad (2.11)$$

2.1.4 균열상태의 콘크리트

콘크리트의 균열은 철근콘크리트 구조물의 비선형 거동의 주된 원인이 되며, 균열거동을 구조해석에 반영하기 위해서는 적절한 균열발생기준, 균열의 표현방법을 설정해야 한다. 균열발생기준으로 주응력 σ_1, σ_2 가 인장-인장영

역에 있을 때는 콘크리트표준시험방식의 휘인장강도를, 인장-압축영역에 있을 때는 Kupfer의 실험식을 사용한다. 한편 균열의 발생으로 생기는 불연속 변위를 직접 취급하는 대신에 불연속 변위량과 수학적으로 등가인 균열변형률(crack strain)을 이용하고, 균열을 포함하는 유한의 영역을 연속체로 생각하여 이의 평균적 성질을 유한요소모형으로 표현한다.⁹⁾

두 주응력중 어느 하나가 인장강도를 초과하면 그 요소는 주응력에 직각인 방향으로 균열이 발생한다고 가정한다. 이때 응력-변형률 관계는 균열변형률과 가상의 원리를 적용하여 구하면 식 (2.12)와 같다.⁸⁾

$$\begin{bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

여기서 G는 비균열콘크리트의 전단탄성계수, E₂는 최소주응력방향의 탄성계수, β는 균열콘크리트의 전단보유계수이다. 균열이 발생하면 균열의 직각방향의 응력은 0으로 해방된다고 가정한다. 균열로 인해 전단응력도 감소하지만 갈래맞물림현상 등으로 인하여 0으로 감소하지 않기 때문에, 균열콘크리트의 전단탄성계수 $\bar{G}(=\beta G)$ 는 식 (2.13)과 같이 나타낸다.¹⁰⁾

$$\bar{G} = G \frac{0.5}{\epsilon_{cr} / \epsilon_{t0}}, \quad \epsilon_{cr} \geq \epsilon_{t0} \quad (2.13)$$

$$\bar{G} = G, \quad \epsilon_{cr} < \epsilon_{t0}$$

여기서 G는 비균열콘크리트의 전단탄성계수, ϵ_{cr} 은 균열변형률이고 ϵ_{t0} 는 임계균열변형률이다. 일방향 균열발생후 균열방향의 콘크리트는 일축응력에 대한 저항능력만 갖게 되며, 그 축방향의 압축강도는 감소하게 되는데, 발생된 균열의 정도에 따라 강도의 변화는 식 (2.14)와 같다.¹¹⁾

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_k} = \frac{1}{0.8 + 0.34(\epsilon_{cr}/\epsilon_{t0})} \leq 1.0 \quad (2.14)$$

여기서 σ_m 은 감소된 최대압축응력, σ_k 는 설계기준강도, ϵ_{t0} 는 최대압축변형률이다. 한편 균열의 개폐는 균열변형률 ϵ_{cr} 을 이용하여 판단하며, m을 균열형성 후에 하중 증분수로 하면 주축 i방향의 균열폭은 식 (2.15)와 같다.

$$\epsilon_{cr, i, m} = -\frac{\sigma_{cr, i}}{E_i} + \sum_j (\epsilon_i + \nu \epsilon_j) \quad (2.15)$$

만일 균열폭 $\epsilon_{cr, i, m}$ 이 0이하가 되면 균열은 폐쇄된다고 가정하고, 균열이 폐쇄될 때 균열면에서의 갈래맞물림 등을 고려하여 식 (2.16)과 같은 균열폐쇄강성을 부여한다.¹²⁾

$$E = \frac{E_0}{2} \left(1 - \frac{\epsilon_{cr, i, m}}{\epsilon_{t0}} \right)^2, \quad \epsilon_{cr, i, m} < \epsilon_{t0} \quad (2.16)$$

