

주기하중을 받는 철근 콘크리트 면부재에 대한 통합구성모델

김재요¹⁾ · 박홍근^{1)*}

¹⁾서울대학교 건축학과

(2001년 10월 26일 원고접수, 2002년 2월 6일 심사완료)

Unified Constitutive Model for RC Planar Members Under Cyclic Load

Jae-Yo Kim¹⁾ and Hong-Gun Park^{1)*}

¹⁾ Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul, 151-742, Korea

(Received October 26, 2001, Accepted February 6, 2002)

ABSTRACT

A constitutive model unifying plasticity and crack damage models was developed to address the cyclic behavior of reinforced concrete planar members. The stress of concrete in tension-compression was conceptually defined by the sum of the compressive stress developed by the strut-action of concrete and the tensile stresses developed by tensile cracking. The plasticity model with multiple failure criteria was used to describe the isotropic damage of compressive crushing affected by the anisotropic damage of tensile cracking. The concepts of the multiple fixed crack damage model and the plastic flow model of tensile cracking were used to describe the tensile stress-strain relationship of multi-directional cracks. This unified model can describe the behavioral characteristics of reinforced concrete in cyclic tension-compression conditions, i.e. multiple tensile crack orientations, progressively rotating crack damage, and compressive crushing of concrete. The proposed constitutive model was implemented to finite element analysis, and it was verified by comparison with existing experimental results from reinforced concrete shear panels and walls under cyclic load conditions.

Keywords : cyclic load, plasticity, reinforced concrete, multiple fixed crack model, finite element analysis

1. 서 론

철근 콘크리트 부재의 거동을 나타내기 위하여 다중파괴기준을 이용한 소성모델이 널리 연구되어 왔다. 다중파괴기준을 사용함으로써 압축파괴에 의한 등방손상과 인장균열에 의한 비등방손상의 복합 거동을 나타내는 것이 가능하며, 따라서 이러한 소성모델은 인장-압축상태에서의 철근 콘크리트의 균열 후 거동을 정확히 나타낼 수 있다. 그러나, 이에 대한 이전 연구들의 범위는 단조하중을 받는 철근 콘크리트 부재에 한정되어 왔다.

반복/주기 하중을 받는 무근 콘크리트의 제하/재하 특성에 대하여 소성모델의 적용을 확장시키려는 여러 연구들이 시도되어 왔다¹⁻³⁾. 그러나, 다차원 응력상태에서 철근 콘크리트 부재의 주기거동은 다중인장균열의 비등방손상, 인장 연화/경화 거동 및 철근의 거동에 의하여 보다 큰 영향을 받는다. 따라서, 주기하중을 받는 철근 콘크리트 부재에 적용할 수 있는 소성모델은 이러한 거동 특성을 반영하여야 한다.

인장균열의 파괴기준을 정의하는 여러 개념들이 있지만, 기존의 균열 모델은 회전균열모델과 고정균열모델의 두 가지로 분류할 수 있다.

회전균열모델의 경우, Feenstra⁴⁾를 비롯한 대부분의 연구자들은 Rankine 파괴기준을 사용하였으며, Park and Klingner⁵⁾는 Drucker-Prager 파괴기준을 사용하였다. 파괴기준으로 주응력(Rankine 파괴기준)이나 응력불변계수(Drucker-Prager 파괴기준)를 사용함으로써, 회전균열소성모델은 철근 콘크리트의 인장균열에 의하여 점진적으로 회전하는 비등방손상을 간접적으로 나타낼 수 있으며, 이는 단조하중하에서의 실험결과와 잘 일치한다. 이러한 회전균열모델은 인장균열 발생과 그에 따른 손상이 하중이력동안 회전한다는 가정을 사용한다. 그러나, 주기하중을 받는 철근 콘크리트에서 다중의 균열이 각각 다른 방향에서 발생 할 수 있으며 그에 따른 손상은 각각 독립적이어야 한다. 회전균열모델은 이러한 독립적인 균열방향과 손상을 정확히 나타낼 수 없으며, 따라서 회전균열모델은 철근 콘크리트의 주기 거동에는 부적합하다.

Park and Klingner⁵⁾와 ABAQUS⁶⁾는 주응력 혹은 주변 형률방향에서 인장균열이 발생하면 이후의 하중이력동안 인장균열방향이 고정되는 고정균열소성모델을 사용하였다.

* Corresponding author

Tel : 02-880-7055 Fax : 02-871-5518

E-mail : hgpark@gong.snu.ac.kr

회전균열모델과 비교하면, 고정균열모델은 다중의 비직교 균열방향과 각 고정균열방향에서의 균열의 열림/닫힘 거동을 나타낼 수 있는 장점이 있다. 그러나, 콘크리트의 인장균열은 응력에 의하여 유발된 비등방손상이며 콘크리트의 응력상태는 지속적으로 변하기 때문에, 인장균열은 초기균열 방향에서 벗어난 방향으로 점진적으로 발생한다. 고정균열모델은 이러한 인장균열의 점진적인 발전과 비국소 손상을 정확히 나타낼 수 없으며, Park and Klingner⁵⁾의 이전 연구에 따르면, 고정균열모델은 철근 콘크리트 부재의 종국강도를 과대평가하는 것으로 나타났다.

고정균열모델의 단점들을 극복하기 위하여 전단연화 파괴기준 혹은 전단과 인장의 혼합 파괴기준이 제안되었다⁷⁾. 인장균열시 과도한 전단전이응력을 방지하기 때문에, 균열방향에서의 인장파괴나 전단 미끄러짐 파괴에 의해 지배 받는 부재의 강도를 예측하는데 효과적일 수 있다. 그러나, 전단응력은 주인장응력뿐만 아니라 주압축응력과도 관계가 있기 때문에, 고정균열방향에서의 전단연화는 콘크리트의 압축강도를 감소시키는 결과를 가져온다. 따라서, 전단연화 파괴기준을 사용하는 고정균열모델은 압축파괴에 의하여 파괴가 발생하는 철근 콘크리트 부재의 강도를 과소평가한다. 또한, 다중균열이 발생한 경우, 인장, 전단, 압축에 의한 지나치게 많은 파괴기준이 존재하기 때문에 수치적으로 응력변계수를 만족하기 어렵다.

앞서 밝힌 바와 같이 주기하중을 받는 철근 콘크리트에서 하중 또는 변위가 증가할 때에는 인장균열의 비국소 손상으로 인하여 응력변화시 거시적 인장균열방향이 회전할 수 있다. 또한 하중의 제하/재하시에는 더 이상의 균열 손상이 발생하지 않으므로 균열손상이 고정되며, 여러개의 인장균열방향에서 독립된 균열손상이 발생할 수 있다. 따라서 철근 콘크리트의 주기거동을 나타내기 위해서는 하중/변위 증가시 회전균열손상과 하중의 제하/재하시 고정 균열손상을 나타낼 수 있어야 하며, 균열방향이 항상 고정되거나 회전한다는 가정을 사용하는 기존의 고정균열모델 혹은 회전균열모델은 이러한 철근 콘크리트의 주기거동을 적절히 나타낼 수 없다.

