

# 철근콘크리트 전단벽의 비선형 유한요소해석

## Nonlinear FE Analysis of RC Shear Walls

곽 호 경\*                      김 도 연\*\*  
Kwak, Hyo-Gyoung              Kim, Do-Yeon

### 요 지

이 논문에서는 판넬, 깊은 보 그리고 전단벽과 같이 평면응력상태하에 있는 철근콘크리트 구조물의 비선형 유한요소해석에 있어서의 직교이방성 콘크리트 구성 모델의 적용성을 보여준다. 등가의 일축 변형률 개념을 토대로 콘크리트의 구성 관계가 주변행률 축과 일치하고 하중이력에 따라 회전하는 직교하는 축에 대해 제시된다. 제안된 모델은 이축 압축응력상태와 인장-압축응력상태에서 각각 압축강도의 증가와 인장 저항력의 감소효과를 보여주는 이축 파괴영역의 정의를 포함한다. 인장균열이 발생한 후, 콘크리트의 압축강도의 감소효과가 제시되고, 인장강화효과로 알려진 철근에 의해 지지되는 콘크리트의 인장응력이 고려된다. 평균응력과 평균변형률 개념을 사용하여 힘의 평형, 적합조건 그리고 철근과 철근을 둘러싼 콘크리트 사이의 부착응력-슬립 관계를 토대로 인장강화효과를 모사하기 위한 모델이 제안된다. 유한요소 모델에 의한 예측은 유용한 실험자료와의 비교에 의해 입증된다. 이 논문에서는 해석 결과와 이상화한 전단 판넬실험으로부터 얻어진 실험값의 비교연구가 수행되고, 제안된 모델의 타당성을 보여주기 위해 서로 다른 응력상태하의 전단 판넬 보와 벽체의 힘-변위 관계를 평가하였다.

**핵심용어** : 직교이방성, 평면응력, 등가일축, 이축, 인장균열, 인장강화, 부착

### Abstract

This paper describes the implementation of an orthotropic concrete constitutive model into the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures such as panels, deep beams, and shear walls under plane stress conditions. Based on the concept of equivalent uniaxial strain, constitutive relations of concrete are presented in the axes of orthotropy which coincide with the principal axes of total strain and rotate according to the loading history. The proposed model includes the description of biaxial failure criteria which show compressive strength enhancement and tensile resistance reduction effects for the stress state of biaxial compression and tension-compression, respectively. After tensile cracking, concrete compressive strength degradation is implemented and tensile capacity of concrete maintained by reinforcing steel (tension-stiffening effect) is considered. Using the concept of average stresses and strains, a criterion is proposed to simulate the tension-stiffening effect based on the force equilibriums, compatibility conditions, and bond stress-slip relationship between reinforcement and the surrounding concrete. The finite element model predictions are validated by comparison with available experimental data. In addition, correlation studies between analytical results and experimental values from idealized shear panel tests are conducted. Load-displacement relations of shear panel beam and walls under different stress conditions are evaluated to verify the soundness of proposed model.

**Keywords** : orthotropic, plane stress, equivalent uniaxial, biaxial, tensile cracking, tension-stiffening, bond

\* 정희원 · 한국과학기술원 토목공학과 조교수

\*\* 한국과학기술원 토목공학과 석사과정

· 이 논문에 대한 토론을 1999년 12월 31일까지 본 학회에 보내주시면 2000년 3월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

## 1. 서 론

최근 구조물의 내진설계에 대한 중요성이 확대되어, 하중증가에 따른 구조물의 비선형 거동 예측 및 극한하중 하에서 구조물의 연성 및 극한저항력의 산정을 위한 연구가 꾸준히 행해지고 있으며<sup>1),10)</sup>, 특히 지진하중과 같은 수평하중에 저항하기 위한 구조물 중 전단벽의 경우 강한 강성이 요구되므로 철근콘크리트(RC)가 주로 사용되는데, 콘크리트의 재료특성과 철근과 콘크리트 사이의 상호작용 때문에 극한하중에서 뿐만 아니라 사용하중에서도 비선형 거동이 일어난다. 현재 각국의 시방서 기준에서는 철근콘크리트 전단벽에 대해 트러스 유사(truss analogy) 개념을 사용하여 극한하중을 산정하고 있지만 이 방법은 전단저항의 거동을 사실적으로 표현할 수 없고, 이를 토대로 예측된 전단벽의 전단저항력은 종종 실험으로부터 얻어진 값에 비해 상당히 과대평가되므로 반드시 안전한 결과를 주는 것은 아니다<sup>9)</sup>. 따라서 보다 정확한 극한하중 및 하중-변위 관계를 산정하기 위해서는 비선형 해석이 수행되어야 할 것으로 판단된다.

이와 같은 거동특성에 대한 정확한 평가를 위해 재료성질의 파악에서부터 구조거동분석에 이르는 많은 연구가 이루어지고 있는데<sup>1)</sup>, 이중 실험결과에 대한 검증은 목적으로 하는 수치해석을 위해서는 성질이 서로 다른 철근과 콘크리트의 재료특성과 역학적 거동 및 두 재료 사이의 상호작용을 효과적으로 모사할 필요가 있다. 평면응력상태로 하중이 작용하는 전단벽의 유한요소 해석을 위해서는 다양한 이축응력의 조합에 따른 강도특성과 재료성질의 변화, 콘크리트의 균열의 발생과 진전, 이에 따른 부착슬립(bond slip)의 영향으로 나타나는 인장강화효과(tension stiffening effect) 등 여러 비선형 거동특성이 적절히 반영되어야 한다.

지금까지 여러 콘크리트의 구성모델이 제안되어 왔으며<sup>1)</sup>, 이중 등가의 일축변형률 개념을 토대로 개발된 직교이방성모델은 응력에 따른 콘크리트의 재료성질의 변화를 효과적으로 표현할 수 있고, 정확성 및 경제성 때문에 이축응력이 작용하는 콘크리트 구조물의 구성모델로 널리 사용되고 있다<sup>4)</sup>. 나아가 균열발생 이후 나타나는 현상 중 균열각의 변화와 균열의 진전에 따른 압축축 콘크리트의 강

도감소 현상을 비롯하여 인장축 변형연화(strain softening)영역의 정의를 통한 인장강화효과 등을 직교이방성 모델에 추가하므로써 실제 거동이 보여 주는 현상들을 더 정확히 모사할 수 있다.

이 논문에서는 전단벽의 거동에 대한 효과적인 수치해석을 목적으로 직교이방성모델에 추가하여 전단응력이 지배적으로 작용하여 압축과 인장이 동시에 발생하는 응력거동을 나타내기 위해 Vecchio 등<sup>17)</sup>이 제안한 식에 따라 압축강도 감소효과를 고려하였고, 특히 균열의 발생에 따라 철근과 콘크리트의 부착을 통한 상호연관성에서 나타나는 인장강화효과를 고려하기 위해 부착응력-슬립 개념을 토대로 직교이방성 모델에 적용할 수 있는 인장응력-변형을 연화영역을 정의하였다. 개발된 콘크리트의 해석모델은 Vecchio 등<sup>16)</sup>이 하중조건과 경계조건을 이상화한 철근콘크리트 판넬에 대해 수행한 실험결과를 토대로 균열과 관련된 비선형 거동과 이로 인한 인장강화효과에 대해 검증하였다. 나아가 전단벽의 구조 거동을 알아보기 위해 Cervenka 등<sup>3)</sup>이 실험한 판넬 보 시험체 및 Lefas 등<sup>12)</sup>의 전단벽 시험체에 대한 하중-변위관계를 비교하고, 균열 양상에 대해 살펴보았다.

## 2. 재료모델링

### 2.1 콘크리트

콘크리트가 이축응력의 하중조합 상태에 있을 경우 일축응력상태와 다른 강도특성을 나타내는데<sup>4)</sup> 이는 포아송효과(Poisson's effect)와 내부 미세균열의 영향에 기인한다. 예를 들어 압축-압축응력 상태에 있는 콘크리트의 주응력비( $\sigma_1/\sigma_2$ )가 1일 경우 그림 1에서와 같이 일축압축강도의 1.25배에 해당하는 압축강도를 나타낸다. 또한 인장-압축영역에서는 압축응력이 커짐에 따라 인장강도는 선형적으로 감소함을 알 수 있다(그림 1 참조).

그림 1과 같은 강도포락선(strength envelop)을 정의하기 위해 이 논문에서는 Kupfer 등<sup>11)</sup>이 실험을 통해 제안한 식을 사용하였으며, 압축-압축, 인장-압축 그리고 인장-인장영역의 강도포락선에 관한 식은 일축압축강도와 인장강도를 사용하여 식 (1), (2) 및 (3)으로 각각 나타낼 수 있다.