$$E = 0, \quad \epsilon_{cr, i, m} \geq \epsilon_{t0}$$

2.2 철근

철근은 콘크리트에 비하여 균질한 재료로서 거동을 수식적으로 나타내기가 용이하다. 인장시험시 철근의 거동은 압축을 받을 경우에도 유사하게 나타난다. 반복하중을 받는 철근의 응력-변형률 관계는 변형률경화와 Baushinger 효과가 나타난다. 그러나 거시적관점에서 철근은 그림 2.3과 같은 탄소성 거동을 하는 재료로 모형화하고, 항복조건으로는 von Mises의 항복조건식을 사용한다.¹³⁾ 또한 철근은 단면적에 비하여 길이가 길기 때문에 그림 2.4와 같은 일축방향의 하중만을 부담하는 트러스요소로 모형화한다.

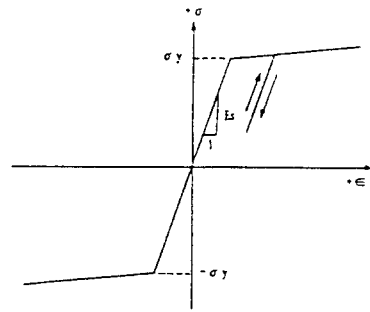


그림 2.3 철근의 탄소성모형

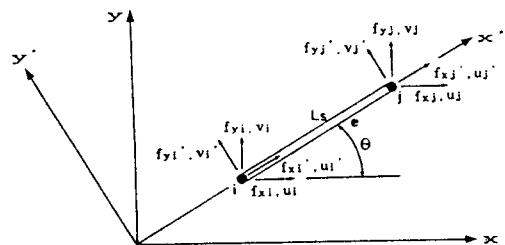


그림 2.4 트러스요소

3. 유한요소의 정식화

콘크리트는 4절점등대개요소로 표현하였는데, 최소일의 원리를 적용하여 요소강성행렬을 구하면 식 (3.1)과 같다.¹³⁾

$$[K_e] = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D] [B] \det J \, d\xi \, d\eta \quad (3.1)$$

한편 철근은 일차원 트러스요소로 표현하였는데, 그림 2.4의 국부좌표계 $x'-y'$ 에서의 하중-변위 관계는 식 (3.2) 또는 (3.3)과 같다.¹⁴⁾

$$\begin{bmatrix} f_{x_i}' \\ f_{y_i}' \\ f_{x_j}' \\ f_{y_j}' \end{bmatrix} = \frac{EA}{L_s} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i' \\ v_i' \\ u_j' \\ v_j' \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

$$\{f'\} = [k_s'] \{d'\} \quad (3.3)$$

여기서 A는 철근의 단면적, L_s 는 철근요소의 길이, E는 철근의 탄성계수이다. 식 (3.3)의 강성행렬 $[k_s']$ 은 전체좌표계 x-y에 대하여 식 (3.4)의 변환과정을 거쳐서 식 (3.5)와 같이 얻어진다.

$$[k_s] = [T]^T [k_s'] [T] \quad (3.4)$$

$$= \frac{EA}{L_s} \begin{bmatrix} \lambda^2 & \lambda\mu & -\lambda^2 & -\lambda\mu \\ \mu^2 & -\lambda\mu & -\mu^2 & \lambda\mu \\ \lambda^2 & \lambda\mu \\ \text{Sym.} & \mu^2 \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

여기서 $\lambda = \cos\theta$, $\mu = \sin\theta$ 이고, θ 는 철근이 전체좌표계와 이루는 각이다. 구조전체의 강성은 철근의 강성과 콘크리트의 강성으로 구성되는데, 이때 철근과 콘크리트는 완전부착된 것으로 가정하고, 철근의 강성이 전체강성에 미치는 영향은 콘크리트 요소강성행렬 형성시 철근의 강성을 반영한 수정강성행렬 $[K_m]$ 을 형성하여 반영한다.