본 연구에서는 인장-압축상태의 철근 콘크리트의 주기 거동 특성인 비국소 손상과 다중균열의 독립적인 균열손상을 나타낼 수 있는 소성모델을 개발하는 것을 목적으로 한다. 이를 위하여 기존의 소성모델의 단점을 보완하기 위한 재료모델의 새로운 개념을 도입하고자 한다.

2. 재료모델

본 연구에서는 이전연구⁵⁾에서 개발된 소성모델을 철근 콘크리트의 주기거동을 나타낼 수 있도록 수정 보완한다. 이 소성모델에서는 압축파괴와 인장균열에 대한 두 개의 독립적인 파괴기준을 만족하여야 한다.

$$f_1 = f_2 = f_3 = \dots = f_{k+1} = 0 \quad (1)$$

여기서, 첨자 '1'은 압축파괴를 나타내며, 다른 첨자들은 인장균열에 관련된다. 총 소성변형률 ϵ_p 는 해당 파괴기준에 대한 각각의 소성변형률 ϵ_{pi} 의 합으로 나타낸다.

$$\epsilon_p = \sum_{i=1}^{k+1} \epsilon_{pi} \quad (2)$$

압축파괴에 대하여 Drucker-Prager 파괴기준을 사용한다.

$$f_1 = g_1(\sigma, J_2) - \alpha \bar{\sigma}_1(\hat{\epsilon}_{p1}) = 0 \quad (3)$$

여기서, 유효응력 $g_1(\sigma, J_2) = A_1\sigma + A_2\sqrt{3J_2} + A_3$ 이며, 상수 A_1, A_2, A_3 는 Kupfer et al.⁸⁾에 의한 기존 실험값을 이용하여 계산할 수 있다.⁵⁾ 항복면 함수 $\bar{\sigma}_1(\hat{\epsilon}_{p1})$ 은 Fig. 1에 나타나 있으며, Park and Klingner⁵⁾에 의해 제안되었다. 그림에서 f_{m1} = 최대 1축 압축응력 (f_{ck}), $\hat{\epsilon}_{p1}$ = 등가소성변형률, $\hat{\epsilon}_{sp1}$ = 최대압축 응력에 대응하는 등가소성변형률, $\hat{\epsilon}_{fp1}$ = 종국 등가소성 변형률, E_c = 초기강성, G_c = 압축파괴에 의한 파괴에너지, h = 가우스점에 대한 유효길이이다. 식 (3)에서 α 는 인장-압축 (전단) 상태의 콘크리트에서 인장균열의 존재에 따른 콘크리트의 초기압축파괴를 나타내기 위한 강도저감계수로서 Vecchio와 Collins⁹⁾가 제안한 다음과 같은 강도저감계수식을 사용하는데, 본 연구에서는 존재하는 인장균열의 소성변형률의 함수로 정의된다.

$$\alpha = \left(0.8 + 0.34 \frac{\hat{\epsilon}_{fp}}{\hat{\epsilon}_{sp1}}\right)^{-1} \leq 1.0 \quad (4)$$

여기서, $\hat{\epsilon}_{fp}$ 는 인장소성변형률이다.

실험결과에 따르면 콘크리트가 압축력에 의한 손상을 받았을 때 제하/재하 곡선의 기울기는 초기강성보다 저하된

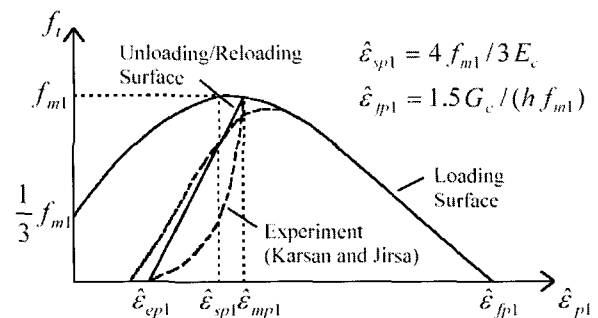


Fig. 1 Yield surface function for the crushing failure criterion

다¹⁰⁾. 따라서, 본 연구에서는 이러한 저하된 강성을 나타내기 위하여, Fig. 1의 항복면 함수에서 하중면과 더불어 제하/재하면도 나타낸다. Karsan과 Jirsa¹⁰⁾의 실험결과를 토대로 하여 제하/재하면의 경로를 Fig. 1과 같이 선형으로 단순화하였으며, 이때 Fig. 1의 영구소성변형률 $\hat{\epsilon}_{ep}$ 는 다음과 같이 정의하였다¹⁰⁾.

$$\frac{\hat{\epsilon}_{epl}}{\hat{\epsilon}_{spl}} = 0.145 \left(\frac{\hat{\epsilon}_{mpl}}{\hat{\epsilon}_{spl}} \right)^2 + 0.13 \left(\frac{\hat{\epsilon}_{mpl}}{\hat{\epsilon}_{spl}} \right) \quad (5)$$

여기서, $\hat{\epsilon}_{mpl}$ 은 제하가 발생하기 시작한 최대 등가소성 변형률이다. 소성변형률 증가분은 연계유동법칙을 토대로 하여 다음과 같이 정의한다.

$$d\epsilon_{pl} = d\lambda_1 \left(\frac{\partial f_1}{\partial \sigma} \right) \quad (6)$$

여기서, $d\lambda_1$ 은 압축에 대한 소성변형률계수이다. 등가소성변형률 증가분 $d\hat{\epsilon}_{pl}$ 은 소성변형률 증가분 $d\epsilon_{pl}$ 에 의해 다음과 같이 정의하며, 총등가소성변형률 $\hat{\epsilon}_{pl}$ 은 등가소성변형률 증가분 $d\hat{\epsilon}_{pl}$ 의 합으로 정의된다.

$$d\hat{\epsilon}_{pl} = (2/3)(d\epsilon_{pl} \cdot d\epsilon_{pl})^{1/2} \quad (7)$$

$$\hat{\epsilon}_{pl} = \int d\hat{\epsilon}_{pl} \quad (8)$$

본 연구에서 제안된 구성모델은 주기 인장-압축 상태에서의 다중인장균열 거동을 나타내는데 있어서, 고정균열모델과 회전균열모델의 단점을 보완하기 위하여 다중고정균열방향을 사용한다. 다중고정균열방향은 Fig. 2에서와 같이 동일한 간격으로 배치되어 있으며, 각 방향에서 인장균열 파괴면을 정의한다.

