

지반가속도에 의한 철근콘크리트 전단벽의 비선형 지진응답 및 파괴거동

Nonlinear Seismic Response and Failure Behavior of Reinforced Concrete Shear Wall Subjected to Base Acceleration

유 영 화* 신 현 목**
Yoo, Young Hwa Shin, Hyun Mock

국문요약

지진가속도에 의한 부재의 지진거동 특성은 실험적인 방법 또는 등가의 정적실험으로부터 추정되어 온 것이 대부분이다. 본 연구에서는 지진가속도에 의한 철근콘크리트 전단벽체의 지진응답 및 파괴거동 특성을 유한요소법을 사용한 해석적인 기법에 의해서 예측하였다. 콘크리트 부재에서 균열은 필연적으로 발생하게 되며, 이로 인한 부재의 강도 및 강성의 감소, 철근의 항복 및 하중의 반복성으로 인한 균열의 개폐 등이 수반된다. 본 연구에서는 이와 같은 콘크리트와 철근의 비선형 특성을 고려한 이축응력상태에 대한 재료모델과 동적해석 알고리즘을 범용 수치해석기법인 유한요소법을 사용하여 해석프로그램으로 구현하였다. 지진가속도를 받는 전단벽을 대상으로 지진응답 및 파괴거동 등을 본 연구의 해석적인 방법으로 예측하였으며, 그 결과를 신뢰성 있는 연구자의 실험결과와 비교하여 그 타당성을 검증하였다.

주요어 : 지진가속도, 전단벽체, 유한요소법, 이축응력상태

ABSTRACT

A ground motion resulting from the destructive earthquakes can subject reinforced concrete members to very large forces. The reinforced concrete shear walls are designed as earthquake-resistant members of building structure in order to prevent severe damage due to the ground motions. The current research activities on seismic behavior of reinforced concrete member under ground motions have been limited to the shaking table test or equivalent static cyclic test and the obtained results have been summarized and proposed for the seismic design retrofit of structural columns or shear walls. The present study predicted the seismic response and failure behavior of reinforced concrete shear wall subjected to base acceleration using the finite element method. A decrease in strength and stiffness, yielding of reinforcing bar, and repetition of crack closing and opening due to seismic load with cyclic nature are accompanied by the crack which is necessarily expected to take place in concrete member. In this study the nonlinear material models for concrete and reinforcing bar based on biaxial stress field and algorithm of dynamic analysis were combined to construct the analytical program using the finite element method. The analytical seismic response and failure behaviors of reinforced concrete shear wall subjected to several base accelerations were compared with reliable experimental result.

Key words : base acceleration, shear wall, finite element method, biaxial stress field

1. 서 론

철근콘크리트 전단벽은 구조물의 지진저항

기구로서 중요한 역할을 한다. 특히 건축구조물의 경우, 전단벽은 과도한 횡방향 변위를 방지하고 전체구조계의 일체성을 높이는데 크게 기여를 하고 있다.⁽¹⁾ 반복하중이나 지진하중에 저항하기 위한 철근콘크리트 부재의 거동 특성을 규명하기 위해서 수 십년 동안 많은 연

* 정회원 · 성균관대학교 토목환경공학과 강사, 공학박사

** 정회원 · 성균관대학교 토목환경공학과 교수, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

구성과가 보고되어 왔고, 그 결과는 콘크리트 부재의 내진설계 등에 적용되어 왔다. 철근콘크리트 부재의 지진거동특성은 실제 지진파를 이용한 진동대 실험이나 해석적인 방법에 의해서 규명할 수 있다. 그러나 진동대 실험의 경우, 신뢰성 있는 데이터를 얻기 위해서는 막대한 양의 시간과 비용 및 노력을 투자해야만 가능하다. 한편, 해석적인 접근방법으로는 집중질량으로 모델화한 보요소나 뼈대요소를 사용한 해석이 주를 이루고 있다. 선요소에 적합한 이력모델에 의한 동적해석은 개략적인 응답의 예측에는 유효하지만, 전단벽과 같은 경우에는 2차원적인 특성을 정확하게 표현할 수가 없다. 이러한 관점에서 2차원 면요소에 의한 해석으로부터, 콘크리트 부재의 지진응답 및 파괴거동 특성을 보다 정확하게 평가할 수 있을 것으로 예측된다. 본 연구에서는 2차원 평면응력요소를 사용한 동적 유한요소해석을 통하여 전단벽의 지진거동특성을 해석적으로 예측하였다.