만일 철근이 그림 3.1과 같이 콘크리트요소의 한 변에 위치하고 있다면 수정강성행렬 $[K_m]$ 은 사각형요소의 요소강성행렬 $[k_{e,xx}]$ 중 4개의 성분을 식 (3.6)과 같이 수정하여 사용한다.¹⁵⁾

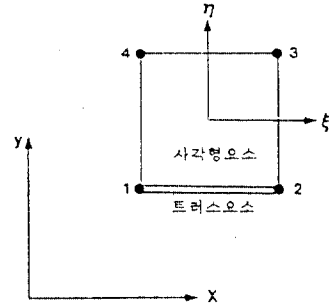


그림 3.1 트러스요소와 사각형요소의 결합

$$\begin{aligned} k_m(1,1) &= k_c(1,1) + AE/L_s \\ k_m(1,3) &= k_c(1,3) - AE/L_s \\ k_m(3,1) &= k_c(3,1) - AE/L_s \\ k_m(3,3) &= k_c(3,3) + AE/L_s \end{aligned} \quad (3.6)$$

4. 수치해석과정

비선형 수치해석방법으로는 증분반복법(incremental iterative method)을 사용하고, 각 하중증분의 매 반복과정 중 발생하는 잔차력(residual force)은 접선강성도법(tangential stiffness method)에 의해 산정한다.¹³⁾ 구조물에 작용할 전 하중을 분할하여 증분하중으로 작용시키며, 각 하중증분에 대한 해석과정은 다음과 같다.

(1) 각 요소에 대한 강성행렬을 구한 후 구조물의 전체 강성행렬을 구성한다.

(2) 증분하중과 전체강성행렬을 이용하여 각 절점의 변위증분을 구한다.

(3) 전 단계의 총 변위에 변위증분을 합하여 새로운 총 변위를 구한다.

(4) 콘크리트와 철근요소의 변형률, 응력을 구한다. 해당요소가 콘크리트요소인 경우에는 단계 (5)로, 철근요소인 경우에는 단계 (6)으로 간다.

(5) 콘크리트요소의 경우는 압축부에서의 이력거동 또는 인장부에서의 균열거동에 따라 재료강성행렬을 수정하고, 압축파괴 또는 균열발생시에는 해방력을 산정하여 요소응력을 산정한 후 등가절점력을 구하고 단계 (7)로 간다.

(6) 철근요소의 경우는 적용한 항복기준과 단계 (4)에서 구한 응력을 비교하고, 만일 구한 응력이 탄성범위에 있게 되면 등가절점력을 구하고 단계 (7)로 가나, 응력이

표 5.1 콘크리트 배합설계표

콘크리트강도 (kg/cm ²)	수령 표 (cm)	W/C (%)	s/a (%)	단위량(kg/m ³)			
				물	시멘트	잔골재	굵은골재
435-478	6±1	31.9	37.0	180	516	626	1066

표 5.2 수치해석에 사용된 재료특성

구분	사 용 주철근	σ_k (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	σ_c (kg/cm ²)	E _s (kg/cm ²)	E _c (kg/cm ²)
BC1 series	1-D16	435	3273	42	3.13×10 ⁶	2.04×10 ⁶
BC2 series	2-D16	478	3273	44	3.28×10 ⁶	2.04×10 ⁶

소성범위에 있으면 항복면상의 응력을 구한 후 등가절점력을 구하고 단계 (7)로 간다.

(7) 각 절점에 작용하는 등가절점력의 총합과 외력에 의한 절점력과의 차이인 잔차력을 구하고, 수렴을 검토한다. 만약 수렴조건이 만족되지 않으면 잔차력을 증분하중으로 취하여 단계 (2)로 가서 반복계산을 수행한다. 그러나 수렴조건이 만족되면 단계 (8)로 간다.

(8) 결과를 출력하고, 단계 (2)로 가서 다음 하중단계에 대한 해석을 수행한다.

