

한계상태방정식에 의한 R/C 전단벽의 유한요소 간편 해석과 설계

Simplified Analysis and Design with Finite Element for Reinforced Concrete Shear Walls Using Limit State Equations

박 문 호*

Park, Moon-ho

조 창 근†

Cho, Chang-Geun

이 승 기**

Lee, Seung-Ki

(논문접수일 : 2002년 4월 29일 ; 심사종료일 : 2003년 2월 24일)

요 지

본 논문은 콘크리트 균열방향의 회전 및 철근의 항복에 따른 2차원 R/C 구조물의 극한거동 및 한계상태설계에 관한 연구를 다룬 것으로, 유한요소모델에 적용하여 비선형 해석 및 한계상태설계가 가능한 수치 해석 및 설계 알고리즘을 소개하였다. 철근의 설계를 위하여, 각 유한요소의 극한거동에 기초한 한계상태설계방정식이 유한요소 알고리즘에 도입되었다. 한편, 하중에 따른 콘크리트 균열방향의 회전 및 철근의 항복을 고려한 2차원 R/C 평면요소의 단순화된 실용적 비선형 응력-변형률 거동의 구성관계모델을 제시하여 비선형 유한요소해석 알고리즘을 구성하였다. 제시된 해석 모델을 R/C 전단벽의 실험모델과 비교하여 검증하도록 하였으며, R/C 전단벽에 대한 설계 예를 통하여, 각각의 유한요소에서 얻어진 설계 철근비를 한계상태설계방정식으로부터 산정하였다.

핵심용어 : 한계상태설계방정식, 균열의 회전, R/C 전단벽, 유한요소해석 및 설계

Abstract

The present study is to investigate the ultimate behavior and limit state design of 2-D R/C structures, with the changing of crack direction, and the yielding of the reinforcing steel bars, and is to introduce an algorithm for the limit state design and analysis of 2-D R/C structures, directly from the finite element model. For the design of reinforcement in concrete the limit state design equation is incorporated into finite element algorithm to be based on the pointwise elemental ultimate behavior. It is also introduced a simplified nonlinear analysis algorithm for stress-strain relationship of R/C plane stress problem considering the cracking and its rotation in concrete and the yielding of the reinforcing steel bar. The algorithm is incorporated into the nonlinear finite element analysis. The analysis model is compared with the experimental model of R/C shear wall. In a simple design example for a shear wall, the required reinforcement ratios in each finite element is obtained from the limit state design equations.

Keywords : limit state design equation, rotational crack, R/C shear wall, FE analysis and design

1. 서 론

유한요소법에 기초하여 철근콘크리트(R/C) 부재의 해석모델을 적용할 경우, 재료특성이 다른 철근과 콘크리트

각각의 비선형 구성관계를 고려해야만 하고, 뿐만 아니라 콘크리트 균열 및 철근과의 상호거동으로 인한 인장증강 효과, 균열 면의 골재 맞물림, 철근의 다월 작용, 및 부착 활동 등의 복잡한 거동특성을 고려해 주어야 한다. 이에 대한

* 책임저자, 정회원·경북대방재연구소 연구원 공학박사

전화: 053-950-5608; Fax: 053-950-6428

E-mail: chocg70@hanmail.net

† 정회원·경북대 토목공학과 교수 공학박사

** 정회원·동성엔지니어링 구조부 공학석사

• 이 논문에 대한 토론을 2003년 6월 30일까지 본 학회에 보내 주시면 2003년 9월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

연구가 Ngo와 Scordelis(1967)로부터,¹⁾ Cho(2000) 및 Cho와 Hotta(2002)에 이르기까지 널리 진행되어왔다.^{2),3)} 하지만 이와 같은 해석모델은 R/C 구조물의 실제 설계에 바로 적용하기에는 너무 많은 변수를 갖고 있다. 전단파괴에 지배적인 R/C 평면 구조물의 거동은 콘크리트의 압축 파괴보다는 콘크리트 균열 및 철근의 항복에 더욱 의존적이고, 한계상태에서 부재의 파괴는 두 방향 철근의 항복에 의해 주로 지배되는 것으로 나타났다.⁴⁾ 이에 근거한 해석 및 설계의 실용성을 위하여, 콘크리트의 압축 축 거동을 단순화하고, 철근항복, 콘크리트 균열 및 균열의 회전에 관한 영향을 주로 고려하여, R/C 평면요소의 한계상태를 예측하고, 한계 상태 방정식을 사용하여 R/C 평면구조물의 철근량을 산정 하는 설계 및 간편 예측 알고리즘을 구성하여, 유한요소모델을 통한 간편 해석 및 전산화 자동설계에 관한 실용화를 도모할 수 있다.

본 논문의 목적은, R/C 평면요소의 한계상태 설계방정식을 구성하여 유한요소모델을 통한 R/C 평면구조물의 자동설계 프로그램을 제시하였다. 더불어 실용적 극한예측모델을 위하여, 압축축 콘크리트의 거동을 단순화하고, 철근의 항복, 콘크리트의 균열 및 균열의 회전을 고려한 R/C 평면요소에 관한 실용적 간편 유한요소 예측 알고리즘을 소개하였다.