이축응력상태에 있는 철근콘크리트 요소에 균열이 발생하면, 균열에 직교방향으로 이방성이 현저하게 되며 비선형성이 심화된다. 따라서 균열의 발생으로 인한 강도와 강성의 감소, 철근의 항복, 철근과의 부착 효과 및 균열면에서의 전단전달 효과 등을 고려해야 한다. 본 연구에서는 균열이 발생한 철근콘크리트 요소를 직교 이방성으로 가정함으로써 균열방향과 균열에 직각방향 및 균열면에서 골재의 맞물림으로 인한 전단전달에 대한 응력-변형도 관계를 모델화한 콘크리트와 철근의 구성방정식을 도입하여 재료의 비선형성을 고려하였다. 이 때 철근콘크리트 요소의 응력-변형도 관계는 분산균열의 기본개념에 의해서 평균응력과 평균변형도로 표현된다. 서로 다른 두께의 부재가 연결된 접합부의 3차원적인 효과로 인해서 부가되는 불연속변형은 이산균열개념을 적용한 접합요소를 적용하여 고려하였다.

유한요소법을 사용할 경우, 비선형 관계로 나타나는 동적 증분 평형방정식은 Newmark

방법⁽²⁾에 의한 시간에 대한 수치적분과정과 수렴에 도달하기 위한 반복계산과정을 단계적으로 거침으로써 해를 구하였다. 본 연구결과와 타당성은 다른 연구자의 실험결과와 비교하여 검증하였다.

2. 콘크리트와 철근의 비선형 재료모델

철근콘크리트의 재료모델은 콘크리트의 균열 및 철근과의 부착 등 같은 비선형 특성을 고려하여 이들을 중첩함으로써 표현할 수 있다. Fig. 1에서와 같이, 균열이 발생한 철근콘크리트 요소는 직교 방향에 대해서 이방성이 현저해지며, 이를 가정함으로써 요소의 각 방향에 대한 재료모델을 적용하여 요소의 응력상태를 결정할 수가 있다. 본 연구에서는 균열이 발생한 철근콘크리트의 직교 이방성의 가정에 따라, 균열직각방향으로 콘크리트가 부담하게 되는 인장응력을 고려하기 위한 인장강성모델과 균열방향으로의 압축강성 저하를 고려하기 위한 압축강성모델 및 균열면에서의 전단전달효과를 고려하기 위한 전단전달모델을 각각 적용한다.

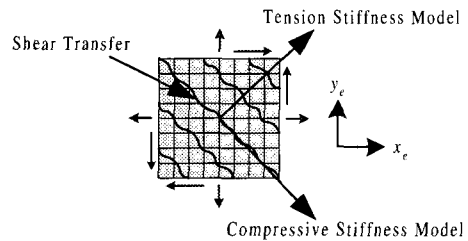


Fig. 1 Orthotropic properties of cracked reinforced concrete element

2.1 이축응력상태에 대한 균열의 취급 및 균열의 발생기준

철근콘크리트 부재에는 일반적으로 저응력 하에서도 균열은 반드시 발생한다. 그러나 해석적인 관점에 있어서는 균열의 발생시점과 방향을 정확하게 예측하기는 어렵다. 균열이 분산하여 분포된 철근콘크리트 부재의 변형거

동은 사용된 균열개념에 크게 영향을 받는다. 유한요소법을 사용한 해석에서 사용되는 균열개념은 크게 분산균열개념과 이산균열개념으로 대별된다. 주로 면내력을 받는 철근콘크리트 전단벽의 경우에는 철근이 직교 배근되어 있고 다수의 균열이 분포되어 발생하는 것이 보통이므로 개개 균열의 발생이나 진전과정보다는 부재전체의 거동을 표현할 수 있는 분산균열모델의 사용이 바람직하다. 따라서 철근콘크리트 요소의 해석모델은, 다수의 균열과 철근을 포함한 영역을 유한의 연속체로 간주하는 직교 이방성 분산균열모델에 근거하여 평균응력-평균변형도로 표현된다.⁽³⁾