5. 수치해석 및 비교분석

5.1 철근콘크리트 보에 대한 반복재하실험

그림 5.1은 실험용 모형 보의 제원이고, 표 5.1은 모형 보와 원주형공시체의 제작에 사용된 콘크리트의 배합비이다. 시멘트는 보통 포틀랜드시멘트이고, 잔골재와 굵은골재는 임진강산이며, 굵은골재의 최대치수는 25mm, 골재번호는 57#이다. 철근량의 변화에 따른 구조응답의 변화를 측정하기 위해 주철근은 SD30의 D16을 한가닥 및 두가닥 배치하고, 절단지간에는 휘과괴전에 전단파괴가 일어나지 않도록 하기 위하여 SD30의 D10인 스테럽을 7cm간격으로 배치하였다. 그림 5.1과 동일제원의 모형 보에 대한

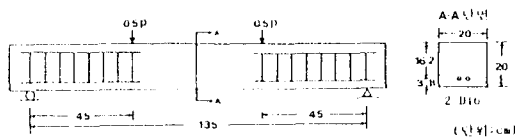


그림 5.1 실험용 모형 보의 제원

단조재하실험으로 실험항복하중을 구하고,¹⁶⁾ 이에 대한 증분하중을 50톤 만능피로시험기를 이용하여 3등분점재하 방법으로 반복재하하며, 재하속도는 KS F2408(콘크리트의

휘강도시험방법)에 따른다.

5.2 실험결과 및 분석

전술한 해석과정을 전산프로그램으로 작성하고 이 방법의 타당성을 검증하기 위하여, 본 연구에서 실험한 단조보를 수치예제로 사용한다. 표 5.2는 BC1 series 및 BC2 series의 수치해석에 사용된 재료특성이다. 콘크리트의 압축강도와 철근의 항복강도는 본 연구의 실험치이고, 콘크리트의 인장강도는 파괴계수($2.0\sqrt{\sigma_{ck}}$)를 취하였다. 콘크리트와 철근의 탄성계수는 콘크리트표준시방서규정에 따른 값이다.

그림 5.2는 구조해석을 위한 요소분할이다. 구조물의 대칭성을 이용하여 모형 보의 절반을 60개의 4절점요소와 같은 실선으로 표시한 15개의 트리스요소로 분할한다.

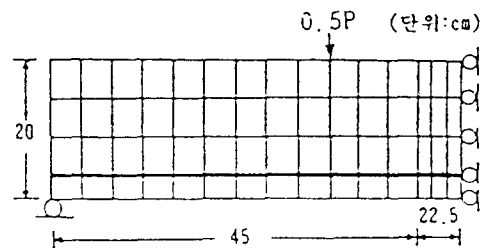
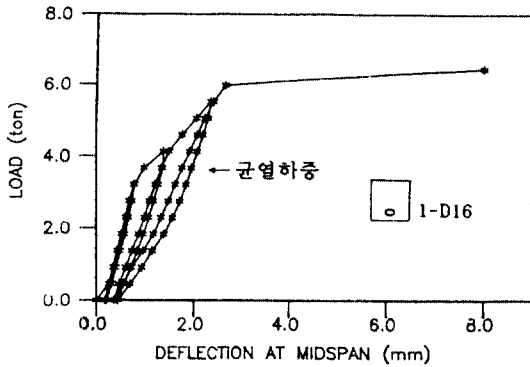
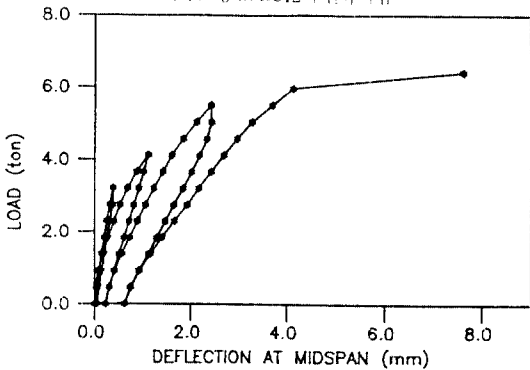