2. R/C 평면요소의 한계상태설계

2.1 한계상태의 응력

그림 1과 같이, 균열발생 전후에 $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ 의 두 수직 및 전단응력을 갖는 평면응력상태에 있는 임의의 R/C 요소를 고려하여 보자. 그림 2 및 3으로부터, 균열 후 임의의 두 철근 방향에 대한 균열 면에서의 철근의 응력과 균열면의 내부 평형관계로부터 콘크리트의 압축응력을 각각 다음 식으로 나타낼 수 있다.

$$\sigma_x^* = \sigma_x + \tau_{xy} \tan \theta \quad (1)$$

$$\sigma_y^* = \sigma_y + \tau_{xy} \cot \theta \quad (2)$$

$$\sigma_c = \frac{\tau_{xy}}{\sin \theta \cos \theta} \quad (3)$$

앞의 방정식에서 주응력 방향과 균열 방향이 같기 위해서는 식(1)과 식(2)의 철근응력이 최대 주응력 σ_1 과 같은 상태로서 즉, $\sigma_x^* = \sigma_y^* = \sigma_1$ 이 되어야 한다. 하지만 두 방향

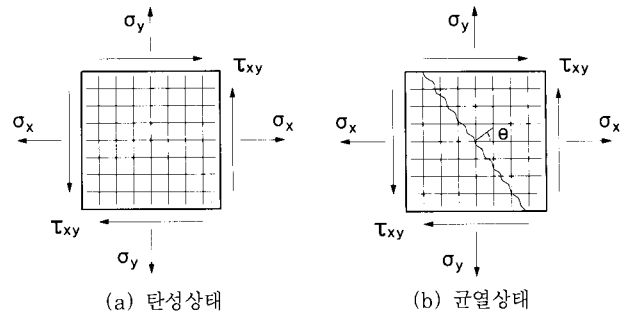


그림 1 평면응력상태의 R/C 요소

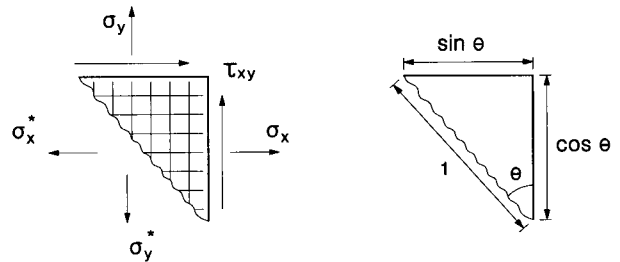


그림 2 철근의 응력 및 평형 관계

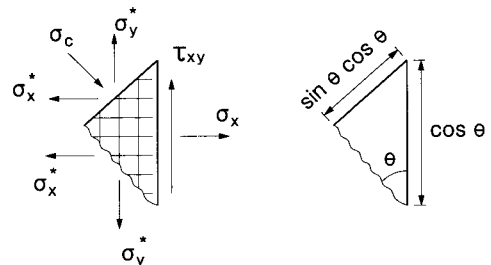


그림 3 콘크리트의 응력 및 평형 관계

철근 응력은 일반적으로 같지 않기 때문에, 다음절에서 한계상태설계방정식을 소개한다.

2.2 한계상태설계방정식

두 방향 철근이 동시에 항복에 도달하는 최적의 설계상태를 고려할 경우, 균열방향은 $\pm 45^\circ$ 가 된다. 이때의 균열 방향으로 계산된 σ_x^*, σ_y^* 가 둘 다 양의 값이고, $\sigma_x < -|\tau_{xy}|$ 일 경우, 즉, $\sigma_x^* < 0$ 라면, σ_x^* 는 0이 된다. 식(1)에서 $\sigma_x^* = 0$ 으로 두면, $\tan \theta = -\sigma_x / \tau_{xy}$ 이 된다. θ 를 식(2) 및 식(3)에 대입하면, 다음과 같은 한계상태설계 방정식을 각각 얻을 수 있다.

$$\sigma_x^* = \sigma_x + |\tau_{xy}| \quad (4)$$

$$\sigma_y^* = \sigma_y - \tau_{xy}^2 / \sigma_x \quad (5)$$

$$\sigma_c = \sigma_x + \tau_{xy}^2 / \sigma_x \quad (6)$$

만약 σ_y^* 가 음의 값일 경우, 한계상태설계 방정식의 두 값은 각각 다음과 같이 된다.

$$\sigma_x^* = \sigma_x - \tau_{xy}^2 / \sigma_x \quad (7)$$

$$\sigma_y^* = 0 \quad (8)$$

한편, 식(5)와 식(7)의 σ_x^* 및 σ_y^* 가 모두 음인 경우 인장 철근량이 0 이 된다. 이 경우 최소 철근량을 일반적으로 고려하도록 하고 있으며, 주어진 방향에서의 최소 철근량으로 위의 방정식을 수정할 수 있다.

따라서 철근이 극한상태에서 항복한다고 가정한 유한요소 자동설계를 위하여, 대상 RC 전단벽에 대한 구조형태, 치수, 하중조건, 콘크리트 단면, 재료값에 기초하여 유한요소로 분할하여 단성해석을 수행하면 각 요소에 작용하는 콘크리트 응력상태를 구할 수 있다. 각 요소의 응력상태로부터 한계상태설계방정식인 식(4)~식(8)을 이용하여 설계철근비는 철근의 항복 응력에 대한 철근 응력의 부담에 의해 산정 된다. 그리고 한계상태설계방정식을 유한요소 적용할 경우, 각 요소에 대한 설계철근비를 유한요소모형을 적용하여 전산화에 의한 한계상태설계를 실용적으로 수행할 수 있다. 이에 관한 설계 예를 5장에서 다루었다. 본 설계방법은 휨과파괴가 지배적인 경우와 같이 콘크리트 압축 파괴가 크게 영향을 미치는 경우에는 한계상태방정식에서 고려하고 있는 균열방향 45도와 차이를 보이게 됨으로 전단파괴모드에 지배적인 평면요소에 적합할 것으로 판단된다.