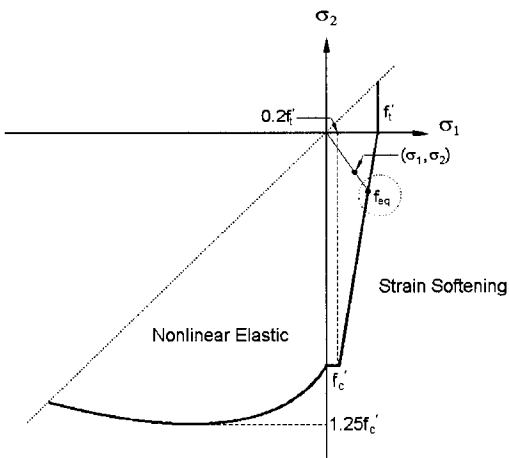


그림 1 콘크리트의 강도포락선

압축-압축영역 :  $\sigma_{2p} = \frac{1+3.65\alpha}{(1+\alpha)} \cdot f_c$   
 $\sigma_{1p} = \alpha \cdot \sigma_{2p}$  ;  
 $\alpha = \sigma_1 / \sigma_2, \sigma_1 \geq \sigma_2$  (1)

인장-압축영역 :  $\frac{\sigma_{1p}}{f_t'} = 1 + 0.8 \frac{\sigma_{2p}}{f_c'}$  (2)

인장-인장영역 :  $\sigma_{1p} = \sigma_{2p} = f_t'$  (3)

전단벽에 작용하는 하중은 수평하중에 따른 전단력이므로 유발되는 전단응력을 주응력으로 치환할 경우 대부분이 인장-압축영역에 놓이게 된다. 따라서 이 영역의 파괴포락선을 살펴볼 때 인장응력이 증가하게 되면 압축강도는 감소하지만 파괴는 기본적으로 인장축 균열에 의해 발생하고, 이때 콘크리트의 주압축응력과 변형률은 콘크리트 응력-변형률 관계의 상승구간에 존재하게 되므로 균열이 발생하기 전 압축축 응력-변형률 관계는 일축응력에서의 응력-변형률 곡선으로 대체할 수 있다. 한편, 균열이 진전되면 주균열 사이에 불규칙하게 발생한 미세균열로 인하여 압축축 콘크리트의 유효단면적이 작아지게 되는데 이 논문에서는 Vecchio 등<sup>17)</sup>이 실험을 통해 제안한 식을 사용하여 압축축 강도를 감소하므로써 이에 따른 효과를 고려하였다. 식 (4)에서 볼 수 있듯이 압축강도를 주인장변형률의 함수로 나타내었으며, 그림 2에 압축강도 감소계수의 변화를 도시하였다. 여기서 1은 주인장축의 등가일축변형률을 나타낸다.

$$\frac{f_{c2max}}{f_c'} = \frac{1}{0.8 - 0.34 \epsilon_1 / \epsilon_c} = \beta \leq 1.0 \quad (4)$$

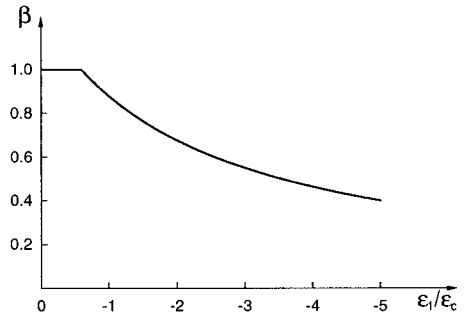


그림 2 압축강도 감소계수와 압축응력-변형률 관계

응력상태에 따른 콘크리트의 응력-변형률관계는 Hognestad<sup>8)</sup>가 제안한 모델을 사용하여 나타내었으며, 각 하중상태에 따라 결정되는 인장강도( $f_{eq}$ ) 및 압축강도( $\sigma_{ip}$ )로부터 응력-변형률관계가 정의된다(그림 3 참조). 여기서  $\epsilon_i$ 는  $i$ 방향의 등가일축변형률(equivalent uniaxial strain)을 나타낸다.

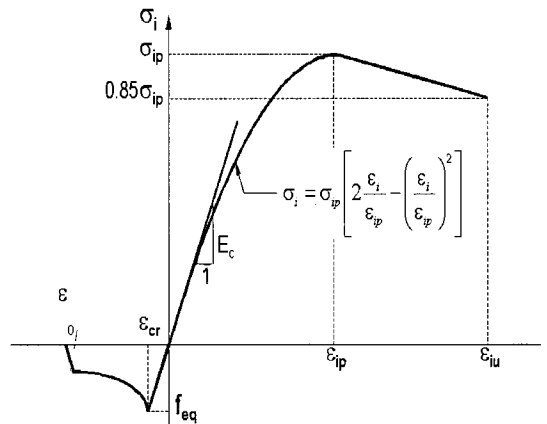


그림 3 콘크리트의 응력-변형률 관계

또한 응력변화에 따른 재료성질의 변화를 모사하기 위해 이 논문에서는 다음과 같이 가장 단순하면서 단조증가(monotonic)하중과 반복(cyclic)하중하에서 콘크리트의 성질을 효과적으로 나타낼 수 있는 직교이방성 증분 구성모델(orthotropic incremental

constitutive model)을 사용하였고, 등가의 일축 응력-변형률 곡선에 적용하기 위해 Darwin<sup>4)</sup>이 제안한 등가일축변형 개념을 도입하였다.

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1E_2} & 0 \\ \nu\sqrt{E_1E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu^2) \cdot G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (5)$$

여기서  $E_1$ ,  $E_2$ 는 각각 주인장, 주압축축 콘크리트의 할선탄성계수(Secant Modulus)이며,  $\nu$ 는 포아송비(Poisson's ratio),  $(1-\nu^2) \cdot G = 0.25 \cdot (E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1E_2})$

### 2.2 철근

철근은 압축영역과 인장영역에서 동일한 응력-변형률 곡선을 갖는 재료로 모사할 수 있는데, 이 논문에서는 길이방향으로 작용하는 축력에만 저항하는 일차원 응력-변형률 관계로 구성하였으며, 그림 4와 같은 응력-변형률 관계를 갖는 선형 탄소성재료로써 모델링하였다.

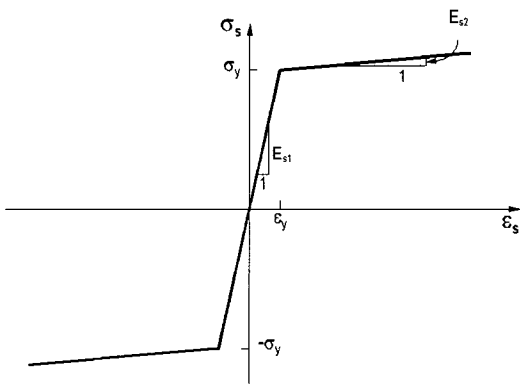


그림 4 철근의 응력-변형률관계

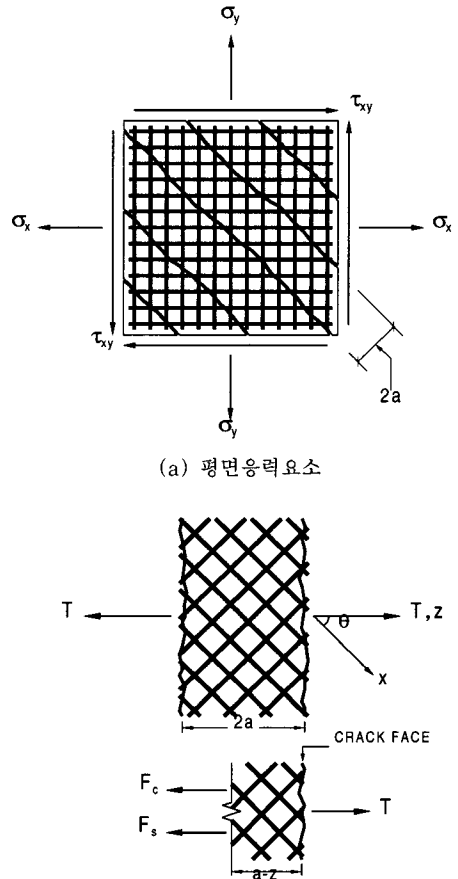
### 3. 인장강화모델 (Tension-Stiffening Model)

#### 3.1 힘의 평형

철근콘크리트 부재에 균열이 발생할 경우, 철근과 콘크리트 사이의 부착에 의해 전달된 국부인장

응력으로 인해 균열이 형성된 후에도 균열사이의 손상되지 않은(intact) 콘크리트 내부에는 인장응력이 존재하게 되는데, 이는 균열의 형성 및 철근과 철근을 둘러싼 콘크리트 사이의 부착에 기인한 인장강화효과(tension-stiffening effect)로 정의된다. 이 논문에서는 인장강화효과를 표현하기 위해 부착응력-슬립(bond stress-slip)을 토대로 한 해석모델을 제안하고자 한다.

그림 5(a)는 평면응력상태의 구조계를 보여주고 있다. 균열사이의 평균연직거리를 2a로 가정하면 균열사이에 위치한 철근과 콘크리트는 그림 5(b)와 같은 자유물체도로 나타낼 수 있다.



(a) 평면응력요소

(b) 균열 사이의 철근콘크리트 자유물체도

그림 5 균열이 발생한 철근콘크리트 요소

균열의 연직방향으로 작용하는 철근콘크리트 요

소의 주인장력(T) 중 철근에 의한 저항력  $F_s$ 는 주인장축에 대한 등가의 철근탄성계수  $E_{s,eq}$ 를 사용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$F_s = E_{s,eq} \cdot \epsilon_{s1} \cdot A_{cl} \quad (6)$$

$$E_{s,eq} = E_{sx} \rho_x \cos^4 \theta + E_{sy} \rho_y \sin^4 \theta$$

여기서,  $\epsilon_{s1}$ 은 주인장축에 대한 철근의 변형률을 나타내고,  $A_{cl}$ 은 주인장축과 직각을 이루는 콘크리트의 단면적을 나타내며,  $\theta$ 는 x축과 균열의 직각 방향이 이루는 각이다.