그림 5.2 요소분할

반복하중을 받는 BC1 series 및 BC2 series의 중앙부의 변위를 실험하고 본 연구의 해석결과와 비교하여 도시하면 BC1 series는 그림 5.3, BC2 series는 그림 5.4와 같다. BC1 및 BC2 series는 각각 3개의 모형 보로 구성되어 있으나 그 기동이 유사하므로, 본 논문에서는 각 series 중 BC12, BC23 모형 보를 선정하여 변위기동을 수록한다.

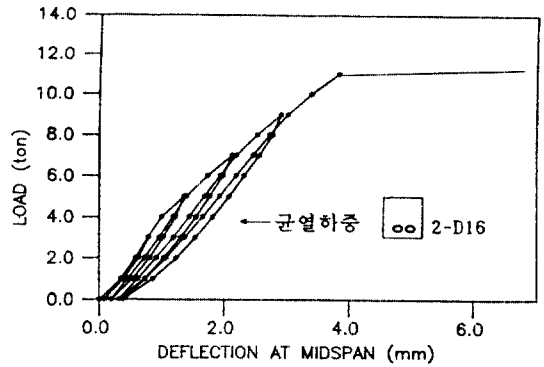


(a) 모형 보 BC12의 실측치점

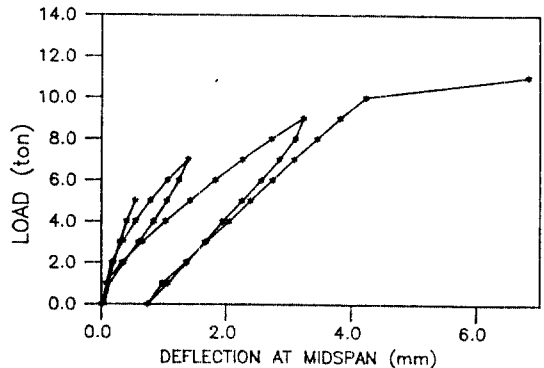


(b) 모형 보 BC12의 해석치점

그림 5.3 모형 보 BC1 series의 처짐의 비교



(a) 모형 보 BC23의 실측치점



(b) 모형 보 BC23의 해석치점

그림 5.4 모형 보 BC2 series의 처짐의 비교

그림 5.3(a)와 그림 5.4(a)에서 볼 수 있는 바와 같이, 모형보는 모두 과소 철근콘크리트모이기 때문에 전체적인 하중-변위 거동은 거의 유사한 것을 알 수 있다. 즉 반복하중수준이 균열하중이 아닌 경우에는 하중재하곡선과 하중제거곡선이 동일 직선상에 존재한다. 그러나 반복하중수준이 균열하중을 넘어서면 균열의 발생으로 모형보의 강성이 감소하여 하중재하곡선의 기울기가 감소되며, 하중제거곡선은 각 cycle의 작용최대하중의 약 50%까지는 첫번째 cycle의 하중-변위 곡선의 기울기와 거의 동일한 기울기를 나타내지만 이 이하의 하중수준에서는 그 기울기가 감소되는 거동을 나타낸다. 반복하중이 작용될 경우에는 단조하중의 재하시와 달리, 균열의 개폐, 개방된 균열 폐쇄시 골재맞물림발생 등의 복잡한 거동특성이 관찰되었으며 이러한 비선형 거동의 총체적인 평가는 처짐을 이용하여 평가하는 것이 합리적이다. 그림 5.3, 5.4에서 볼 수 있는 바와 같이, 본 연구의 해석치점은 각 cycle에 따른 실측치점의 이력거동, 이력거동에 따른 상성지하, 영구변형 및 파괴시까지의 변위거동을 비교적

양호하게 나타내고 있는 것을 알 수 있다.