분산균열개념은 다시 고정균열모델과 회전균열모델로 나눌 수 있다.⁽⁴⁾ 두 경우 모두, 콘크리트의 주응력이 파괴 포락선에 도달하였을 때에 주응력과 직교인 방향으로 최초의 균열이 발생하는 것으로 가정하고 있다. 회전균열개념에서는 제 1균열과 2균열이 주변형도의 방향과 일치하도록 연속적으로 변하도록 가정하고 있기 때문에, 국소영역에 대한 거동은 비교적 만족할만한 결과를 가져다 주는 것으로 보고되고 있다. 그러나 판이나 벽체와 같은 부재는 다수의 균열이 분포된 유한의 연속체로 간주할 수 있기 때문에, 거시적인 관점에서 부재 전체의 거동이 목적인 경우에는 고정균열모델의 적용의 바람직하다. 더욱이, 하중이 반복적으로 작용하는 경우에는 균열면에서의 하중이력을 기록해 두어야 하므로 많은 계산시간과 기억용량이 소요되는 회전균열모델은 그 적용성에 한계가 있다고 할 수 있다.

본 연구에서는, 제 2 균열의 발생을 제 1균열과 직교방향으로 발생하도록 제한하여 콘크리트의 강성이 과대평가 되는 직교 고정균열모델과 달리⁽⁵⁾, 실제 주응력의 방향과 직각으로 발생하도록 한 비직교 고정균열모델을 적용함으로써 콘크리트의 강성을 보다 사실적으로 평가하였다.

이축응력상태에 대한 파괴 포락선으로는, 압축-인장영역에 대해서는 Niwa의 제안식, 인장-인장영역에 대해서는 Aoyagi-Yamada의 제안

식을 사용하였다.⁽⁶⁾ 또 반복하중의 작용시에 기존균열과는 다른 방향으로 새로운 균열이 발생한다. 그러나 두 균열사이의 각이 25보다 작거나 155보다 큰 경우, 또는 제 2균열에 대한 주 변형도가 0보다 작은 경우에는 제 2균열은 발생하지 않은 것으로 간주하며, 제 2균열에 대한 균열발생기준은 1균열에 대한 기준과 같은 것으로 가정하였다.

2.2 균열이 발생한 콘크리트의 직교 이방성 재료모델

균열이 발생하기 전과 균열이 발생한 후의 콘크리트의 역학모델은 이축응력상태에 대한 탄소성파괴모델⁽⁷⁾의 기본개념에 의해서 표현할 수 있다. 이 모델에 의하면, 식 (1)과 같이 콘크리트의 응력상태를 콘크리트의 초기탄성계수, 파괴파라미터 및 등가의 소성변형도의 함수로 이루어진 등가응력-등가변형도 관계로 표현하고 있다.

$$\sigma = E_o K_o (\epsilon - \epsilon_p) = E_o K_o \epsilon_p \quad (1)$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{max} - \frac{20}{7} [1 - \text{Exp}(-0.35\epsilon_{max})] \quad (2)$$

$$K_o = \text{Exp}\{-0.73\epsilon_{max} [1 - \text{Exp}(-1.25\epsilon_{max})]\} \quad (3)$$

여기서 σ =등가응력, ϵ =등가의 전변형도($\epsilon_e + \epsilon_p$), E_o =콘크리트의 초기 탄성계수 그리고 K_o =콘크리트 파괴의 진전을 나타내는 파괴 파라미터이다. 등가 소성변형도는 콘크리트의 응력이 0이 될 때의 변형도이며, 파괴 파라미터는 제하시의 강성의 감소를 나타낸다. 등가응력은 평면응력상태에 작용하는 응력수준을 의미하며, 평균응력과 편차응력의 함수로 정의된다.