$$f_i = g_i(\sigma) - \bar{\sigma}_i(\hat{\epsilon}_{pi}) = 0 \quad (9a)$$

$$\text{for } \hat{\epsilon}_{pi} > 0 \quad i = 2, 3, \dots, k+1$$

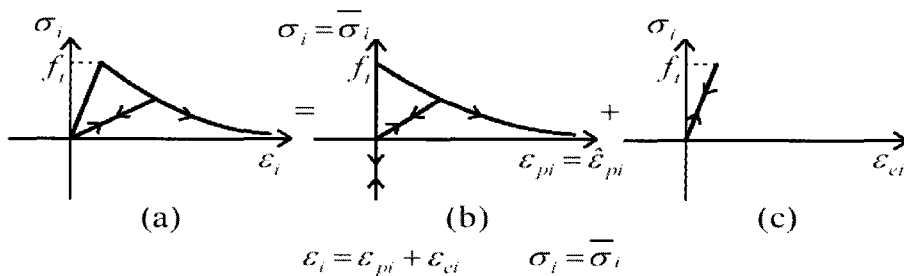


Fig. 3 Existing plasticity model of tensile cracking : (a) Overall tensile stress-strain relation; (b) Tensile stress-plastic strain relation ; and (c) Tensile stress-elastic strain relation

$$f_i = g_i(\sigma) - \bar{\sigma}_i(\hat{\epsilon}_{pi}) \leq 0$$

$$\text{for } \hat{\epsilon}_{pi} = 0 \quad i = 2, 3, \dots, k+1 \quad (9b)$$

여기서, k 는 고정균열방향(기준방향)의 총 개수이다. 각 기준방향의 인장균열 파괴기준에서 유효응력 $g_i(\sigma)$ 는 기준방향에서의 수직응력성분 $\sigma_{\theta i}$ 을 사용한다. 일반적으로, 파괴면 함수 $\bar{\sigma}_i$ 는 Fig. 3 (b)에서와 같이 인장을 받는 콘크리트의 1축응력-소성변형률 곡선으로 정의한다. 또한, 인장균열에 대해서, 균열의 열림/닫힘 거동을 나타내기 위하여 식 (9a)와 (9b)와 같은 두 개의 파괴기준을 사용한다. 인장균열이 발생하였을 때, 즉 $\hat{\epsilon}_{pi} > 0$ 인 경우 기준방향에서의 콘크리트 응력은 압축응력상태가 될 수 없으며, 인장균열의 거동식 (9a)를 따라야 한다. 인장균열이 완전히 닫혔을 때, 즉 $\hat{\epsilon}_{pi} = 0$ 인 경우에만 식 (9b)에 따라서 콘크리트는 압축응력상태가 될 수 있다.

그러나, Fig. 3 (b)의 1축응력-변형률 곡선의 파괴면방향을 사용하는 경우 한 기준방향으로 인장균열이 발생하여 있더라도, 인접한 기준방향에서 응력이 인장균열응력까지 증가할 수 있으며, 이는 인접방향에서 새로운 독립적인 인장균열이 발생할 수 있다는 것을 의미한다. 이것은 인장균열이 인접방향에서 콘크리트의 비국소 손상을 유발하는 실제 거동과 부합하지 않는다. 고정균열모델에서와 같이, 이 모델은 인장응력을 과대평가하며, 따라서 인장-압

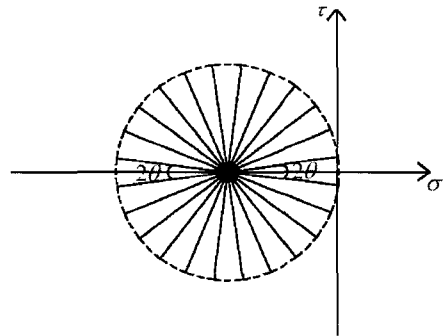


Fig. 2 Multiple fixed crack orientations in Mohr's circle

축하에서 철근 콘크리트의 강도를 과대평가한다.

철근 콘크리트 부재의 강도를 과대평가하지 않기 위해서는 인장균열 후 콘크리트의 응력 및 변형률 상태가 변화하더라도 콘크리트의 응력상태는 순수한 압축응력상태로 유지하는 것이 필요하다. 이를 위하여 다음과 같이 인장균열모델을 수정한다. 콘크리트의 응력은 개념적으로 스트럿 작용에 의하여 발생하는 압축응력 σ_c 와 각 인장균열에 의하여 발생하는 인장응력 σ_{crack} 으로 분리한다. 인장응력을 배제한 σ_c 를 정의하기 위하여 인장균열 파괴면 함수 $\bar{\sigma}_i = 0$ 으로 유지되는 소성유동모델 개념을 도입하며(Fig. 4 (b)), 여기서 결정된 소성변형률의 함수로 정의하는 손상모델(Fig. 4 (c))에 의하여 인장응력을 결정한다. 따라서, 기준방향에서 Fig. 4 (a)와 같은 전체 인장응력-변형률 관계는 소성유동모델(Fig. 4 (b))에 의한 소성변형률과 손상모델(Fig. 4 (c))에 의한 응력의 관계로 정의된다. 이러한 모델링을 통하여 콘크리트의 응력 σ 는 압축응력 σ_c 와 인장균열이 발생한 기준방향에서의 인장응력 σ_{crack} 의 합으로 정의한다.

$$\sigma = \sigma_c + \sum_{i=1}^m \sigma_{crack,i} \quad (10)$$

여기서, m = 인장균열이 발생한 기준방향들의 총 개수이다. 식 (10)은 압축응력과 인장응력의 상호작용을 무시할 수 있는 경우에만 사용할 수 있는데, 인장응력은 압축응력보다 매우 작으므로 이 가정은 유효하다고 할 수 있다.

압축응력 σ_c 는 식 (3)과 (9)의 압축파괴기준과 인장균열 파괴기준의 영향을 받는다. 인장균열에 대한 다중기준 방향들이 사용되며 기준방향에서 $\bar{\sigma}_i = 0$ 이므로, 어떠한 기준방향에서도 수직응력이 인장상태가 될 수 없으며, 따라서 σ_c 는 근사적으로 1축 혹은 다축압축상태로 유지된다. Fig. 5에 나타난 바와 같이, 하나의 기준방향에서 인장균열의 발생을 의미하는 $\hat{\epsilon}_{pi} > 0$ 이면, σ_c 는 1축 압축상태가 된다(Fig. 5 (b)). 만약 두 개 이상의 기준방향에서 $\hat{\epsilon}_{pi} > 0$ 이면 $\sigma_c = 0$ 이고(Fig. 5 (c)), 모든 기준방향에서 $\hat{\epsilon}_{pi} = 0$ 이면, 즉 균열의 발생이 없으면 σ_c 는 1축 혹은 2축 압축응력상태가 된다(Fig. 5 (a)).