또한, 콘크리트에 작용하는 하중은 등가의 일축 변형률을 사용하여 다음과 같이 나타내었다.

$$F_c = E_c \cdot \epsilon_{1u} \cdot A_{cl} = E_c \cdot \frac{1}{1-\nu^2} \left( \epsilon_1 + \nu \sqrt{\frac{E_2}{E_c}} \epsilon_2 \right) \cdot A_{cl} \quad (7)$$

이때, 주압축축 콘크리트의 탄성계수  $E_2$ 는 변형이 증가함에 따라 변화하지만, 주인장력에 저항하는 부분의 콘크리트는 균열이 발생하지 않은 상태이므로 탄성계수는  $E_c$ 로 일정하게 된다.

한편, 철근은 균열사이의 콘크리트와의 경계면에서 부착응력을 통해 콘크리트에 인장응력을 전달한다. 편의상 주인장축을 z축이라 두고, 손상되지 않은 콘크리트 내부의 길이 dz를 갖는 미소요소를 생각하여 철근과 콘크리트 각각에 대한 자유물체도를 나타내면 그림 6과 같다.

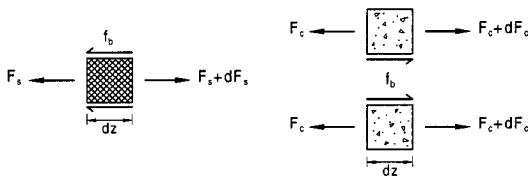


그림 6 철근과 콘크리트 미소요소에 대한 힘의 평형관계

그림 6에서 나타난 힘의 평형관계로부터 철근과 콘크리트에 대한 저항력의 증분을 식(8)과 같이 부착응력의 항으로 표현할 수 있으며, 이때 x, y 방향의 부착응력은 동일하다고 가정하였다.

$$\frac{dF_s}{dz} = pnf_b, \quad \frac{dF_c}{dz} = -pnf_b \quad (8)$$

여기서  $pnf_b = (p_x n_x + p_y n_y) f_b$ 이고, p는 철근의 주변장, n은 미소길이 dz 내의 철근의 개수, 그리고  $f_b$ 는 부착응력을 나타내며, 첨자 x와 y는 각각 x, y방향으로 놓인 철근을 의미한다.

### 3.2 부착슬립 거동 및 인장강화모델

철근과 콘크리트와의 경계면에서 두 재료의 상대적인 변위차( $\Delta = u_s - u_c$ )에 의해 정의되는 부착슬립  $\Delta$ 를 z에 대한 2차미분항으로 나타내면 다음과 같고, 식의 전개과정에서 2축방향 변형의 z축에 대한 변화량은 없으므로 식 (7)로부터  $d\epsilon_2/dz$ 는 0이 된다.

$$\frac{d^2 \Delta}{dz^2} = \frac{d^2 u_s}{dz^2} = \frac{d^2 u_c}{dz^2} = \frac{1}{E_{s,eq} A_{cl}} \frac{dF_s}{dz} - \frac{1-\nu^2}{E_c A_{cl}} \frac{dF_c}{dz} \quad (9)$$

이때, 부착응력-슬립이  $f_b = A \cdot \Delta$ 의 선형관계를 유지한다고 가정하여 식(8)을 식(9)에 대입하여 정리하면 널리 알려진 바와 같이 다음의 부착슬립에 대한 이차미분방정식의 형태를 얻을 수 있다<sup>7)</sup>.

$$\frac{d^2 \Delta}{dz^2} - k^2 \Delta = 0, \quad k^2 = \frac{pnA}{A_{cl}} \left( \frac{1}{E_{s,eq}} + \frac{1-\nu^2}{E_c} \right) \quad (10)$$

위의 미분방정식의 일반해는  $\Delta = C_1 \sinh kz + C_2 \cosh kz$ 로 나타나며( $C_2 = 0$ ), 이를 토대로 식(8)을 z에 대해 적분하고 경계조건을 대입하면  $F_s$ 와  $F_c$ 에 대한 식을 각각 구할 수 있다. 이와 같이 구한  $F_s$ 와  $F_c$ 를 각각 식(6)와 (7)에 대입하여 다시 z에 대해 적분하면  $u_s$ 와  $u_c$ 에 관한 식을 얻을 수 있다.

유도된 관계식들을 토대로 콘크리트의 인장축 응력-변형률관계를 구성하기 위해 주인장력 T로써 철근의 평균변형률( $\epsilon_{s1} = u_s(z=a)/a$ )과 균열사이 콘크리트의 유효인장응력 구하고  $f_t'$ 과  $\epsilon_{crack} (= f_t'/E_c)$ 을 사용하여 무차원화하면 다음의 형태를 갖는다.

$$\frac{\sigma_c}{f_t'} = \frac{1 - \frac{\tanh ka}{ka}}{1 - \sec hka}$$

$$\frac{\epsilon}{\epsilon_{crack}} = \frac{(1-\nu^2) + \frac{\tanh ka}{(n'_x \rho_x \cos^4 \theta + n'_y \rho_y \sin^4 \theta) \cdot ka}}{1 - \sec hka} \quad (11)$$

여기서  $n'_x$ 와  $n'_y$ 는 각각  $x$ ,  $y$ 방향의 탄성계수비를 나타낸다.

만약 식 (11)에서  $ka$ 값이 0에 가까워지면  $\sigma_c/f'_t$  값은 2/3에 수렴하지만, 실제 균열간격은 어느 값에 도달하면 줄어들지 않고 일정하게 된다. 이 논문에서는 균열사이의 평균변형률이 0.001 정도가 되면 균열의 개수가 더 이상 증가하지 않고 일정하게 안정되는 것이 Rizkalla 등의 실험<sup>15)</sup>에 의해 밝혀진 관계로 이 변형률에 이를 때까지 부착응력이 선형적으로 증가한다고 가정하여 식 (11)이 유효하다고 보았다(그림 7의 점A 참조).

한편, 변형이 증가하여 철근이 항복상태에 이르면, 부착응력 또한 최대값을 지나 부착슬립의 증가에 대해 감소하는 경향을 나타낸다<sup>1)</sup>. 이를 고려하기 위해 부착응력은 슬립에 상관없이 일정한 값을 유지한다고 보고( $f_b = \tau_b$ ) 식 (12)를 사용하여 이 상태에서의 주인장력을 철근의 항복강도로 나타내어( $T = f_{yx} \rho_x A_x \cos \theta + f_{yy} \rho_y A_y \sin \theta$ ) 앞에서와 같은 방법으로 철근의 항복에 대응하는 응력비와 변형률비를 구하였다(그림 7의 점B 참조).

$$F_s = T - p n \tau_b (a - z), \quad F_c = p n \tau_b (a - z) \quad (12)$$

$$\frac{\sigma_c}{f'_t} = \frac{1}{2}, \quad \frac{\epsilon}{\epsilon_{crack}} = \frac{1}{E_{s,eq}}$$

$$\left( t \cdot (f_{yx} \rho_x \cos \theta + f_{yy} \rho_y \sin \theta) - \frac{p}{s} \tau_b a \right) \cdot \frac{E_c}{\frac{p}{s} \tau_b a} \quad (13)$$

여기서  $p/s = p_x/s_x + (p_y/s_y) \cdot (l_x/l_y)$ 이고,  $s_x$ ,  $s_y$ 는 각각  $x$ ,  $y$ 방향 철근의 간격,  $l_x$ ,  $l_y$ 는 각각  $x$ ,  $y$ 축과 직각을 이루는 변의 길이를 의미한다.

다음으로 인장응력-변형률곡선에서  $\sigma_c/f'_t$ 이 0이 될 때의 변형률을 계산하기 위해  $T = F_s + F_c$ 에서  $F_c$ 를 0으로 두고, 동일한 방법으로 전개하면  $\epsilon/\epsilon_{crack}$ 은 다음과 같이 정의된다(그림 7의 점C 참조).

$$\frac{\epsilon}{\epsilon_{crack}} = \frac{t \cdot (f_{yx} \rho_x \cos \theta + f_{yy} \rho_y \sin \theta)}{E_{s,eq}} \cdot \frac{E_c}{\frac{p}{s} \tau_b a} \quad (14)$$

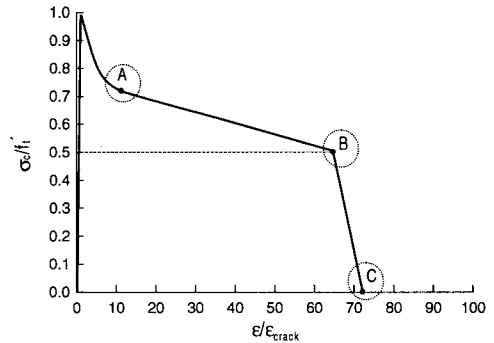


그림 7 콘크리트의 유효인장응력-변형률 곡선

#### 4. 유한요소 정식화

유한요소에 의한 정식화 과정에서 철근과 콘크리트의 복합체로 형성된 철근콘크리트 유한요소를 구성하게 되는데, 이를 위해서는 두 재료사이에 완전부착이 가정되어 동일한 변위장을 사용하여야 한다. 이때, 균열로 인한 비선형 거동시 유발되는 부착슬립 거동은 인장강화모델에서 간접적으로 그 영향을 반영하였다. 이 논문에서는 콘크리트의 경우 면내균열모델(smearred crack model)을 사용하였고, 특히 회전균열모델로써 균열의 진전에 따른 균열각의 변화를 모사하였다. 한편, 철근콘크리트 벽체의 경우 일반적으로 철근이 콘크리트 내에 균일하게 분포하므로 distributed 철근모델을 사용하여 모델링하였다.