균열이 발생한 콘크리트는 균열이 없는 콘크리트에 비해서 강성이 작아진다는 사실은 이미 여러 연구자들에 의해서 규명된 바가 있다.⁽⁸⁾ 균열이 발생한 콘크리트의 압축강성의 저하는, 균열직각방향으로의 인장변형도의 함수로 표현되고 있는 파라미터(ω)에 의해서 강성의 저감을 고려할 수 있다(식 (4)). 즉, 균열을 포함한 콘크리트의 파괴 파라미터 K 와 균열이 없

는 콘크리트의 파괴 파라미터 K_0 는 다음식과 같은 관계에 있다(Fig. 2).

$$K = \omega K_0 \quad (4)$$

따라서 균열이 발생한 콘크리트의 탄소성 파괴 모델은 다음식과 같이 된다(Fig. 3).

$$\sigma = KE_0(\epsilon - \epsilon_p) \quad (5)$$

콘크리트에 균열이 발생한 후에도 철근과 콘크리트의 부착작용에 의해서 균열면의 직각 방향으로 콘크리트는 응력의 일부분을 부담한다. 이와 같은 균열직각방향으로의 인장강성효과를 고려하기 위해서, 철근의 방향에 관계없이 적용할 수 있고 비교적 간단한 모델인 Okamura 등⁽⁹⁾이 제안한 부착모델을 기본적으로 적용한다. 단, 본 연구에서는 부착모델로부터 구한 콘크리트의 응력을 각 철근의 방향으로 변환함으

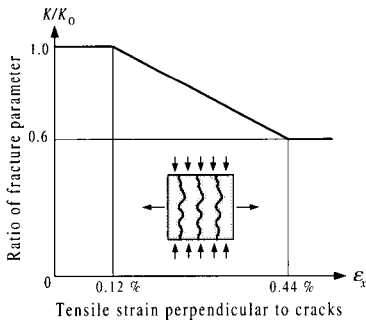


Fig. 2 Degradation in fracture parameter

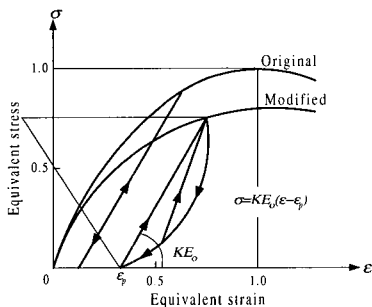


Fig. 3 Equivalent stress-equivalent strain relationship normalized with respect to peak value for unloading and reloading process

로써 콘크리트가 부담하는 인장응력을 보다 실제적으로 평가할 수 있도록 하였다(Fig. 4).⁽¹⁰⁾

제하 및 재제하의 경우에는 Tamai 등⁽¹¹⁾이 제안한 모델을 적용하였다(Fig. 5). 이 모델에서는 콘크리트가 부담하는 인장응력은 철근과의 부착에 의한 응력과 균열면의 접촉에 의한 응력의 합으로 결정된다. 제하시의 경우, 균열면의 접촉은 콘크리트의 평균변형도가 완전히 0이 되기 전에 이미 시작되고 있으므로 균열면의 접촉개시 변형도를 정의하여 콘크리트의 인장변형도가 이보다 클 경우에는 접촉에 의한 응력은 발생하지 않고, 반대로 이보다 작을 경우에는 콘크리트의 인장변형도와 접촉에 의한 응력은 선형관계를 나타낸다.⁽¹⁰⁾

균열면에서 골재의 맞물림 현상으로 인한 전달에 효과는 접촉면 밀도함수에 근거하여 유도한 응력전달모델을 사용하였다.⁽¹²⁾ 이 모델에서는 균열면의 형상을 세 개의 파라미터 (ω , δ , θ_s)로 표현하고(Fig. 6), 접촉면에서 콘크리트의 탄소성 거동을 가정하고 있기 때문에 제하 및 재제하와 같은 임의 하중이력에 대해서 그 적용이 높다.