3. R/C 평면요소의 응력-변형률 관계모델

3.1 기본 이론

본 장에서는 R/C 평면요소의 응력-변형률 관계해석에 관한 실용적 알고리즘을 소개하였다. 실제로 한계 상태에서의 균열 방향은 초기 균열 방향과 같지 않으며, 한계상태의 균열 방향에 따라서 한계 상태 방정식이 만족되어야 한다. 그러므로 본 논문에서 균열 방향이 응력조건에 따라서 변하는 것을 고려하고 있다. 그리고 균열은 재하되는 동안에 주변형률 방향에 직교하여 일어난다고 가정하였다.

그림 1(b)에서처럼, 균열 전 (x, y)좌표에서의 응력과 균열방향 θ 만큼 축 회전한 (1, 2)좌표에서의 콘크리트 응력 관계는 다음 식과 같이 유도된다.

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} c^2 & s^2 & -2sc \\ s^2 & c^2 & 2sc \\ sc & -sc & c^2 - s^2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{pmatrix} \quad (9)$$

여기서, $c = \cos \theta$ 이고 $s = \sin \theta$ 이다. 균열발생 이후, $\sigma_1 = \tau_{12} = 0$ 이 되고, 균열이 있는 콘크리트의 응력-변형률 관계식은 다음과 같이 유도된다.

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = E_c \begin{bmatrix} s^4 & s^2 c^2 & -s^3 c \\ c^4 & -s c^3 & \\ sym. & s^2 c^2 & \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (10)$$

철근사이의 간격이 충분히 가까와 일정하게 분포해 있고, 완전부착으로 가정하면, 균열이 있는 R/C 요소의 응력-변형률 관계는 다음 식과 같이 유도된다.

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = E_c \begin{bmatrix} s^4 + n\rho_x & s^2 c^2 & -s^3 c \\ c^4 + n\rho_y & -s c^3 & \\ sym. & s^2 c^2 & \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (11)$$

또는,

$$\sigma = D \epsilon \quad (12)$$

여기서, ρ_x 및 ρ_y 는 각각 x 및 y 방향의 철근비, n 은 E_s/E_c , E_s 는 철근의 탄성계수이다. $n\rho_x$ 및 $n\rho_y$ 에서 재료계수비 n 은 철근이 탄소성 거동을 함으로 비례한계를 넘어설 경우 수정된다. 한편, 골재 맞물림 및 다원작용과 같이, 균열 후 콘크리트가 어느 정도의 전단거동능력을 발휘하는 것으로 고려하여, 균열 후 전단응력 및 전단변형률 관계를 $\tau_{12} = \beta G \gamma_{12}$ 로 가정하였다. 여기서, β 는 전단보유계수로서, $0 < \beta < 1$ 이 값을 가지며, G 는 콘크리트의 전단탄성계수이다.

3.2 분포 균열모델

R/C 평면요소의 균열 전에는 콘크리트가 대부분의 응력을 부담하고 일부만을 철근이 부담하게 된다. 콘크리트가 부담하는 응력이 각각 σ_x^c 및 σ_y^c 인 경우, 초기 균열발생 방향에 수직인 θ 방향은 다음과 같다.

$$\tan 2\theta = 2\tau_{xy} / (\sigma_x^c - \sigma_y^c) \quad (13)$$

분포 균열모델을 이용한 기존의 방법은 일단 균열이 형성되면 균열 방향 θ 는 다음 해석동안 변하지 않는 것으로 간주한다. 일부의 경우에 두 번째 균열이 형성되면 초기 균열 방향에 대해 균열이 단한다. 예를 들어, 균열에 평행한 방향의 전단 응력이 없다고 가정하면, 두 번째 균열은 첫 번째 균열에 직교하게 발생한다. 그러나, 균열에 평행한 방

향의 전단 응력이 남아있다면 주응력 방향이 회전하게 되어 초기 균열에 직교하지 않는 두 번째 균열이 발생하고, 그 방향은 가정된 전단 응력의 값에 좌우된다.

한계상태에 관하여 2장에서 다루었듯이, 한계 상태에서의 균열방향은 평형조건에 의해 결정되며, 이때의 균열방향 θ 는 다음 식과 같다.

$$\tan \theta = (\sigma_x^* - \sigma_x) / \tau_{xy} = \tau_{xy} / (\sigma_y^* - \sigma_y) \quad (14)$$

여기서, $\sigma_x^* = f_y \rho_x$, $\sigma_y^* = f_y \rho_y$, f_y 는 철근의 항복응력이다. 식(14)의 한계상태 시 균열방향은 식(13)의 초기상태의 균열방향과 다름을 보여주는 것으로, 하중증가에 따라 새로운 균열방향이 거동을 지배하게 되며, Vecchio와 Collins (1982)의 실험에서 이를 입증하고 있다.⁵⁾ 따라서 본 연구에서는, 균열 방향이 주변형률 방향에 직교한다고 가정하여, 균열방향의 변화를 고려한 한계 상태의 거동을 나타내도록 하였다.

3.4 R/C 평면요소의 상태모델

R/C 요소의 구성관계는, 하중 증가에 따른 콘크리트 균열 및 철근항복에 따라서 4가지 상태로 구분하였다. 상태 (1)은 콘크리트 균열 미 발생 및 철근의 미 항복 상태로서, R/C 요소의 응력-변형률 관계는 다음 식과 같다.

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = E_c \begin{bmatrix} \mu + n\rho_x & \mu & 0 \\ \text{sym.} & \mu + n\rho_y & 0 \\ & & \mu' \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (15)$$

여기서, $\mu = 1/(1-\nu^2)$, $\mu' = 1/\{2(1+\nu)\}$ 이다.