##### 4.1 철근콘크리트 강성행렬의 구성

응력변화에 따른 콘크리트의 재료성질 변화는 식 (5)에서 정의된 콘크리트의 재료행렬  $[D_c]_{LO}$ 에 의해 표현되는데 여기서는 수렴의 안정성을 위해 할선(secant)탄성계수를 사용하였다. 이때,  $[D_c]_{LO}$ 는 재료축을 기준으로 하여 정의된 국부재료행렬이므로 구조물의 강성행렬로 조합하기 전에 다음과 같이 좌표변환행렬  $[T]$ 를 사용하여 전체좌표계에 대한 재료강성행렬  $[D_c]_{GL}$ 로 치환하여야 한다.

$$[D_c]_{GL} = [T]^T \cdot [D_c]_{LO} \cdot [T],$$

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \sin \theta \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta \\ -2 \sin \theta \cos \theta & 2 \sin \theta \cos \theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (15)$$

여기서,  $\tan 2\theta = \gamma_{xy} / (\epsilon_x - \epsilon_y)$ 이고,  $\theta$ 는 x축과 균열의 수직방향이 이루는 각이다.

한편, distributed모델을 사용하는 철근의 경우 다음과 같이 각 방향의 철근을 철근비  $\rho$  만큼 요소 내에 균일하게 분포하고 있는 철근층으로 모사하여 i방향 철근의 재료강성행렬  $[D_{si}]$ 를 나타낼 수 있으며, 식 (15)와 같은 방법으로 철근의 배근방향을 고려하여 전체좌표계에 대한 재료강성행렬을 구성한다. 여기서,  $E_{si}$ 는 철근의 탄성계수이고, 철근이 항복하기 시작하면  $E_{si}$ 는 변형률경화영역의 탄성계수로 대체된다.

$$[D_{si}] = \begin{bmatrix} \rho_i E_{si} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (16)$$

철근콘크리트의 유한요소로 사용한 2차원 평면응력요소는 등매개변수요소(isoparametric element)로서 절점당 2개의 자유도를 가지며, 정식화과정은 고전적인 변위법(displacement formulation)을 따랐으며 구성된 철근콘크리트 평면응력요소의 강성행렬  $[K]_{el}$ 은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$[K]_{el} = [K_c]_{el} + \sum_{n=1}^n [K_{si}]_{el} = \int_v [B]^T \left\{ [D_c]_{GL} + \sum_{i=1}^n [D_{si}]_{GL} \right\} [B] dV \quad (17)$$

### 4.2 해석과정

이 논문에서는 하중단계를 구분하여 각 하중단계에서의 구조물의 거동을 파악할 수 있고, 반복법을 사용하여 각 하중상태에 대한 정확한 결과를 얻을 수 있는 잇점을 가진 복합법(combined incremental/initial method)을 사용하여 비선형해석을 수행하였다. 이 방법은 각 하중단계의 첫번째 반복해석 시에만 강성행렬을 재구성하고 이렇게 재구성된 강성행렬을 반복해석과정동안 그대로 사용하여 해를 구하게 된다. 반복과정에서의 해의 수렴여부는 구조물에 작용하는 외력에 대한 외력과 구조물의 내력의 차이를 오차한계와 비교하여 결정하였다<sup>13)</sup>.

$$\frac{\left[ \sum_{i=1}^N (\psi_i^r)^2 \right]^{1/2}}{\left[ \sum_{i=1}^N (f_i)^2 \right]^{1/2}} \times 100 \leq TOLER \quad (18)$$

여기서 N은 총절점수를,  $f_i$ 는 절점 i의 외력을,  $\psi_i^r$ 은 r번 반복계산 후의 외력과 내력의 차이를, TOLER는 주어진 오차한계를 각각 의미한다. 또한, 수치오차에 의해 야기되는 부정확한 파괴형상의 발생을 억제하기 위해 하중단계를 극한하중의 2.5~5.0% 범위로 유지하였고, 수렴된 결과에 도달하기까지의 최대반복회수와 허용오차의 한계값을 각각 30번과 1%로 설정하였다.

## 5. 수치해석

### 5.1 철근콘크리트 판넬(PV Series)

재료모델과 인장강화모델의 타당성을 검토하기 위해서는 하중조건과 경계조건을 이상화한 구조요소인 판넬에 대한 수치해석이 필요하다. 이 논문에서 해석모델을 검증하기 위해 Vecchio 등이 수행한 판넬 실험<sup>16)</sup>을 수치예제로 선택하였다. 이 판넬시험은 다양한 철근비를 갖는 판넬에 대해 전단응력 및 전단응력과 수직응력이 조합된 여러 하중형태를 적용한 실험으로 수치해석시 많이 인용되고 있다. 실험에 사용한 판넬 시험체는 그림 8과 같이 890×890×70mm의 동일한 치수를 가지는 것으로 철근은 직교방향으로 배근된 용접철근망을 사용하였으며, 특수하게 제작된 시험장치를 통해 판넬의 가장자리를 따라 균일한 응력이 작용하도록 하여 순수전단상태를 유지하였다.

그림 8은 유한요소로 이상화한 시험체를 보여주고 있는데, 그림에서 보듯이 콘크리트 판넬은 2×2 가우스 적분점을 가지는 4절점 등매개요소로서 모델링하였으며, 콘크리트의 포아송비는 0.2로, 인장강도는  $f_t' = 0.33 \cdot (f_c')^{1/2}$ 에 따라 각각 산정하였다.

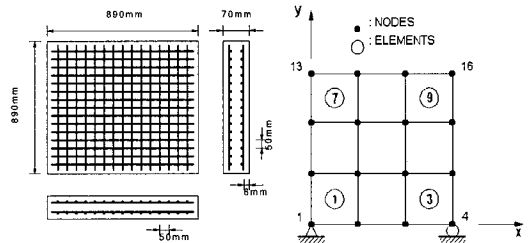


그림 8 Vecchio 등이 실험한 판넬과 유한요소로 이상화한 시험체

표 1 철근콘크리트 판넬의 하중조건 및 제원

Panel	Loading ratios $\tau_{xy} : \sigma_x : \sigma_y$	Longitudinal (x direction)		Transverse (y direction)		Concrete		Experimental Results		Predicted Results		$v_u$ Exp. $v_u$ Ana.
		$\rho_x$	$f_{vt}^*$	$\rho_y$	$f_{vt}^*$	$\epsilon_c$	$f_c^*$	$v_u^*$	Mode	$v_u^*$	Mode	
PV10	1 : 0 : 0	0.01785	276	0.00999	276	-0.00270	-14.5	3.97	A	3.96	A	1.003
PV11	1 : 0 : 0	0.01785	235	0.01306	235	-0.00260	-15.6	3.56	B	4.06	B	0.877
PV18	1 : 0 : 0	0.01785	431	0.00315	412	-0.00220	-19.5	3.04	A**	3.44	A	0.884
PV19	1 : 0 : 0	0.01785	458	0.00710	299	-0.00215	-19.0	3.95	A	4.20	A	0.940
PV20	1 : 0 : 0	0.01785	460	0.00885	297	-0.00180	-19.6	4.26	A	4.62	A	0.922
PV21	1 : 0 : 0	0.01785	458	0.01296	302	-0.00180	-19.5	5.03	A	5.63	A	0.893
PV22	1 : 0 : 0	0.01785	458	0.01524	420	-0.00200	-19.6	6.07	C	6.39	C	0.950
PV23	1 : -0.39 : -0.39	0.01785	518	0.01785	518	-0.00200	-20.5	8.87	C	7.57	C	1.172
PV25	1 : -0.69 : -0.69	0.01785	466	0.01785	466	-0.00180	-19.3	9.12	C	7.98	C	1.143
PV27	1 : 0 : 0	0.01785	442	0.01785	442	-0.00190	-20.5	6.35	C	6.57	C	0.967

\* units : MPa , \*\* Sliding shear failure of concrete

Failure Modes :

- A - Concrete shear failure after transverse steel yielding
- B - Steel yielding in both directions
- C - Concrete crushing prior to any steel yielding

또한 철근의 탄성계수  $E_s$ 는 200,000MPa를 사용하였고, 변형경화영역의 탄성계수는 0.01 $E_s$ 로 정의하였다. 각 시험체의 하중조건과 x, y방향 철근비, 항복응력 및 콘크리트의 압축강도, 최대변형률값 등은 표 1에 나타내었다. 표 1에서 보듯이 PV23, PV25, PV27을 제외한 모든 시험체의 x, y 방향 철근비와 항복응력이 서로 다르며, 작용하중의 경우 PV23과 PV25 시험체는 전단응력과 수직응력이 조합된 형태로 하중이 작용하고, 나머지 시험체는 순수전단상태에 있음을 알 수 있다.