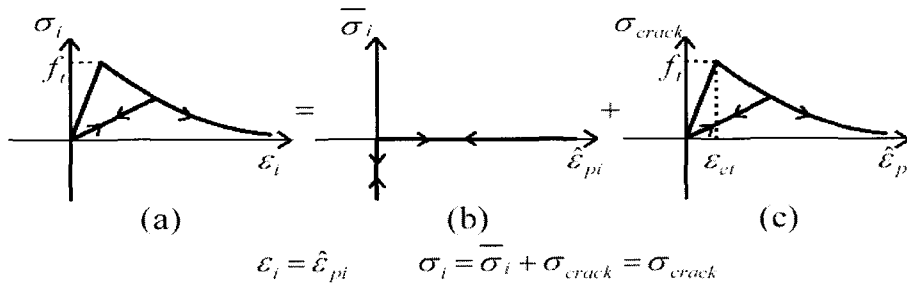


Fig. 4 Proposed unified model of tensile cracking : (a) Overall tensile stress-strain relation; (b) Plastic flow mode I; and (c) Damage model

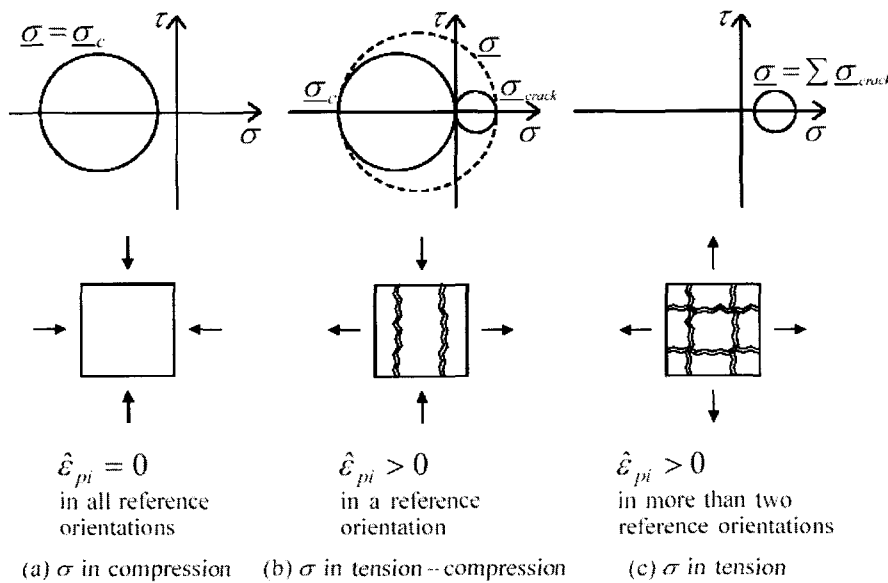


Fig. 5 Variations of concrete stress with plastic tensile strain $\hat{\epsilon}_{pi}$

균열의 발생은 $\hat{\epsilon}_{pi} > 0$ 인 기준 방향에서 정의된다. 하중이 계속 가해질 경우, 균열방향은 수직응력이 소성변형률 $\hat{\epsilon}_{pi}$ 를 발생시키는 인접기준방향으로 회전할 수 있다. 반면, 하중의 제하/재하가 발생하는 경우 인접방향에서 인장균열 손상을 나타내는 소성변형률이 발생하지 않기 때문에 균열방향은 현재의 기준방향으로 고정된다. 따라서, 다중고정균열모델과 인장균열의 소성유동모델의 개념을 사용함으로써, 하중의 작용시에는 손상이 회전하고 제하/재하시에는 손상이 고정되는 인장균열의 거동 특성을 나타내는 것이 가능하다.

다중고정균열방향(기준방향)의 수는 점진적으로 회전하는 인장균열손상을 나타낼 수 있을 만큼 충분히 많아야 한다. 본 연구에서는 수치계산에서의 효율성을 위하여 12개의 기준방향을 사용하였다.

인장균열응력 σ_{crack} 은 인장균열이 발생된, 즉 $\hat{\epsilon}_{pi} > 0$ 이 되는 기준방향에서 정의한다. 인장 응력-변형률 곡선은 Fig. 4 (c)와 같이 정의한다.

$$\sigma_{crack} = E_c \hat{\epsilon}_{pi} \quad \text{for } \hat{\epsilon}_{pi} < \epsilon_{et} \quad (11a)$$

$$\sigma_{crack} = f_t \exp(-\epsilon_{fi}/(\hat{\epsilon}_{pi} - \epsilon_{et})) \quad \text{for } \hat{\epsilon}_{pi} > \epsilon_{et} \quad (11b)$$

여기서, $\epsilon_{et} = f_t/E_c$, $\epsilon_{fi} = G_t/hf_t$, $f_t =$ 최대 1축인장응력, $G_t =$ 인장균열에 대한 파괴에너지이다. 인장균열에 의해 발생하는 비국소 손상을 나타내기 위하여, 최초 균열방향으로부터 $\pi/4$ 이내에 있는 기준방향들은 인장균열손상을 나타내는 최대 소성변형률이 동일한 것으로 가정한다. 인장응력 σ_{crack} 을 나타내기 위한 다른 모델로서 Bazant와 Oh⁽¹¹⁾에 의하여 개발된 미소면 모델을 사용할 수도 있다. $\hat{\epsilon}_{pi}$ 에 의하여 구해진 ϵ_p 는 각 미소면에서의 미소면응력을 정의하며, 균열이 발생한 기준방향에서의 응력 σ_{crack} 을 산정하기 위하여 미소면응력을 조합한다. Fig.

6은 주응력면에서 조합응력 $\sigma = \sigma_c + \sum_{i=1}^m \sigma_{crack, i}$ 에 대한 파괴면을 보여주고 있다.

Fig. 7과 같이, 철근 콘크리트의 균열 후 응력은 인장연화, 부착, 철근응력으로 구성된다⁽⁹⁾. 부착응력은 콘크리트와 철근 사이의 상호작용에 의해 발생하는 인장균열 후의 응력 증가를 나타내며, 인장경화응력은 인장연화와 부착응력의 합으로 정의할 수 있다. 인장연화응력은 각 균열방향에서 식 (11)로 정의하며, 부착응력 σ_{bond} 는 각 철근층의 방향으로 고려한다. 최대 부착응력 f_{bond} 는 Park and Klingner⁽⁹⁾에 의하여 다음과 같이 제안되었다.

$$f_{bond} = 30f_t\rho \leq 0.6f_t \quad (12)$$

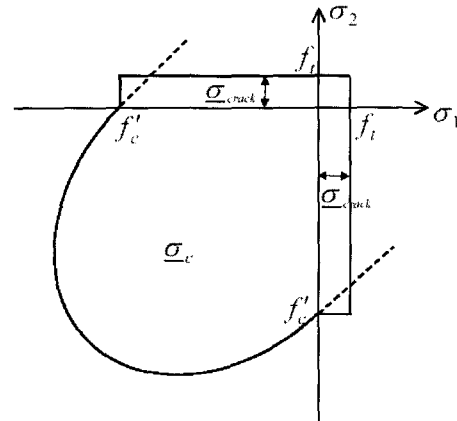


Fig. 6 Failure surface in terms of principal stresses

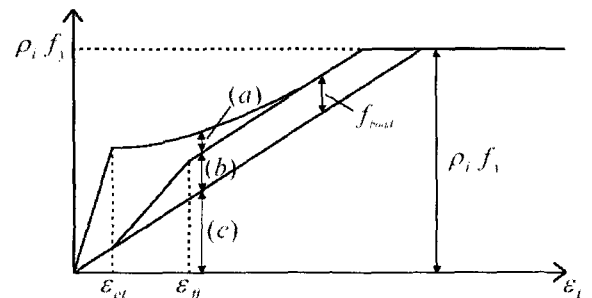


Fig. 7 Tensile stress-strain relation of reinforced concrete : (a) Tension softening; (b) Bond stress; and (c) Reinforcing steel

여기서 $\rho =$ 철근비이다. 결과적으로, 부착응력을 포함한 콘크리트의 총응력은 압축응력, 인장응력, 부착응력의 합으로 정의된다.

$$\sigma = \sigma_c + \sum_{i=1}^m \sigma_{crack, i} + \sum_{j=1}^n \sigma_{bond, j} \quad (13)$$

여기서, $n =$ 철근층의 총 개수이다.