상태 (2)는 콘크리트 균열발생 및 철근의 미 항복 상태로서, 철근은 아직 두 방향 모두 탄성이므로, $\epsilon_x, \epsilon_y < \epsilon_0$ 이다. 여기서, ϵ_0 는 철근의 항복 변형률이다. 그림 4와 같이, 이때의 두 방향 철근 응력 및 대응하는 변형률은 각각 다음 식과 같다.

$$\sigma_x^s = \sigma_x + \tau_{xy} \tan \theta \quad (16)$$

$$\sigma_y^s = \sigma_y + \tau_{xy} \cot \theta \quad (17)$$

$$\epsilon_x = \sigma_x^s / \rho_x E_s \quad (18)$$

$$\epsilon_y = \sigma_y^s / \rho_y E_s \quad (19)$$

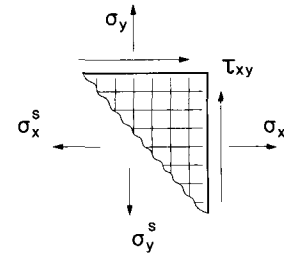


그림 4 균열발생 R/C 평면요소

그리고, 균열과 평행한 방향의 콘크리트 압축 응력과 변형률은 다음 식과 같다.

$$\sigma_2 = -\tau_{xy} / \sin \theta \cos \theta \quad (20)$$

$$\epsilon_2 = \sigma_2 / E_c \quad (21)$$

균열이 주변형률에 직교한다는 가정 하에 이때의 균열방향은 다음 식과 같다.

$$\tan 2\theta = \gamma_{xy} / (\epsilon_x - \epsilon_y) \quad (22)$$

식(16)부터 식(26)을 정리하면, 균열방향의 방정식을 다음 식으로 유도할 수 있다.

$$\rho_y(1 + n\rho_x) \tan^4 \theta + n_x \rho_y \tan^3 \theta - n_y \rho_x \tan \theta - \rho_x(1 + n\rho_y) = 0 \quad (23)$$

여기서, $n_x = \sigma_x / \tau_{xy}$, $n_y = \sigma_y / \tau_{xy}$ 이다. 균열방향 θ 를 알면 식(16)에서 식(22)를 얻을 수 있으며, ρ_x, ρ_y 및 τ_{xy} 가 비례적으로 증가한다면 θ 의 값은 변하지 않는다.

상태 (3)은 콘크리트 균열 및 일 방향 철근 항복 및 일방향 철근 탄성으로서, $\epsilon_x \geq \epsilon_0, \epsilon_y < \epsilon_0$ 또는 $\epsilon_x < \epsilon_0, \epsilon_y \geq \epsilon_0$ 이다. $\epsilon_x \geq \epsilon_0, \epsilon_y < \epsilon_0$ 인 경우, 식(16), (17)과 식(19)의 ϵ_y 및 식(21)의 ϵ_2 는 유효하지만, 식(18)의 ϵ_x 는 달라진다. x 방향 철근의 항복을 고려할 경우, 항복방향 철근의 응력과 이때의 균열방향은 각각 다음 식과 같다.

$$\sigma_x^s = \sigma_x^* = \rho_x f_y \quad (24)$$

$$\tan \theta = (\rho_x f_y - \sigma_x) / \tau_{xy} \quad (25)$$

이때의 θ 를 알면, 그 외의 값들을 산정할 수 있다. 위 식은 하중이 증가함에 따라 균열방향이 변하는 것을 보여준다.

상태 (4)는 콘크리트 균열 및 두 방향 철근이 모두 항복에 도달하는 한계상태로서, 이미 앞에서 설명하였다. 콘크리트에 균열이 증가하고, 철근은 $\epsilon_x, \epsilon_y \geq \epsilon_0$ 의 상태이다. 이 상태의 균열방향은 앞의 식(14)에서 나타내었다. 만약 $\epsilon_x = \epsilon_y$ 또는 $\theta = 45^\circ$ 일 때는 균열방향이 변하지 않으므로, 이 경우에는 상태 (3)에 도달 할 수 없고, 상태 (4)로 바로 가거나, 두 변형률이 비슷하게 항복할 경우이다.

3.5 수치해석모델

앞 절의 R/C 평면요소에 대한 상태모델을 수치해석에 적용하기 위하여, 증분-반복형 비선형 해석 알고리즘을 제시하였다.

식(12)는 균열방향이 식(22)에 의해 주어졌을 때, 전체 응력-변형률 관계를 보여준다. 균열방향의 변화를 고려한 증분형의 응력-변형률 관계는 식(12)를 미분하고, 식(22)로부터 다음 식으로 산정 된다.

$$d\sigma = \underline{D}^+ d\epsilon \quad (26)$$

$$\underline{D}^+ = \underline{D} + \underline{D}_{cr} \quad (27)$$

균열방향의 변화를 고려한 R/C 요소의 강성행렬 \underline{D}^+ 은 식(12)의 강성행렬과 균열 방향의 변화영향을 나타내는 강성행렬 \underline{D}_{cr} 의 합으로 유도된다.

$$\underline{D}_{cr} = \eta \begin{bmatrix} \sin^2 2\theta & -\sin^2 2\theta & \sin 2\theta \cos 2\theta \\ \sin^2 2\theta & \sin^2 2\theta & \sin 2\theta \cos 2\theta \\ & & \cos 2\theta \end{bmatrix} \quad (28)$$

여기서, $\eta = -\sigma_2 / \{2\sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2}\}$ 이다.

이와 같은 이론적인 배경에 기초하여, R/C 평면요소에 대한 응력-변형률의 증분형 수치해석 알고리즘을 그림 5에 나타내었다.