실험결과 하중이 비례적으로 증가하여도 균열이 발생하면 주축의 방향이 회전하여 균열초기와 극한 상태에서의 균열각에 차이가 생기는데, 이와 같은 균열각의 변화에 따른 영향과 구조거동을 제한한 모델이 효과적으로 모사할 수 있는지 알아보기 위해 참고로 주인장응력-변형률관계를 PV11과 PV21 시험체에 대해 실험결과 및 Vecchio 등이 제안한 모델식과 비교하여 그림 9에 나타내었다.

그림 9에서 볼 수 있듯이 이 논문에서 제시한 인장강화모델은 Vecchio 등이 실험을 통해 제안한 모델과

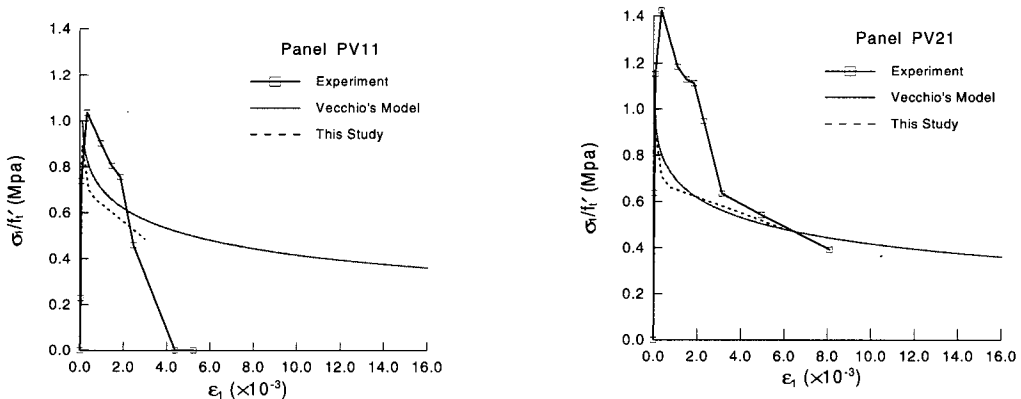


그림 9 철근콘크리트 판넬의 주인장응력-변형률



매우 유사한 거동을 나타내고 있으며, 인장강화효과를 효과적으로 모사하고 있다. 한편, Vecchio 등이 제안한 식은 주인장응력이 주인장변형률에 대한 함수로만 표현되어 철근비와 철근의 항복응력 등 철근에 따른 영향을 고려하지 못하지만, 이 논문에서 제안된 인장강화모델의 경우 철근비의 변화에 따라 발생하는 인장강화효과의 차이를 반영할 수 있다.

또한 회전균열모델의 사용으로 결과가 개선되었으나, 이축응력상태의 파괴포락선으로 구한 인장강도  $f_{eq}$ 를 사용하여 그림 9에서와 같이 균열발생 초기에 인장강화효과가 다소 과소평가되지만, 구조물의 전체 거동에서 볼 때 크게 문제가 되지 않는 것으로 판단된다. 따라서 이 논문에서 제안한 인장강화모델이 전단이 지배적으로 작용하는 구조물의 수치해석에 효과적으로 사용될 수 있을 것으로 판단되며, 실험을 통해 제시된 Vecchio 등의 모델에 대한 이론적인 근거를 제시할 수 있을 것으로 사료된다.

전단응력-변형률 관계를 살펴보기 위해 실험결과

및 Filippou 등<sup>2)</sup>이 수행한 해석결과와 비교하여 그림 10에 나타내었으며 구조물의 거동을 비교적 효과적으로 모사하고 있는 것을 볼 수 있다. 나아가 표 1에서 나타낸 시험체들의 파괴형상을 보면 x, y방향의 철근비가 다른 판넬 PV10, PV19, PV20 및 PV21의 경우 상대적으로 약한 한쪽방향 철근이 항복한 후 콘크리트의 전단파쇄로 파괴되는 반면 판넬 PV11은 양쪽방향의 철근이 모두 항복하여 파괴되는 형상을 나타내고 있다. 한편 PV18의 경우는 갑작스런 철근의 부착파괴로 인해 실험시 콘크리트의 미끄러짐으로 인한 전단파괴가 일어난 관계로 실험으로 구한 극한 전단응력이 수치해석 결과와 비교하여 작은 값을 나타내고 있다. 또한 판넬 PV22, PV23, PV25와 PV27은 양쪽방향으로 과다하게 배근된 철근으로 인해 x와 y방향 철근이 항복되기 전에 콘크리트의 전단파쇄로 인한 취성파괴가 일어나고 있다. 표 1에서 보는 바와 같이 제안된 인장강화모델을 토대로 한 수치해석이 언급한 구조거동 특성과 극한 저항력을 비

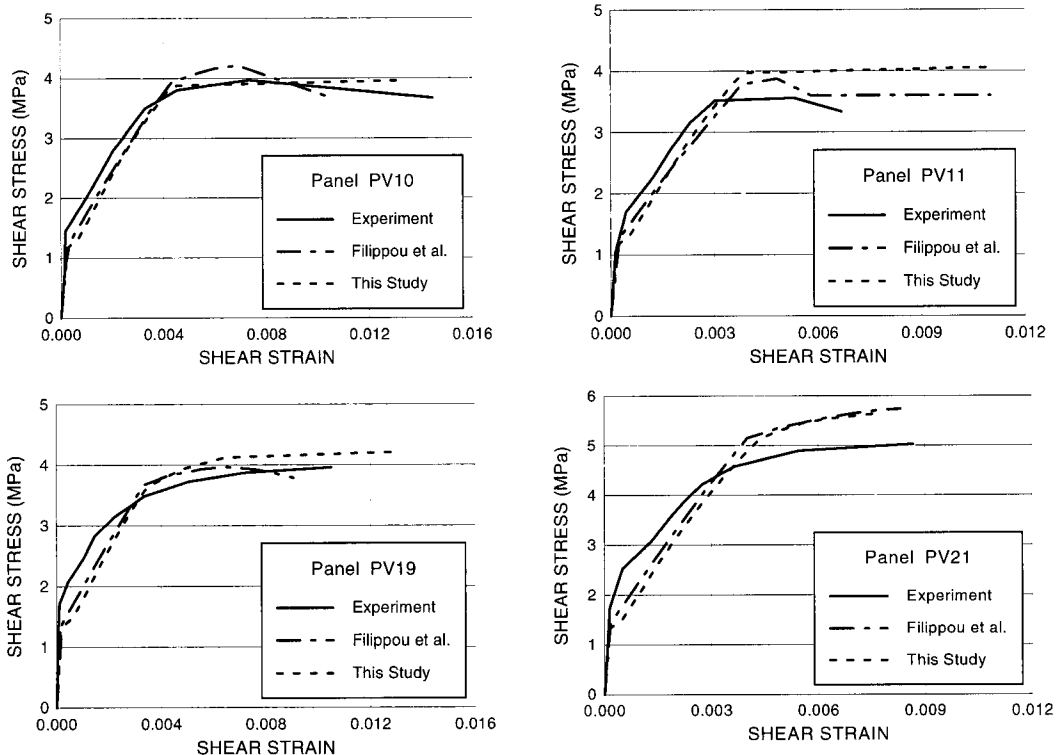


그림 10 전단응력-변형률관계의 수치해석 및 실험결과에 대한 비교

교적 정확히 예측하고 있는 것을 알 수 있다.

### 5.2 철근콘크리트 전단 판넬 보(W-2)

하중 전달부분인 3개의 두꺼운 리브(rib)에 의해 나누어져 2개의 판넬로 구성된 Cervenka와 Gerstle<sup>3)</sup>이 실험한 전단 판넬 시편 W-2는 그림 11에서 보는 바와 같이 판넬의 폭과 높이가 762mm이고, 76.2mm의 두께를 가지며 직교방향으로 철근이 배근되어 단순 지지 된 시험체로서 철근콘크리트의 유한요소해석시 수치예제로 널리 인용되고 있다. 298.5mm의 두께를 갖는 리브부분은 띠철근으로 보강되어 있으며, 시험체

하단의 1/5부분은 좁은 간격으로 수평철근이 배근되어 있다. 하중은 가운데 리브에 단조증가(monotonic)하중인 집중하중 P가 작용하고 있으며, 시험체의 세부 형상 및 철근이 배근된 형태는 그림 11에 나타내었다.