한편 표 5.3은 BC1 series의 실측부재강도와 해석결과의 비교이고, 표 5.4는 BC2 series의 경우이다. 표에서 알 수 있는 바와 같이, 본 연구의 해석결과는 실측부재강도와 유사한 값을 나타내고 있어, 본 연구의 해석을 통하여 철근콘크리트 휨부재의 하중특성을 해석적으로 예측할

표 5.3 BC1 series의 부재강도 (단위: ton)

구분	실측결과			본 연구 해석결과
	BC11	BC12	BC13	
균열하중	2.30	3.67	2.30	2.75
형복하중	5.97	5.97	6.43	6.43
파괴하중	6.89	7.34	6.89	7.34

표 5.4 BC2 series의 부재강도 (단위: ton)

구분	실측결과			본 연구 해석결과
	BC21	BC22	BC23	
균열하중	3.98	3.98	3.98	3.98
형복하중	10.93	9.94	10.93	9.94
파괴하중	11.93	11.93	11.93	12.92

수 있음을 확인할 수 있다.

또한 반복재하를 받는 경우의 균열거동은 난조하중을 받는 경우와 유사하나, 균열의 개체 및 균열의 진전이 관찰되는 차이가 있다. BC1 series는 모형 보 BC11, BC12 및 BC13로 구성되나, 이들의 균열거동이 유사하므로 이들중 BC12를 선정하여 그림 5.5의 실측균열양상과 해석균열영역을 비교하여 그림 5.6에 도시한다. 한편 BC2 series의 경우에는 모형 보 BC23를 선정하여, 그림 5.7의 실측균열양상과 해석균열영역을 비교하여 그림 5.8에 도시한다. 그림에서 볼 수 있는 바와 같이, 본 연구의 해석결과는 시간에 걸친 균열영역, 보 길이방향의 균열길이 및 반복재하에 따른 균열의 진전양상을 양호하게 나타내고 있는 것을 알 수 있다.

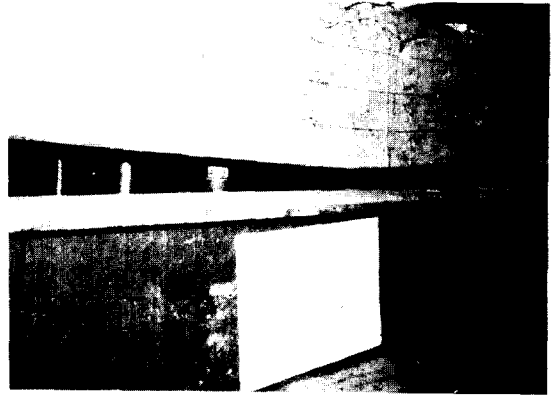


그림 5.7 모형 보 BC23의 실측균열양상

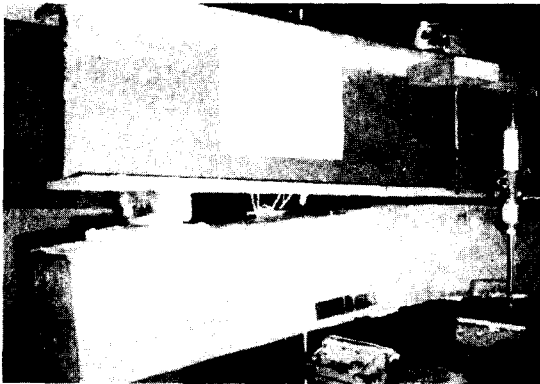
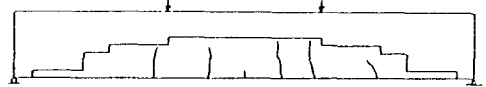