일단 인장균열이 발생하면, 인장균열의 직각방향과 그 전단방향으로 현저한 강성저하가 발생하고, 따라서 균열 콘크리트는 비등방 거동을 보인다. 균열의 직각방향으로의 강성저하는 인장연화와 부착의 응력-변형률 관계에서 주어진 선형의 제하/재하 경로로 정의한다(Fig. 4 (c)와 7 (b)).

균열 콘크리트의 전단전이작용을 나타내기 위해서는 균열방향에서의 전단강성저하를 나타낼 수 있어야 한다. 일반적으로 주기하중하에서의 불충분한 전단전이는 펀칭효과로서 관찰된다. 본 연구에서, 전단강성저하는 균열이 발생한 기준방향에서 고려한다. i 번째 기준방향에서, $\hat{\epsilon}_{pi} > 0$ and/or $\hat{\epsilon}_{pi+90^\circ} > 0$ 이면 탄성구성행렬 D 는 저하된 구성행렬 D_{fi} 로 바뀐다.

$$D_{ii} = \begin{bmatrix} E_{r11} & 0 & 0 \\ 0 & E_{r22} & 0 \\ 0 & 0 & G_r \end{bmatrix} \quad (14)$$

균열의 직각방향에 대한 강성은 존재하지 않으므로, E_{r11} and/or $E_{r22} = 0$ 이다. 감소전단강성 G_r 을 유도하기 위하여 Okamura와 Maekawa¹²⁾에 의하여 개발된 전단전 이응력과 변형률의 관계를 사용하는데, 전단응력은 다음과 같이 정의한다.

$$\tau_{st} = f_{st} \frac{\beta^2}{1 + \beta^2} \quad (15)$$

여기서, $f_{st} = 38.5(f_{ck})^{1/3}$ (MPa)이고 $\beta = \frac{2\gamma_{pi}}{\epsilon_{pi}}$ 이다. f_{st} = 전단전 이응도이며, ϵ_{pi} 와 γ_{pi} 는 현재 균열방향 인 i 번째 기준방향에서의 수직 및 전단소성변형률이다. 식 (15)를 미분하여 접선전단강성을 얻을 수 있다.

$$G_r = f_{st} \frac{4\beta}{\epsilon_{pi}(1 + \beta^2)^2} \leq G \quad (16)$$

ϵ_{pi} 와 γ_{pi} 는 인장균열의 소성변형률 ϵ_{pi} 의 축변환에 의해 얻는다. 이때, $\epsilon_{pi} = \sum_{i=2}^{k+1} \epsilon_{pi}$ 이다.

다중균열의 콘크리트에 대해서, 전체좌표계에서의 총구성행렬은 인장균열이 발생한 기준방향에서의 저하된 구성행렬들의 조합에 의해 얻을 수 있다.

$$D_i = \left[\sum_i^m (R_i^T D_{ii} R_i)^{-1} \right]^{-1} \quad (17)$$

여기서, 첨자 ' i '는 인장균열이 발생한 기준방향을 나타내며, R_i 는 i 번째 기준방향에서의 구성행렬에 대한 방향 변환행렬이다. 뒤에 언급될 수치해석에 나타나 있듯이, D_i 는 주기하중동안의 핀칭현상과 에너지소산능력에 중요한 영향을 미친다. 본 연구에서 전단연화파괴(파괴모드 II)는 고려하지 않는다.

3. 해석방법

비선형 유한요소해석에서, 주어진 총변형률 혹은 변형률 증가에 대하여 식 (3)과 (9)의 파괴기준을 모두 만족하는 응력을 산정하여야 한다. 이를 위하여 본 수치해석프로그램에서는 일반적인 탄성예측-소성수정(elastic-predictor-plastic-corrector) 알고리즘을 적용한다⁹⁾. 이 반복계산을 위하여, 식 (3)과 (9)의 파괴기준은 다음과 같이 수정한다.

$$|f_i| \leq tolerance \quad \text{for } \epsilon_{pi} \quad (18a)$$

$$f_i \leq tolerance \quad \text{for } \epsilon_{pi} = 0 \quad i = 2, 3, \dots, k+1 \quad (18b)$$

$$|f_i| \leq tolerance \quad \text{for } \epsilon_{pi} > 0 \quad i = 2, 3, \dots, k+1 \quad (18c)$$

유한요소해석을 위하여 철근 콘크리트 부재는 4-절점 직사각형 요소로 모델링한다. 철근은 분포특성을 가진 2차원 직사각형 요소 혹은 선형 요소로 이상화할 수 있다. 철근의 재료모델을 위하여 Brown과 Jirsa¹³⁾에 의해 개발된 주기모델을 사용하며, 콘크리트와 철근은 완전부착된 것으로 가정한다. 비선형 수치계산을 위하여, Ramm¹⁴⁾에 의한 단순 변위-지배 방법이 사용된다.

4. 해석모델의 검증

제안된 모델의 유효성을 검증하기 위하여, 수치해석 결과를 기존의 실험결과들과 비교한다. Stevens et al.¹⁵⁾과 Ohmori et al.¹⁶⁾은 순전단력의 주기하중이 가해지는 전단패널에 대한 실험을 수행하였다. 시험체 SE8과 SR10의 기하학적 특성은 Fig. 8에 나타나 있으며, 재료특성 및 철근비는 Table 1에 요약되어 있다. SE8은 X 방향으로 3%, Y 방향으로 1%의 철근비에 의하여 비등방적으로 철근배근되어 있으며, SR10은 1%의 철근비에 의하여 등방적으로 철근배근되어 있다. 해석에서, 패널 내의 응력 및 변형률이 일정하므로 4절점 단일요소를 사용하였다.

두 시험체의 전단응력-변형률 관계와 주응력-변형률 관계는 Fig. 9와 10에 나타나 있다. SE8의 경우, 실험결과에 전단지배 거동특성인 핀칭현상이 두드러지게 나타난다. 항복이 발생하기 전인 초기 이력거동은 매우 안정적이지만, Y 방향의 철근이 항복한 이후 계속되는 각 주기마다 핀칭현상이 발생한다. 큰 인장균열에 의하여 콘크리트의 압축강도는 감소하며, 결국 콘크리트 압축파괴에 의하여 패널이 파괴된다. SR10 역시 SE8과 유사한 거동특성을 보인다.