시험체와 하중조건의 대칭성으로 시험 시편의 절반을 유한요소로 모델링하였으며 그림 12에 유한요소망과 해당 철근비를 나타내었다. 재료특성은 콘크리트의 경우 압축강도는 26.8MPa이며, 인장강도는 Vecchio 등이 제안한 식으로부터 계산하였고, 탄성계수는  $2 \times 10^4$ MPa을 사용하였다. x, y방향의 철근은 지름이 9.53mm인 No.3 철근으로 항복강도가 353MPa이고,  $1.9 \times 10^5$ MPa의 탄성계수를

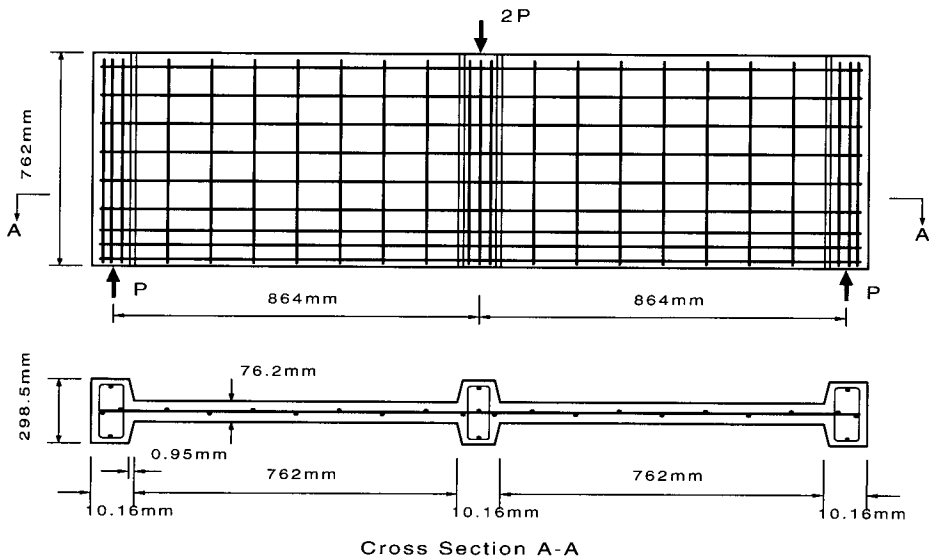


그림 11 전단판넬 시험시편 W-2의 제원 (Cervenka and Gerstle, 1972)

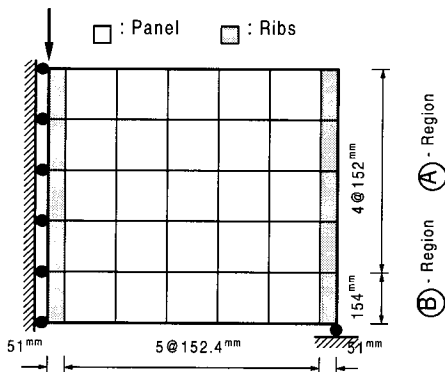


표 2 각 영역의 철근비

Region	Reinforcement ratio, $\rho$		
	dir.	Panel	Ribs
A	x	0.0092	0.0023
	y	0.0092	0.0047
B	x	0.0183	0.0047
	y	0.0092	0.0047

그림 12 판넬 W-2의 유한요소 모델링 및 해당 철근비

갖는 탄소성재료로써 모델링하였으며, 변형경화영역의 탄성계수는  $0.01E_s$  값을 사용하였다.

그림 12에 판넬 보의 1/2부분을 4절점요소를 사용하여  $7 \times 5$  요소망으로 유한요소 모델링하여 나타내었고, 각 영역에서의 철근비는 표 2과 같다. 수치해석 결과를 하중-변위곡선에 대해 실험결과 및 Darwin과 Pecknold<sup>6)</sup>의 수치해석 값과 비교하여 그림 13에 나타내었다.

하중과 시간 중앙에서의 변위를 나타낸 곡선에서 보듯이 하중-변위관계 및 극한하중값에 대한 수치해석 결과가 실험결과와 거의 일치함을 알 수 있다. Darwin 등은 선형증분 직교이방성모델을 사용하여 등가의 일축변형을 개념을 토대로 비선형 해석을 수행하였으며<sup>6)</sup>, 균열발생 이후에 철근과 콘크리트 사이의 부착에 기인하여 야기되는 콘크리트 내부의 응력은 무시하고, 단지 균열폭에 따른 인장변형률의 변화량만을 계산하기 때문에 인장강화효과를 고려하지 않게 되므로 균열 후 항복에 이르기까지의 비선형 거동 해석시 실험값과 비교해 구조물의 강성을 작게 평가하고 있음을 알 수 있다. 한편 인장강화효과에 의한 거동차이를 살펴보기 위해 콘크리트의 인장축 변형연화영역의 유무에 따른 수치해석 결과를 그림 14에 비교하여 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 인장강화효과를 고려시 증가된 강성으로 구조 거동이 효과적으로 모사되고 있음을 알 수 있다. 또한 인장강화효과를 고려한 경우와 고

려하지 않은 경우의 결과 차이는 콘크리트에 균열이 발생한 이후에도 저항력을 완전히 상실하지 않고 있음을 간접적으로 보여주고 있다. 특히 사용하중 하에서의 구조거동을 지배적으로 나타내는 60kN 이하의 하중단계에서도 두 경우의 변위차이가 상대적으로 크게 나타나고 있는 것을 볼 때 휨 모멘트가 지배적으로 작용하는 보, 슬래브 구조물과 달리 전단력이 지배적으로 작용하는 벽체구조물의 경우는 철근과 콘크리트의 부착에 의한 저항력이 상대적으로 크게 나타나는 것을 알 수 있다.

한편 하중단계에 따른 구조물의 균열 거동을 살펴보면 하중단계 초기에 벽체 중앙 하단부의 콘크리트에서 전단응력(shear stress)보다 지배적인 영향을 미치는 휨에 의한 연직응력(normal stress)의 영향으로 연직방향의 휨균열이 먼저 발생하고 점차적으로 하중이 증가함에 따라 철근이 항복하면서 균열이 벽체의 상부로 진전되며, 중앙부에서 멀리 떨어진 영역일수록 전단응력이 지배적으로 나타나는 관계로 45° 방향의 전단균열이 증가하다가 파괴(collapse)는 궁극적으로 벽체 상단 가운데 리브 근처의 콘크리트가 파쇄되어 일어난다. 그림 15는 파괴시 실험에서 나타난 균열 양상과 수치해석에 의해 계산된 각 적분점(gauss point)에서의 균열형상을 비교하여 나타내고 있다. 그림에서 보듯이 수치해석에 의한 파괴시의 균열형태 및 균열각이 실험결과와 유사한 것을 볼 수 있다.

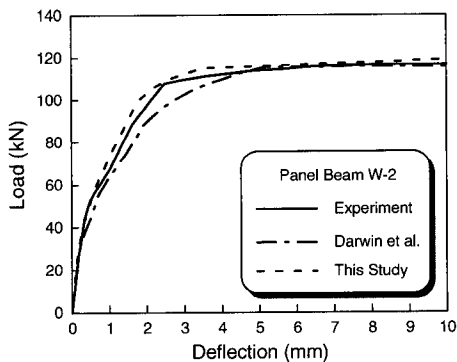


그림 13 시험체 W-2의 하중-변위곡선

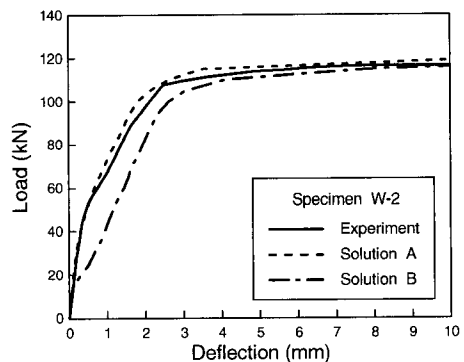
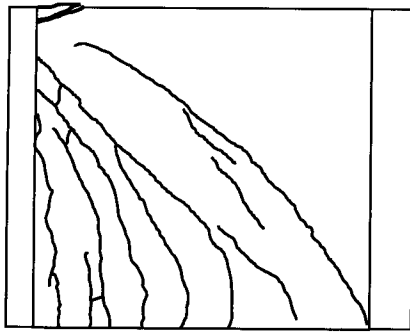
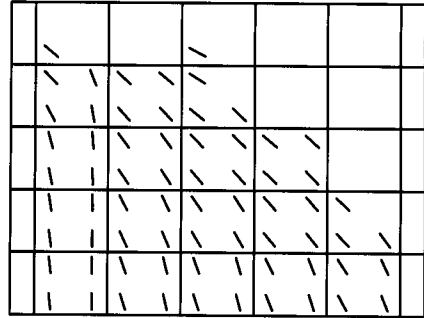


그림 14 인장강화효과 유무에 따른 결과의 비교  
Solution A : With Tension-Stiffening  
Solution B : Without Tension-Stiffening