4. R/C 평면요소의 설계 및 해석의 유한요소모델

2장의 설계 및 3장에서 제시된 R/C 평면요소의 응력-변형률 해석모델을 이용하여, 2차원 R/C 구조물의 자동설계 및 해석을 위한 실용적 유한요소해석 알고리즘 및 프로그램을 제시하였다. 비선형 해석에서 불평형력에 대한 비선형 해의 수렴을 위하여 증분반복법을 사용하였으며, 유한요소의 모델을 위하여 직사각형의 평면 등매개요소를 적용하였다. R/C 요소의 강성행렬 산정에 있어서, 균열된 콘

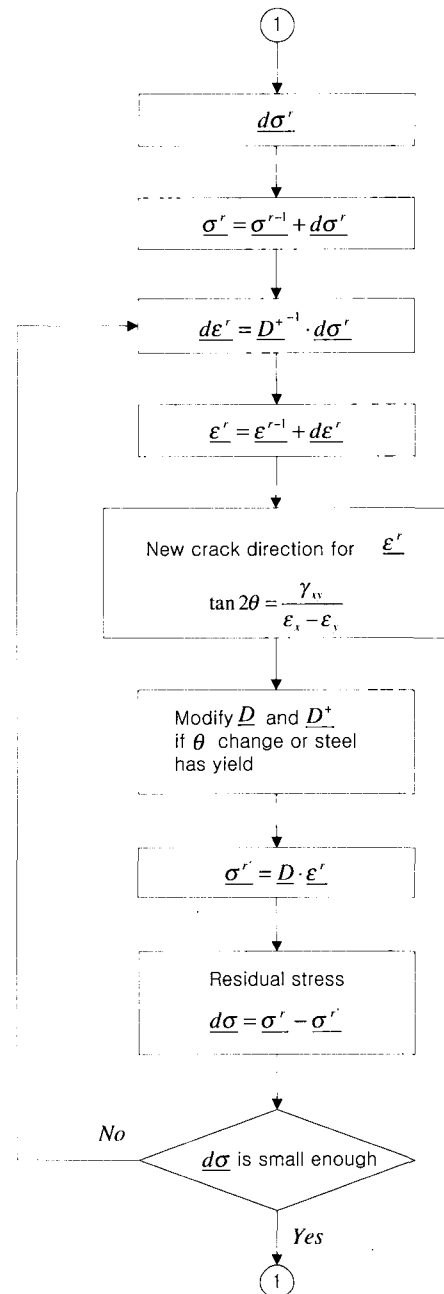


그림 5 R/C 평면요소의 응력-변형률 해석모델

크리트의 강성행렬은 일점적분법으로 산정하였고, 철근 축의 강성행렬은 2x2 적분법으로 산정하였으며, 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 경우에는 일반적인 선택 적분법으로서 강성행렬을 산정하였다. 증분반복법에 기초한, 2차원 R/C 구조물의 비선형 유한요소 알고리즘을 그림 6에 제시하였다.

5. 설계 및 해석의 적용

본 논문에서 제시된 설계 및 해석모델을 적용하기 위하여, R/C 전단벽을 대상으로 하여 수치 적용 예를 구성하였다.