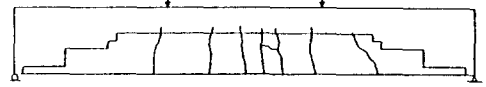
그림 5.5 모형 보 BC12의 실측균열양상



(a) 3 cycle

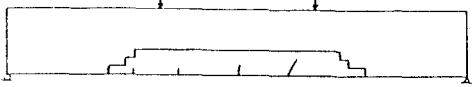


(b) 4 cycle



(c) 5 cycle

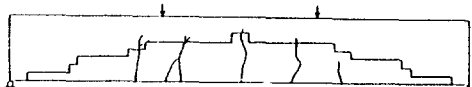
그림 5.8 모형 보 BC23에 대한 해석균열영역과 실측균열양상의 비교



(a) 4 cycle



(b) 5 cycle



(c) 6 cycle

그림 5.6 모형 보 BC12에 대한 해석균열영역과 실측균열양상의 비교

6. 결론

사용하중조건에서부터 극한하중상태까지의 철근콘크리트 휨부재의 거동을 효율적으로 표현하기 위하여 콘크리트를 직교이방성재료로 취하고, 압축부 콘크리트에 이력거동과 강성저하현상, 인장부 콘크리트에는 균열개체거동과 균열변형률 개념을 도입하여 콘크리트의 구성방정식을 형성하므로써, 반복하중을 받는 철근콘크리트의 휨부재의 이력거동에측을 실제의 거동에 근접시켰다고 판단된다. 재료비선형성을 고려하고, 중분반복기법을 도입하여 반복하중을 받는 철근콘크리트 휨부재를 비선형해석할 수 있는 해석알고리즘과 프로그램을 개발하였으며, 비선형해석결과와 본 연구의 모형실험결과를 비교하여 해석프로그램의 타당성을 검증하였다.

따라서 본 연구의 비선형해석알고리즘은 반복하중을 받는 철근콘크리트 휨부재의 재하단계별 변형, 영구변형 및 부재의 강성변화, 부재강도, 균열영역 및 진전 등을 합리적으로 추적할 수 있으므로, 반복하중을 받는 철근콘크리트 휨부재의 거동해석에 실제적으로 적용될 수 있다고 판단된다.

참 고 문 헌

1. Loo, Y.C. and Wong, Y.W., "Analysis of Total Deflection of Reinforced Concrete Box Beams Under Repeated Loading," *ACI Journal*, Vol.81, No.1, 1984, pp.87-94.
2. Pulmano, V.A. and Shin, Y.S., "Simplified Finite Element Analysis of Deflection of Reinforced Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, Vol.84, No.4, 1987, pp.342-348.
3. 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.
4. 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.
5. Karsan, I.D. and Jirsa, J.O., "Behavior of Concrete under Compressive Loadings," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.95, No.ST12, 1969, pp.2543-2563.
6. Kupfer, H., Hilsdorf, H.K. and Rüşh, H., "Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses," *ACI Journal*, Vol.66, No.8, 1969, pp.656-666.
7. 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.

8. 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.
9. 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.
10. Nilson, A. H. et al. *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete*, American Society of Civil Engineerings, 1982, pp.153-292.
11. Hu, H.T. and Schnobrich, W.C., "Nonlinear Analysis of Cracked Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol.87, No.2, 1990, pp.199-207.
12. Darwin, D. and Pecknold, D.A., "Analysis of Cyclic Loadings of Plane R/C Structures," *Computers & Structures*, Vol.7, No.1, 1977, pp.137-147.
13. Owen, D.R.J. and Hinton, E., *Finite Elements in Plasticity: Theory and Practice*, Pineridge Press Limited, 1980, pp.157-270.
14. Shames, I.H. and Dyn, C.L., *Energy and Finite Element Methods in Structural Mechanics*, McGraw-Hill Book Company, 1985, pp.457-474.
15. 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.
16. 변근주, 김영진, "단조하중을 받는 철근콘크리트 휨부재의 처짐해석," 대한토목학회논문집, 제 11 권, 제 1 호, 1991, pp.69-78.

(접수일자 : 1991. 8. 23)