(a) 실험 결과



(b) 수치해석 결과

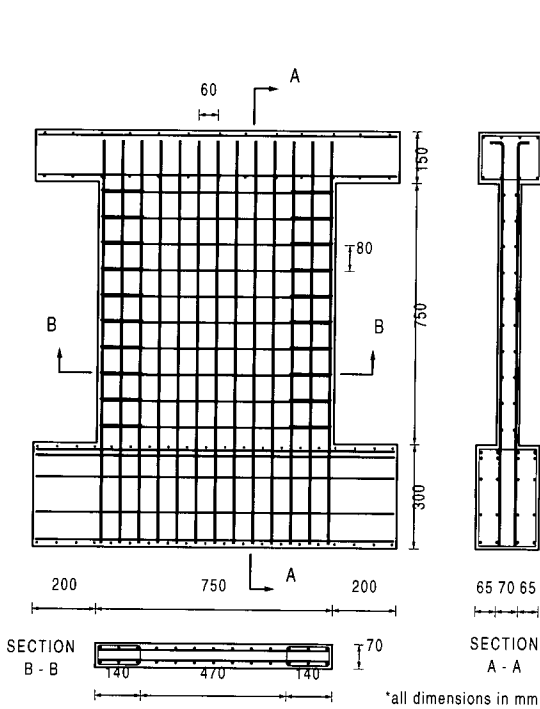
그림 15 균열형상에 대한 실험결과와 수치해석결과의 비교

### 5.3 RC 전단벽 실험(SW Series)

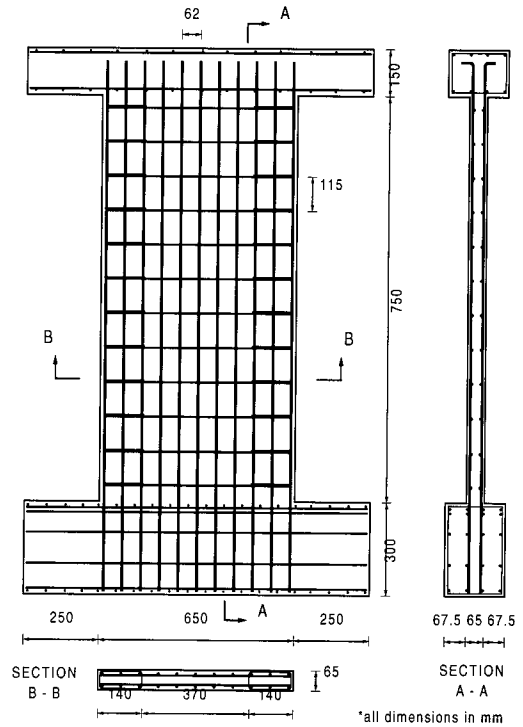
최근 Lefas와 Kosovos<sup>12)</sup>는 그림 16과 같이 2가지 형상을 갖는 시험체에 대해 몇몇 하중조건에

대한 전단벽 실험을 수행하였다.

Lefas 등은 전단벽의 높이 대 폭의 비, 수직하중, 콘크리트의 강도 및 벽체 웨브(web)의 수평방향 철근량과 같은 여러 변수들이 벽체의 거동에 미



(a) Type I



(b) Type II

그림 16 Lefas 등이 실험한 전단벽의 형상 및 철근배근도

치는 영향에 대해 살펴보고, 나아가 실험으로부터 얻어진 결과를 토대로 전단벽의 파괴원인을 규명함과 더불어 당시의 벽체 설계에 대한 시방서의 규정이 실제 실험으로부터 얻은 구조 거동에 상반됨을 증명하기 위한 목적으로 실험을 수행하였다.

그림 16에서 보는 바와 같이 나타난 시험체는 각각 높이 대 폭의 비가 1.0(a)과 2.0(b)인 벽체로서 전단벽의 상단에는 하중 전달과 수직철근의 정착을 목적으로, 하단은 지지점 역할을 하도록 하기 위해 벽체에 비해 상대적으로 두께와 철근의 배근량이 큰 보를 전단벽의 상, 하단에 설치하였다. 시험체에 배근된 철근은 ACI 318-83의 규준에 따라 수직방향과 수평방향으로 배근되었고, 전단벽의 양측 가장자리 부분이 띠철근으로 보강되어 있는데 수직방향 철근의 경우 지름 8mm의 철근이 Type I 과 Type II 시험체에 각각 60mm와 62mm의 간

격으로 배근되어 있으며, 수평철근은 지름 6.25mm의 철근이 Type 과 Type 시험체에 80mm, 115mm의 간격으로 각각 배근되어 있다.

두 가지 형상의 Type I 및 Type II 전단벽에 대해 각각 7개 및 6개의 성질이 각기 다른 콘크리트로 구성된 시험체가 서로 다른 수직하중이 재하된 상태에서 수평하중을 단조증가시키는 형태로 하중을 가하여 시험하였는데, 가해진 수직하중의 크기와 각 시험체의 재료성질은 표 3에 나타내었다. 이 논문에서는 이 중 Type I에서 4개, Type II에서 4개의 시험체를 선택하여 수치해석을 수행하였는데, 콘크리트의 압축강도는 해당구조물의 실험시 제시된 육면공시체 강도 (cubic strength)의 85%를 사용하였으며, 인장강도는  $f_t' = 0.33(f_c')^{1/2}$ 로, 탄성계수는  $E_c = 5,000(f_c')^{1/2}$ 로 각각 가정하였다. 한편, 띠철근의 보강으로 인한 최대응력 부근에서 콘크리트의 변형에 대한 구속효과를 고려하기 위해 콘크리트의 응력-변형률 곡선에서 극한 변형률 값을 일축압축강도에 해당하는 변형률 값의 4 배로 가정하였다. 나아가 사용된 수직방향과 수평방향 철근은 각각 Lefas 등이 제시한 470MPa, 520MPa의 항복강도를 갖는 탄성계수가 200,000MPa인 재료로써 모델링하였다.

시험체는 두 형상 모두 52개의 요소를 사용하여 모델링하였는데 그림 17의 유한요소로 이상화한 시험체에서 보는 바와 같이 이 구조물의 경우 전단벽의 내부와 가장자리 및 지지보에서의 철근비는 각각 다른 값을 갖고 있는데, 각 영역에서의 사용된 철근비는 표 4에 나타내었다. 또한 경계조건은 전단벽 하단부 지지보의 상, 하단부를 고정단으로 모델링하여 수치해석을 수행하였다.

표 3 시험체에 가해진 수직하중 및 콘크리트의 재료 특성

Wall	Specimen	Axial load (kN)	$f_c'$	$f_t'$	$E_c$ (MPa)
Type I	SW11	0	-44.5	2.20	33,333
	SW13	355	-34.5	1.94	29,362
	SW14	0	-35.8	1.97	29,958
	SW16	460	-43.9	2.19	33,132
Type II	SW21	0	-36.4	1.99	30,207
	SW22	182	-43.0	2.16	32,824
	SW24	0	-41.1	2.12	32,109
	SW25	325	-38.3	2.04	30,887

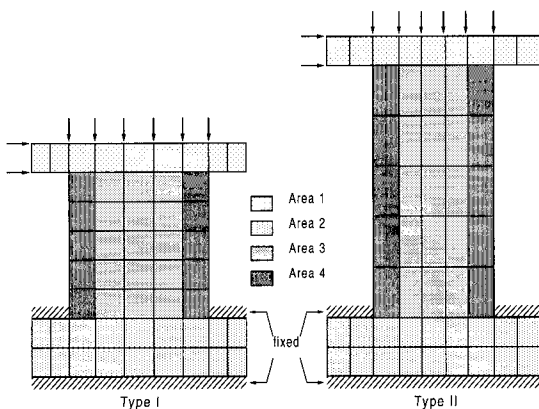


그림 17 유한요소로 이상화한 Lefas 전단벽 시험체

표 4 시험체 각 영역에서의 철근비

Wall	Region*	Thickness (mm)	$\rho_x$ (%)	$\rho_y$ (%)
Type I	1	200	0.82	0.97
	2	200	1.68	1.05
	3	70	1.10	2.40
	4	70	1.55	3.10
Type II	1	200	0.82	0.95
	2	200	1.68	1.02
	3	65	0.82	2.50
	4	65	1.12	3.30

\* : 각 영역에 대한 모사는 그림 17 참조

수치해석 결과 실험 결과와 유사한 거동을 나타내었으며, 파괴과정은 초기에 인장측에서 휨균열이 유발되고, 복부에서의 전단균열의 진전과 더불어 인장 철근이 항복되어 최종적으로 압축측 콘크리트의 파쇄로 극한상태에 이르렀으며, 실험에서 나타난 파괴양상을 효과적으로 모사할 수 있었다.

인장강화효과가 전단벽의 수치해석에 미치는 영향을 알아보기 위해 Type II 시험체 중 SW21과 SW22에 대해 그림 18에서와 같이 실험값 및 인장강화의 유무에 따른 수치해석 결과를 비교하여 나

타내었다. 그림에서 볼 수 있듯이 인장강화효과의 반영으로 하중-변위곡선에 있어서 강성과 극한하중이 정확히 산정될 뿐만 아니라 수치해석상의 안정성이 효과적으로 고려되어 실험으로 나타난 실제 거동에 가깝게 모사할 수 있음을 알 수 있다.