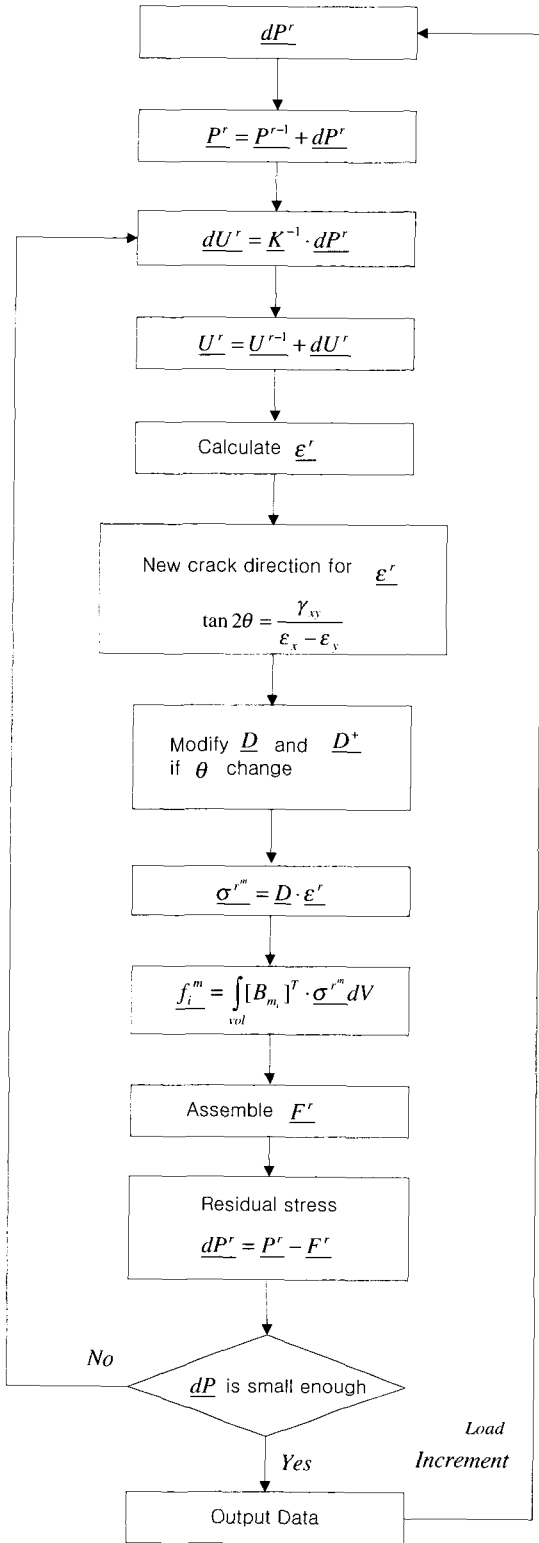


그림 6 2차원 R/C 구조물의 유한요소 알고리즘

5.1 R/C 전단벽의 해석 예

해석 대상모델은 Cervenka 와 Gerstle(1972) 실험한 R/C 전단벽 모델로서,⁶⁾ 그림 7과 같이, 대상 전단벽은 중

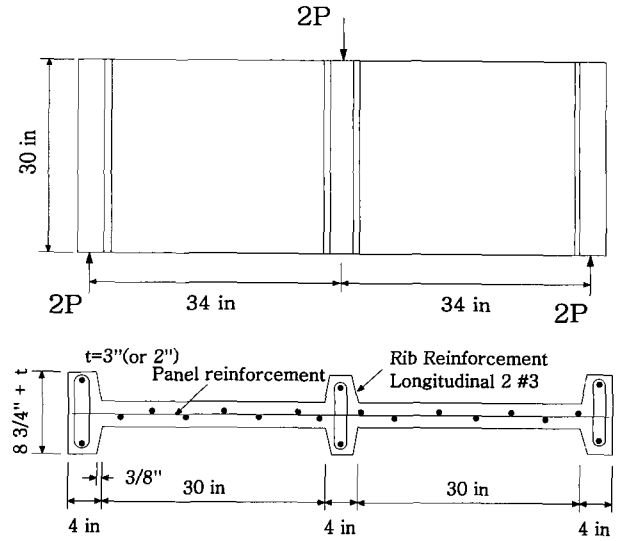


그림 7 R/C 전단벽의 대상모델

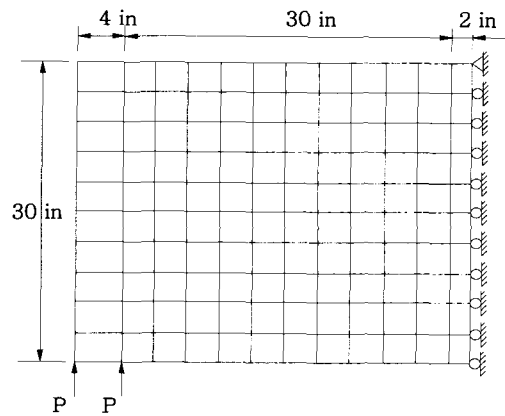


그림 8 유한요소 모델

앙에 집중하중을 받는 단순지지보의 형태의 실험모델이다. 패널의 사용 철근은 #3 (0.11 in²)이고 간격은 4 in이다. 패널의 바닥에서 6 in까지 철근비가 $\rho_x = 0.01833$, $\rho_y = 0.00917$ 이고, 나머지는 $\rho_x = 0.00917$ 이다. 리브의 바닥에서 6 in까지 철근비는 $\rho_x = 0.01326$, $\rho_y = 0.00468$ 이고, 나머지는 $\rho_x = 0.0508$ 이다. 그림 8은 유한요소의 분할을 보여준다. 대상 전단벽은 수직하중에 대해 대칭이므로 전 공시체의 좌측 1/2만을 해석에 고려하였다. 콘크리트 재료는 $f'_c = 3.65\text{ksi}$, $E_c = 2900\text{ksi}$, $\nu = 0.19$, $f'_t = 0.4\text{ksi}$, 철근 재료는 $f_y = 51.2\text{ksi}$, $E_s = 27300\text{ksi}$ 이다.

해석 결과, 그림 9, 10 및 11은 하중단계 P=14.0kips, 24.0kips, 및 한계상태에 근접하는 25.5kips 에서의 균열 분포 및 주압축응력 분포의 유한요소 해석결과를 실험의 균열양상과 비교하여 제시하고 있다.

세 하중단계에서의 실험과 해석 결과에 대한 균열 양상의 비교에서, 초기균열단계, 최초 철근항복단계, 및 한계상태에 근접한 단계에서의 실험을 통한 균열발생 분포 및 균열