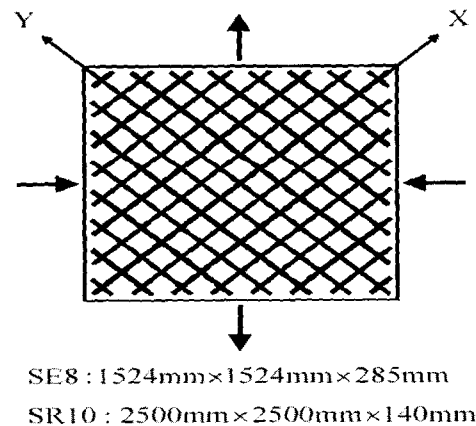


Fig. 8 Shear panel tested by Stevens et al. (1991) and Ohmori et al. (1987)

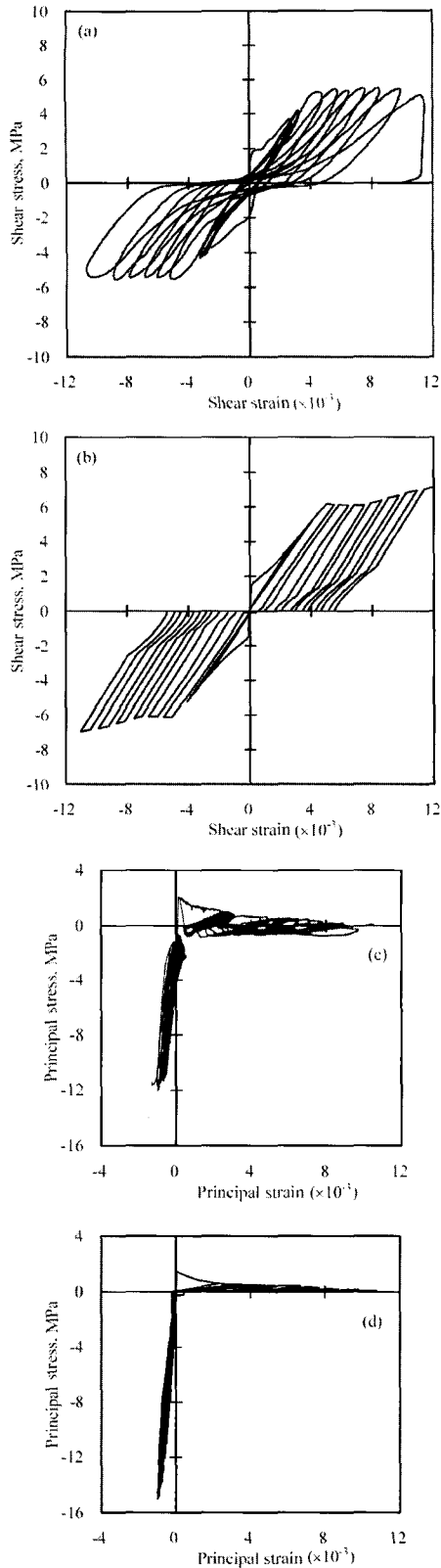


Fig. 9 Results of SE8 : (a) Shear stress-strain relation-experiment ; (b) Shear stress- strain relation-numerical analysis ; (c) Principal stress-strain relation of concrete-experiment ; and (d) Principal stress- strain relation-numerical analysis

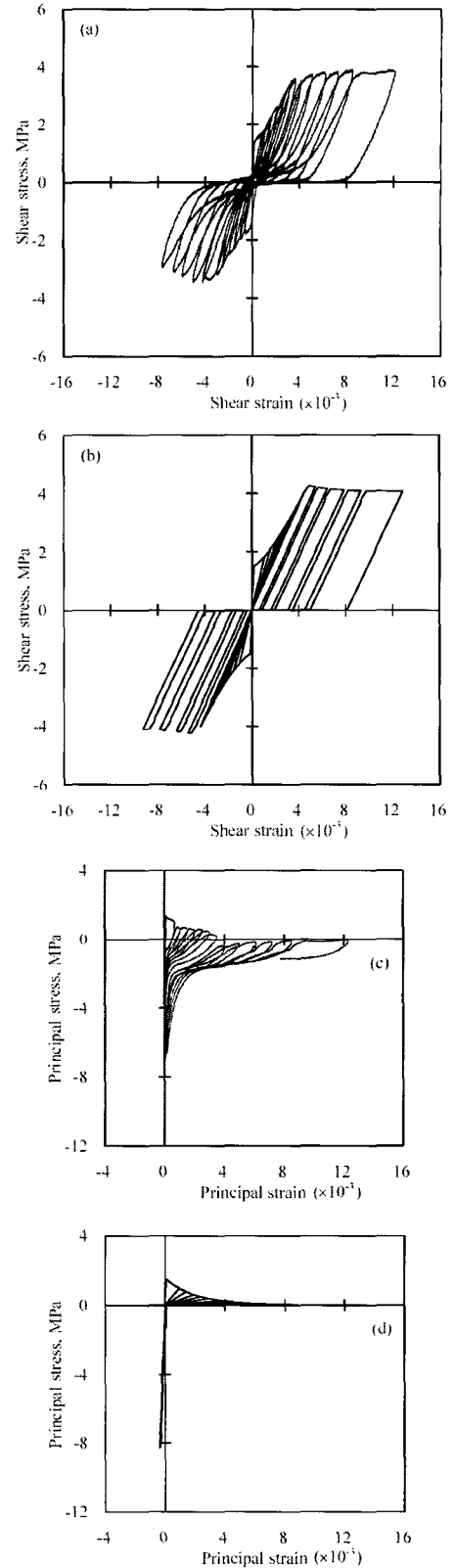


Fig. 10 Results of SR10 : (a) Shear stress-strain relation-experiment ; (b) Shear stress- strain relation-numerical analysis ; (c) Principal stress-strain relation of concrete-experiment ; and (d) Principal stress-strain relation-numerical analysis

Table 1 Material properties and reinforcement (Stevens et al.(1991) and Ohmori et al.(1987))

Specimen	Concrete compressive strength (f_{ck}), MPa	Reinforcement			
		X-direction		Y-direction	
		Yield stress (f_y), MPa	Reinforcement ratio (ρ), percent	Yield stress (f_y), MPa	Reinforcement ratio (ρ), percent
SE8	37.0	492	2.94	479	0.98
SR10	36.6	398	1.02	398	1.02

Fig. 9와 10에 나타난 바와 같이, 전단응력-변형률 관계와 주응력-변형률 관계에 대하여 수치해석결과는 실험결과와 같은 경향을 보여준다. 그러나, 수치해석은 제하/재하 곡선을 정확하게 나타내지 못한다. 이것은 재료모델이 압축 및 인장에 대한 응력-변형률 곡선에서 선형의 단순화된 제하/재하 곡선을 사용하며, 균열이 열리고 닫히는 동안 콘크리트와 철근 사이에서 발생하는 응력의 전이과정을 정확히 나타내지 못하기 때문이다. 또한, Fig. 9에 나타나 있듯이 상대적으로 철근비가 높은 SE8의 하중재하능력을 과대평가한다. Ohmori et al.¹⁶⁾은 철근비가 높은 패널의 경우 주기전단에서의 하중재하능력이 단조전단에서보다 낮다고 보고하고 있다. 그러나 아직 강도저감의 이유는 명확하게 밝혀지지 않고 있다.