다른 시험체의 수치해석 결과에 대해서도 수평하중과 수평변위 사이의 관계를 실험값과 비교하여 그림 19에 나타내었다. 그림 19에 나타난 바와 같이 수평하중이 있을 경우 강성과 극한하중에 있어서 수평하중이 없을 때보다 더 큰 값을 보임을 알

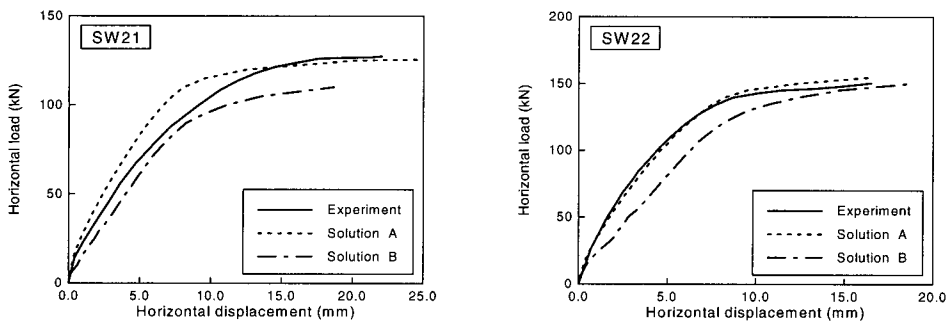


그림 18 전단벽 시험체의 인장강화효과의 유무에 따른 수치해석 결과의 비교  
Solution A : With Tension-Stiffening ; Solution B : Without Tension-Stiffening

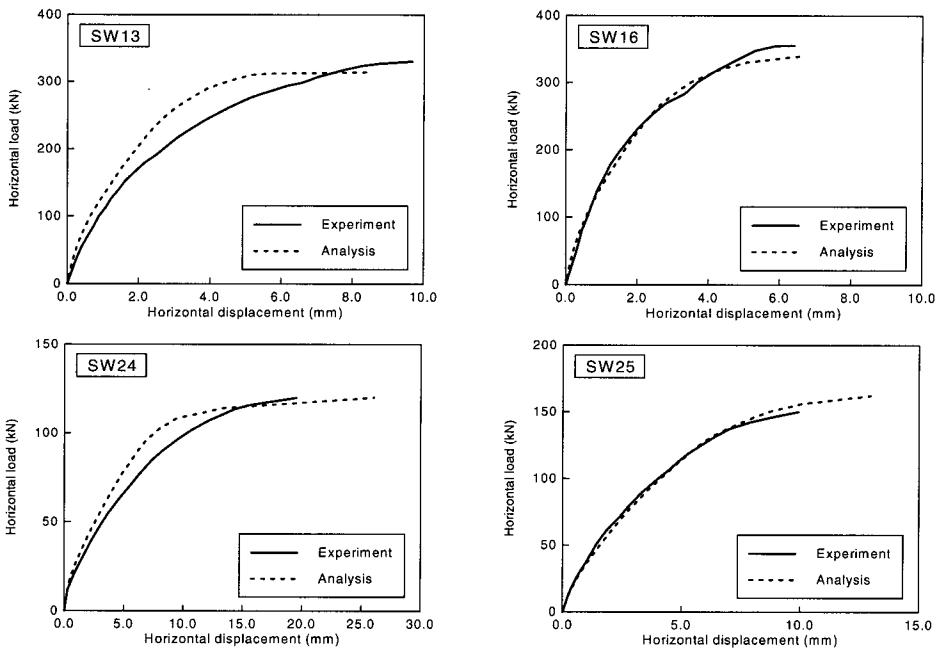


그림 19 시험체의 수평하중-수평변위 관계

수 있다. 이는 전단력과 압축력이 동시에 작용하게 되면 구조체의 각 영역에서 발생하는 전단응력과 압축응력의 영향으로 순수전단력만 작용할 경우에 발생하는 전단응력에 의한 주인장력보다 작은 주인장력이 유발되므로 균열이 발생하는 시점이 지연되고, 나아가 작용하는 압축력이 구조물의 횡방향 변위를 구속하는 역할을 하기 때문으로 판단된다.

또한 수치해석 결과에서 보듯이 이 시험체들 가운데 축력이 없는 시험체의 경우 균열 이후의 하중단계에서의 변위가 실제 구조물의 변위보다 다소 작게 나타나고 있는데 이는 순수전단력이 작용하는 경우 부력에 따른 영향이 상대적으로 크게 나타나게 되는데 이 논문에서 제안된 모델의 경우 균열발생 후 부력거동을 모사함에 있어 평균적인 의미를 사용하고 있으며, 그 균열간격이 50~100mm로 유발되는 일반적인 벽체 구조물을 토대로 한 반면 이 예제 구조물의 경우는 상대적으로 과다철근 상태를 유지하고 있으므로 균열간격이 촘촘하게 유발되는 거동을 모사하는데 한계가 있게 된다. 그러나 앞의 예제 구조물의 경우에서 보는 바와 같이 철근비가 상대적으로 작을 경우 제안된 모델은 구조물의 거동을 효과적으로 모사하고 있으며 벽체 구조물의 경우 일반적으로 사용되는 철근비가 콘크리트 단면적의 0.5% 내외임을 감안할 때 실제 구조물의 구조거동을 보다 효과적으로 모사할 수 있을 것으로 판단된다. 참고로 시험체 중 SW21과 SW22의 극한하중 상태에서의 균열형상을 그림 20에 나타내었다.

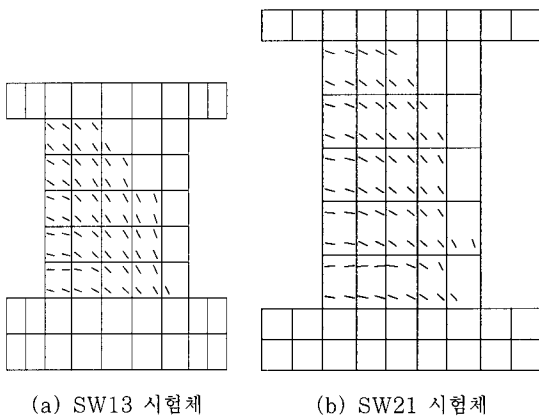


그림 20 극한하중 상태에서 시험체의 균열양상

## 6. 결 론

철근콘크리트 전단벽의 비선형 해석을 위한 해석 모델이 제안되었다. 등가의 일축변형률 개념에 토대를 둔 직교이방성모델로서 서로 다른 응력상태에 대한 콘크리트모델을 정의하였고, 균열의 발생과 진전에 따른 균열각의 변화 및 압축축 강도감소효과를 고려하였으며, 철근과 콘크리트 사이의 부착거동을 토대로 전단응력이 지배적으로 작용하는 구조물의 해석을 위한 인장강화모델을 제안하였다. 제안된 모델은 응력-변형률 관계의 변형연화영역을 정의하므로 직교이방성모델에 적용하기 용이하고, 철근량의 변화에 따른 인장강화효과를 효과적으로 고려할 수 있으며, 나아가 Vecchio 등이 실험을 통해 제시한 모델식에 대한 이론적인 토대를 제공할 수 있었다. 또한 기존의 판넬 및 전단벽의 실험결과와 비교를 통해 인장강화효과에 따른 거동차이 뿐만 아니라 균열각 및 균열양상의 적절히 예측할 수 있었다. 따라서 제안된 모델은 판넬을 비롯한 전단벽의 수치해석시 널리 사용될 수 있을 것으로 판단된다.

## 참 고 문 헌

1. ASCE Task Committee on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, *State-of-the-Art Report on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete*, ASCE, New York, 1982
2. Ayoub, A., and Filippou, F. C., Nonlinear Finite-Element Analysis of RC Shear Panels and Walls, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 3, Mar. 1998, pp.298~308
3. Cervenka, V., and Gerstle, K. H., Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Panels, Part I: Theory, *International Association of Bridge and Structural Engineers Publications*, Vol. 31-11, 1971, pp.31~45
4. Chen, W. F., *Plasticity in Reinforced Concrete*, McGraw-Hill, New York, 1982
5. Comité Euro-International du Béton, *CEB-*

- FIP Model Code 1990*, Thomas Telford Service Ltd., London, 1993
6. Darwin, D., and Pecknold, D. A., Analysis of RC Shear Panels under Cyclic Loading, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 102, No. ST2, Feb. 1976, pp.355~369
  7. Gupta, A. K., and Maestrini, S. R., Tension-Stiffness Model for Reinforced Concrete Bars, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 3, Mar. 1990, pp.769~790
  8. Hognestad, E., A Study on Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, Univ. of Illinois Engineering Experiment Station, *Bulletin Series No. 399*, Bulletin No. 1, 1951
  9. Kosovos, M. D., and Pavlovic, M. N., *Structural Concrete*, Thomas Telford Service Ltd., London, 1995
  10. Kwak, H. G., and Filippou, F. C., Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures under Monotonic Loads, *Report No. UCB/SEMM-90/14*, Univ. of California, Berkeley, 1990
  11. Kupfer, H. B., and Gerstle, K. H., Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 99, No. EM4, Aug. 1973, pp.852~866
  12. Lefas, L. D., Kosovos, M. D., and Ambraseys, N. N., Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism, *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 1, Jan.-Feb. 1990, pp.23~31
  13. Owen, D. R. J., and Hinton, E., *Finite Elements in Plasticity*, Pineridge Press, Swansea, U.K., 1980
  14. Rizkalla, S. H., and Hwang, L. S., Crack Prediction for Members in Uniaxial Tension, *ACI Journal*, Vol. 81, No. 6, Nov.-Dec. 1984, pp.219~231
  15. Rizkalla, S. H., Hwang, L. S., and El-Shahawi, M., Transverse Reinforcement Effects on Cracking Behavior of R. C. Members, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 10, No. 4, 1983, pp.566~581
  16. Vecchio, F. J., and Collins, M. P., The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stress, *Publication No. 82-03*, Department of Civil Engineering, Univ. of Toronto, Toronto, Canada, 1982
  17. Vecchio, F. J., and Collins, M. P., The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, *ACI Structural Journal*, Vol. 83, No. 2, Mar.-Apr. 1986, pp. 219~231
- (접수일자 : 1998. 11. 23)