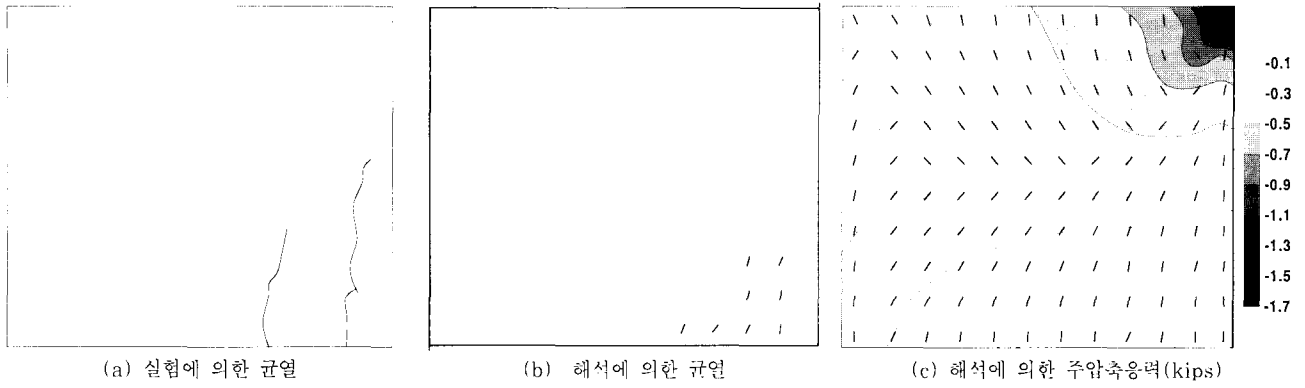


그림 9 P=14.0kips일 때 균열 및 응력분포

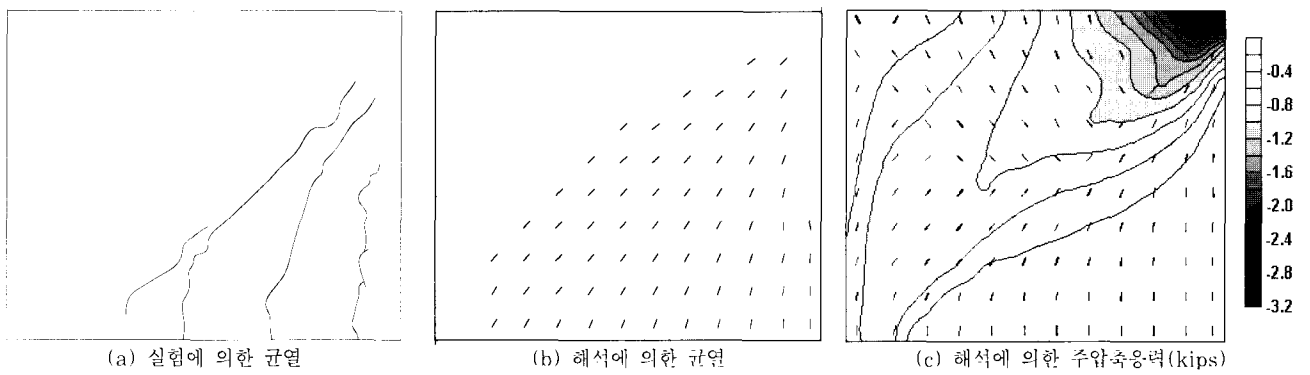


그림 10 P=24.0kips일 때 균열 및 응력분포

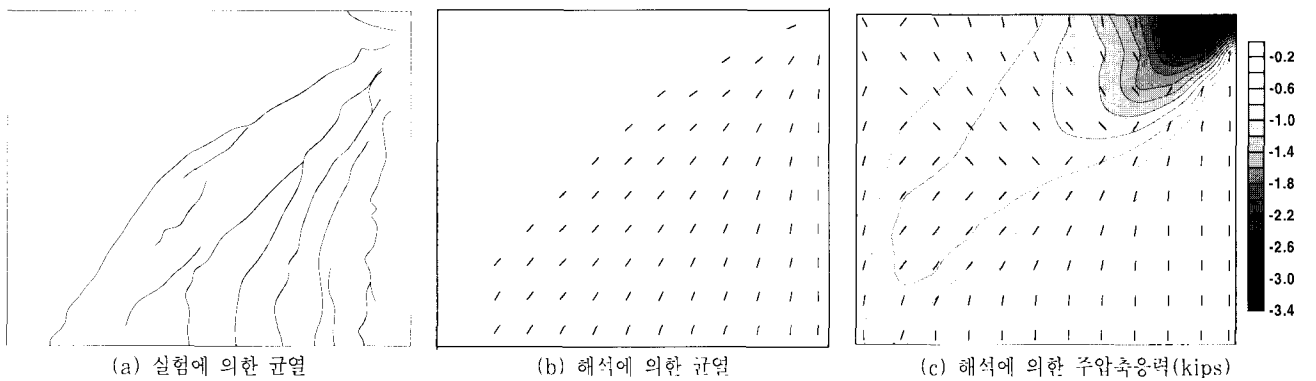


그림 11 P=25.5kips일 때 균열 및 응력분포

방향을 본 해석모델은 잘 예측해 주고 있다. 초기균열단계에는 철근의 항복이 없었으며, 하중이 24kips 인 중간단계에서는 중앙경간 하단부의 수평철근에서부터 항복이 발생하였다. 하중이 한계상태에 근접하면서, 철근의 항복은 중앙경간 상단부까지 근접하여, 실험에서처럼, 전단벽이 휘에 의해 파괴가 지배되는 것으로 나타났다. 한계상태에 근접했을 때 콘크리트 압축응력은 하중이 작용하는 중앙지간 최상단의 한 요소에서만 콘크리트의 일축압축강도에 도달한 것으로 나타났다. 이는 균열과 철근항복이 지배적 거동을 하게되는 전단파괴모드를 갖는 2차원 R/C 구조물에 관한 간편하고 실용적인 거동예측모델을 위해서, 압축축 콘

크리트 거동을 일축압축강도까지는 선형이고, 그 이후도 일축압축강도를 넘지 않는 것으로 가정한 본 모델이, 한계상태 부근에서는 실제 거동과 다소 차이를 보일 수 있으나, 콘크리트 균열과 철근의 항복이 지배적인 영향을 미치는 R/C 평면 및 쉘 요소의 실용적 예측모델로서는 간편하면서도 만족한 결과를 예측해 주는 것으로 평가할 수 있다.

선 하중단계에 대한 수직방향의 하중 및 처짐관계를 실험 및 해석과 비교하여 그림 12에 나타내었다. 콘크리트의 균열발생 단계, 철근의 항복 단계, 및 한계상태에 근접했을 때의 하중 및 처짐 값에 대한 해석 결과가 실험과 대체적으로 일치하고 있음을 보여준다.

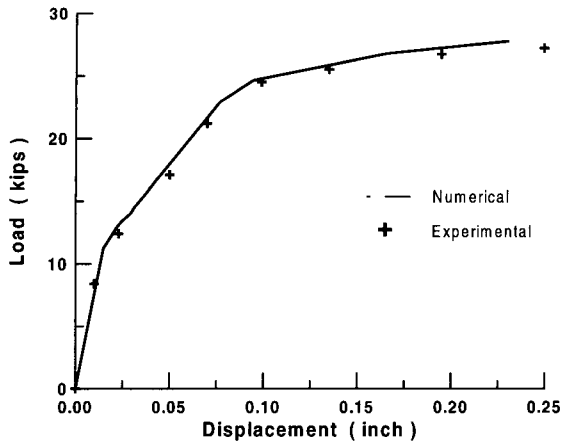


그림 12 하중-처짐 곡선

5.2 R/C 전단벽의 설계 예

본 절에서는 2장에서 소개된 한계상태 방정식을 이용한 R/C 평면요소의 설계 예를 적용하였다. 앞 절에서 소개된 R/C 전단벽과 동일한 구조형태, 치수, 하중조건, 콘크리트 단면, 및 재료값을 갖는 전단벽을 설계하도록 하였다. 유한요소 알고리즘을 이용한 설계를 위한 요소의 분할 및 경계조건 등은 앞 절의 해석과 동일하다. 수평 및 수직 방향의 최소 철근비는 모두 0.004로 고려하였다.