1970년대, 일련의 전단벽 실험이 미국 PCA에 의하여 수행되었다. 전단벽 B1과 B2는 Oesterle et al.¹⁷⁾에 의하여 실험되었는데, 시험체에 대한 기하학적 특성 및 유한요소 모델은 Fig. 11에 나타나 있으며, 재료특성은 Table 2에 요약되어 있다.

시험체에 대한 실험값들이 Fig. 12 (a)와 13 (a)에 각각 나타나 있다. 두 전단벽의 전체적인 거동은 유사하나 B1은 휨에 의하여 파괴가 일어나고 B2는 전단에 의하여 파괴가 일어났다. 두 전단벽 모두 20 mm 미만의 변형 발생시 경계요소에서 수직철근의 항복이 발생하며, 항복 이상의 변형값으로 계속 가력되는 경우 벽체의 강성은 크게 감소한다. 경계요소에 보다 많은 철근이 배근된 전단벽 B2는 보다 명확한 편칭이력거동을 보여주는데, 이것은 웨브의 철근양이 상대적으로 적기 때문이다.

Fig. 12 (b)와 13 (b)에 나타난 바와 같이, 수치해석결과는 실험결과와 같은 경향을 보여주고 있으며, B1과 B2의 편칭이력곡선을 잘 나타내고 있다. 연구결과에 의하면 식 (16)과 (17)에서 정의된 감소전단강성은 편칭거동을 나타내는 데 주요한 영향을 준다.

콘크리트에 묻혀 있는 철근의 응력-변형률 관계는 인장 균열간격, 철근방향과 균열방향의 차이, 철근의 미끄러짐 등에 따라서 순수철근과는 많은 차이를 나타낸다. 그러나 본 논문에서는 전체적인 주기거동특성을 나타낼 수 있는 소성모델을 개발하는데 초점을 맞추었으며, 해석의 단순화를 위하여 철근의 모델로서 순수철근의 모델을 수정하지 않고 그대로 적용하였다. 따라서 본 모델은 Fig. 12와 13에 나타난 바와 같이 전체적인 거동은 비교적 잘 나타낼 수 있으나 국부적으로 실제 거동과 차이를 보일 수 있다.

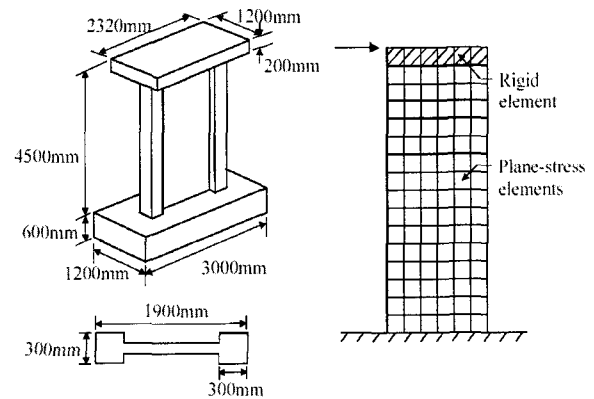


Fig. 11 Shear walls tested by Oesterle et al.(1976)

Table 2 Material properties of PCA wall specimens (Oesterle et al., 1976)

Specimen	Concrete compressive strength (f_{ck}), MPa	Yield stress of reinforcement (f_y)			Reinforcement ratio (ρ)		
		Boundary elements, MPa	Vertical web reinforcement, MPa,	Horizontal web reinforcement, MPa	Boundary elements, percent	Vertical web reinforcement, percent	Horizontal web reinforcement, percent
B1	53.0	449.6	520.6	520.6	1.11	0.29	0.31
B2	53.6	410.3	532.3	532.3	3.67	0.29	0.63

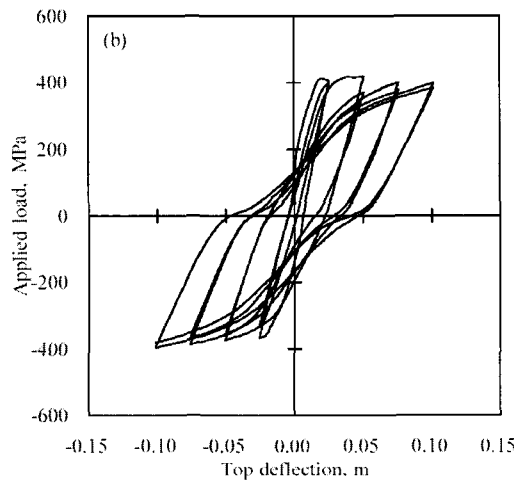
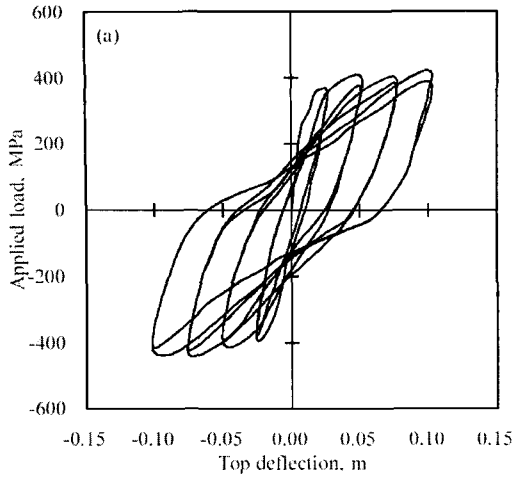


Fig. 12 Load versus top deflection curve for wall B1 : (a) Experiment; and (b) Numerical response

5. 결 론

주기 인장-압축을 받는 철근 콘크리트에 대한 재료모델은 다중방향 인장균열과 인장균열의 비국소 비등방 손상의 영향을 받는 압축거동을 나타낼 필요가 있다. 본 연구에서는, 이러한 철근 콘크리트의 주기거동을 나타내기 위하여 소성모델과 균열손상모델의 통합구성모델을 개발하였다.

콘크리트의 응력은 개념적으로 콘크리트의 스트럿 작용에 의한 압축응력과 인장균열에 따른 인장응력의 합으로 정의하였으며, 다중균열방향의 영향을 받는 콘크리트의 주기거동을 나타내기 위하여 다중고정균열방향과 인장균열의 소성유동모델의 개념을 도입하였다. 이러한 개념의 사용을 통하여, 주기거동을 받는 철근 콘크리트의 손상이력 특성, 즉 하중의 작용시 회전균열손상과 제하/재하시의 고정균열손상을 나타내는 것이 가능하다. 또한, 균열면에서의 전단전이강성 감소를 나타내기 위하여 저하된 전단강성을 사용하였다. 전단패널과 전단벽의 기존 실험결과들과

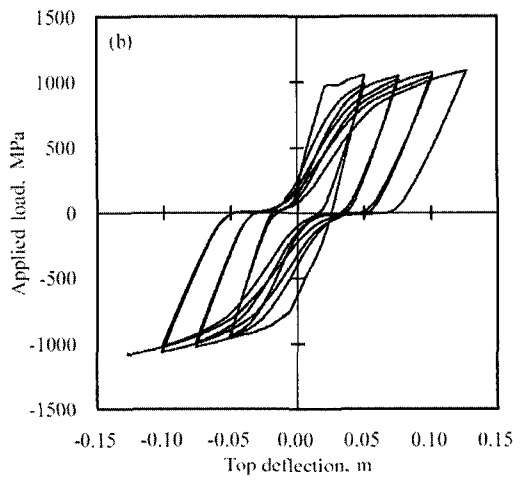
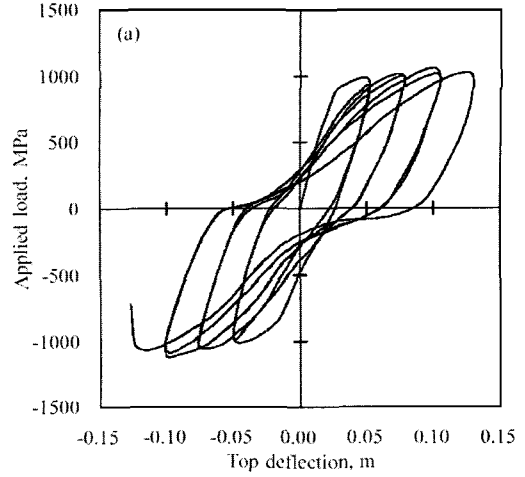


Fig. 13 Load versus top deflection curve for wall B2 : (a) Experiment; and (b) Numerical response

비교하여 제안된 재료모델의 유효성을 검증하였다.

감사의 글

본 연구는 두뇌한국21 핵심분야사업 및 한국과학재단 특정기초연구사업 (과제번호:1999-1-310-002-3)의 재정적 지원에 의하여 이루어졌음을 밝히며, 지원에 감사드립니다.

참고문헌

1. Cachim, P. B., Figueiras, J. A. and Pereira, P. A. A., "Model for Concrete under Cyclic Actions," *Proceedings of the EURO-C 1998 Conference on Computational Modelling of Concrete Structures*, Badgastein, Austria, Vol.1, 1998, pp.643~651.
2. Chen, E. S., and Buyukozturk, O., "Constitutive Model for Concrete in Cyclic Compression," *J. Eng. Mech.*, ASCE, Vol.111, 1985, pp.794~814.
3. Fardis, M. N., Alibe, B. and Tassoulas, L.,

- "Monotonic and Cyclic Constitutive Law for Concrete," *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.109, 1983, pp.516~536.
4. Feenstra, P. H. and de Borst, R., "Aspects of Robust Computational Modeling for Plain and Reinforced Concrete," *Heron*, 4, 1993, pp.5~26.
 5. Park, H. and Klingner, R. E., "Nonlinear Analysis of RC Members Using Plasticity with Multiple Failure Criteria," *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.123, No.5, 1997, pp.643~651.
 6. "An Inelastic Constitutive Model for Concrete," Theory manual, ABAQUS, Version 4-6, 1990.
 7. Ohmenhauser F., Weihe, S. and Kroplin, B., "Classification and Algorithmic Implementation of Smeared Crack Models," *Proceedings of the EURO-C 1998 Conference on Computational Modelling of Concrete Structures*, Badgastein, Austria, Vol.1, 1998, pp.173~182.
 8. Kupfer, H. B., Hildorf, H. K., and Rusch, H., "Behavior of Concrete under Biaxial Stresses," *ACI Structural Journal*, Vol.66, No.8, 1969, pp.656~666.
 9. 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, 1986, pp.219~231.
 10. Karsan, I. D. and Jirsa, J. O., "Behavior of Concrete under Compressive Loadings," *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.95, No.12, 1969, pp.2543~2563.
 11. Bazant, Z. P. and Oh, B. H., "Microplane Model for Progressive Fracture of Concrete and Rock," *J. Eng. Mech.*, ASCE, Vol.111, 1985, pp.559~582.
 12. Okamura, H. and Maekawa, K., "Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete," Tokyo, Gihodo-Shuppan Co., 1991, pp.36~43.
 13. Brown, R. H., and Jirsa, J. O., "Reinforced Concrete Beams under Load Reversals," *ACI Structural Journal*, Vol.68, No.5, 1971, pp. 380~390.
 14. Ramm, E., "Strategies for Tracing the Nonlinear Response near Limit Points," *Nonlinear Finite Element Analysis in Structural Mechanics*, W. Wundelich, E. Stein, and K. J. Bathe, eds., Springer-Verlag KG, Berlin, Germany, 1981, pp.63~89.
 15. Stevens, N. J., Uzumeri, S. M., and Collins, M. P., "Reinforced Concrete Subjected to Reversed Cyclic Shear-Experiments and Constitutive model," *ACI Structural Journal*, Vol.88, No.2, 1991, pp.135~146.
 16. Ohmori, N., Takahashi, T., Inoue, H., Kurihara, K. and Watanabe, S., "Experimental Studies on Nonlinear Behaviors of Reinforced Concrete Panels Subjected to Cyclic In-Plane Shear," *Tran. AIJ*, No.403, 1989, pp.105~117 (in Japanese).
 17. Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., Johal, L. S., Carpenter, L. S., Russell, H. G. and Corley, W. G., "Earthquake-Resistant Structural Walls -Tests of Isolated Walls," *Report to the National Science Foundation*, Construction Technology Laboratories, PCA, Skokie, Illinois, 1976, pp.315.

요 약

철근 콘크리트 면부재의 주기거동을 나타내기 위하여 소성모델과 손상모델의 통합구성모델을 개발하였다. 인장-압축을 받는 콘크리트의 응력은 개념적으로 콘크리트의 스트럿 작용에 의한 압축응력과 인장균열에 의한 인장응력의 합으로 정의하였다. 인장균열의 비등방손상에 의하여 영향을 받는 압축파괴의 등방손상을 나타내기 위하여 다중파괴기준을 갖는 소성모델을 사용하였으며, 다중균열 방향에서 인장응력-변형을 관계를 나타내기 위하여 다중고정균열손상모델과 인장균열의 소성유동모델의 개념을 사용하였다. 이러한 통합모델은 주기 인장-압축 상태의 철근 콘크리트의 거동특성, 즉 다중 인장균열 방향, 점진적으로 회전하는 균열 손상, 콘크리트의 압축파괴를 나타낼 수 있다. 제안된 구성모델은 유한요소해석에 적용되었으며, 주기하중을 받는 철근 콘크리트 전단패널 및 전단벽에 대한 기존의 실험결과들과의 비교를 통해 검증되었다.

핵심용어 : 주기하중, 소성모델, 철근 콘크리트, 다중고정균열모델, 유한요소해석