이상의 설계 조건을 입력 값으로 하여, 한계상태방정식에 기초한 유한요소모델을 이용한 전단벽의 설계 결과, 각 요소에서의 설계 철근비를 그림 13에 나타내었다. 그림에서 알 수 있듯이, 중앙경간 하단부 부근 요소들의 수평방향 철근비는 콘크리트의 휨 균열 발생 이후 큰 인장력을 부담하므로 설계 철근비가 다른 요소들에 비해서 높게 나타났다. 중앙경간 상부로 갈수록 수평방향 설계 철근비가 낮게 나타났다. 수직방향 철근은 전체적으로 설계 철근비가 최소 철근비로서 설계되었으나, 전단 균열에 의한 철근 부담이

.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004
.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004
.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004
.004	.0043	.0083	.0089	.0081	.0081	.0081	.0044	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004
.004	.0043	.004	.004	.004	.004	.004	.0047	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004
.004	.0080	.0067	.0078	.0044	.0049	.0085	.0048	.0060	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004
.004	.0081	.0082	.0081	.0076	.0075	.0071	.0089	.0089	.0080	.0088	.0053	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004
.004	.0072	.0074	.0066	.0064	.0079	.0082	.0048	.0089	.0089	.0080	.0088	.0053	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004
.004	.0079	.0087	.0107	.0102	.0111	.0119	.0128	.0129	.0112	.0099	.0072	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004
.004	.004	.004	.0096	.0121	.0121	.0185	.0180	.0181	.0185	.0189	.0180	.0112	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004
.004	.004	.0071	.0082	.0113	.0134	.0156	.0175	.0190	.0200	.0207	.0208	.0158	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004
.004	.004	.004	.0079	.0108	.0137	.0185	.0192	.0219	.0242	.0242	.0277	.0220	.004	.004	.004	.004	.004	.004	.004

그림 13 전단벽의 설계 철근비

높은 전단벽의 대각선 방향을 주위로 하여 설계 철근비가 최소 철근비를 상회하는 철근비로서 설계되었음을 볼 수 있다. 한편, 그림 13은 유한요소예측에 의한 설계 철근비로서, 이 값을 그대로 실제 시공에 적용할 수는 없다. 따라서 시공시에는 설계 철근비를 상회하는 범위에서 철근배치의 시공성을 고려하여 적절하게 수평 및 수직 철근을 배치하여야 할 것이다.

6. 결 론

본 논문에서는 유한요소모델을 이용한 R/C 평면요소에 대한 자동설계 및 실용적 한계상태거동 예측을 위한 알고리즘을 제시한 것으로, 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 전단파괴모드를 갖는 R/C 평면요소의 거동은 콘크리트의 균열 및 균열방향의 회전에 의존하며, 더불어 두 방향의 철근 항복에 의해 부재의 파괴가 주로 지배되는 것에 기인하여, 한계상태설계방정식을 제시하여 유한요소모델에 의한 R/C 평면구조물의 자동설계가 가능하도록 하였다. 이로서, 유한요소모델을 통해서 직접 R/C 평면 구조물에 대한 한계상태의 설계가 가능하며, 유한요소 알고리즘 상에서 직접 설계 철근비를 산출할 수 있도록 하였다.
2. 따라서, R/C 평면요소에 대한 비선형 구성관계를 위하여, 압축 측 콘크리트 거동을 단순화하고, 철근의 항복과 콘크리트의 균열 및 균열 방향의 회전을 고려한 R/C 평면요소의 구성관계를 제시하여 유한요소해석 알고리즘에 적용하므로써, 대략적인 한계상태의 거동 예측을 할 수 있는 해석 모델을 소개하였다. 적용 예를 통한 수치 모델을 R/C 전단벽 실험 모델과 비교한 결과, 제시된 간략화된 모델이 균열방향의 변화와 하중-처짐 관계 등에서 적용 대상 전단벽의 거동을 비교적 잘 예측해 주었다.

참 고 문 헌

1. Ngo, D. and Scordelis, A. C., "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams", *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 64, No. 3, 1967, pp.152~163
2. Cho, C. G., "An Analytical Study on Compressive Strength of Concrete in Flexural Regions of RC Structural Members", Ph.D Dissertation, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan, 2000
3. Cho, C. G. and Hotta, H., "A Study on Com-

- pressive Strength of Concrete in Flexural Regions of Reinforced Concrete Beams Using Finite Element Analysis", *Structural Engineering and Mechanics, An International Journal*, Vol. 13, No. 3, 2002, pp.313~328
4. Gupta, A. K., "Membrane Reinforcement in Shells", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 107, 1981, pp.41~56
 5. Vecchio, F. and Collins, M. P., "*The Response of Reinforced Concrete to Inplane Shear and Normal Stresses*", ISBN0-7727-7029-8, Publication No. 82-03, University of Toronto, 1982
 6. Cervenka, V. and Gerstle, K. H., "Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Panels, Part II: Experimental Verification and Application", *IABSE Publication*, Vol. 32-11, 1972, pp.25~39