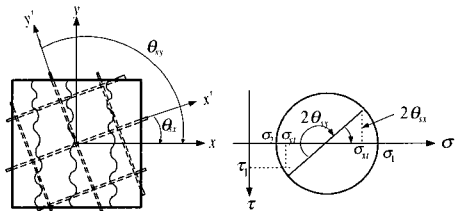


Fig. 4 Tensile stresses evaluation of concrete normal to crack plane

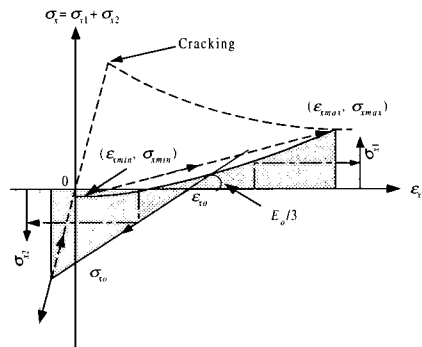


Fig. 5 Tension stiffness model for unloading and reloading

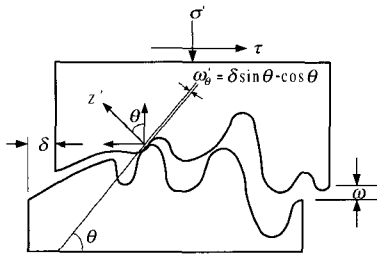


Fig. 6 Shear transfer mechanism at crack surface

본 연구에서는 Li, Maekawa가 제안한 한 개의 균열에 대한 전단전달모델을, 균열폭, 미끄러짐 및 이들의 비 등을 파라미터로 하는 파라미터 해석과 함께 분산균열모델의 평균응력 개념을 도입하여 제하 및 재재하시에 대해서 Shin 등⁽¹³⁾이 제안한 전단전달모델을 사용하였다.

2.3 콘크리트속의 철근에 대한 모델

균열이 발생하면, 콘크리트속의 철근의 응력은 일정하지 않으며 균열면에서 최대가 되며, 또 철근이 항복하기 이전에는 탄성거동을 하므로 철근만의 응력-변형도 관계를 적용할 수 있다. 그러나 철근이 항복한 후에는 철근의 평균응력 및 평균변형도 사이에는 탄성관계가 성립되지 않으며, 그 때 철근의 평균응력은 항복응력보다 작게 된다. 콘크리트속의 철근의 평균응력-평균변형도 관계는 철근만의 경우에서와 같이 항복고원 현상은 나타나지 않고 곧바로 변형도 경화영역으로 들어가게 된다. 본

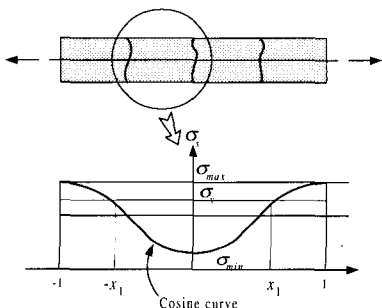


Fig. 7 Assumption for stress distribution of bar in concrete

연구에서는 철근의 항복 후에 일정한 변형도 경화율을 갖는 bilinear 모델을 콘크리트속의 철근의 평균응력-평균변형도 관계로서 사용하였다. 제하 및 재재하의 경우에는, 콘크리트속 철근의 응력분포를 정현곡선(Fig. 7)으로 가정하여 유도한 Kato모델을 평균응력과 평균변형도의 개념을 적용하여 제한된 수정 Kato모델을 적용하였다.^{(10),(13)}

3. 접합부의 모델화를 위한 접합요소의 재료모델

철근콘크리트 전단벽의 경우에서와 같이 두 개가 서로 다른 부재가 연결된 접합부에서는 Fig. 8과 같이 국소부분의 응력집중으로 인해서 불연속변형이 발생한다. 이 변형은 부재의 전체 변형량에 비해 무시할 수 없을 정도로 크다.⁽¹³⁾ 따라서 본 연구에서는 이산균열개념에 근거한 가상의 접합요소를 적용하여 이와 같은 접합부의 불연속 변형을 고려하였다. 접합요소는 기본적으로 요소의 평행 및 직각방향으로만 응력이 발생하는 것으로 가정하고 있기 때문에 기술한 철근과 콘크리트의 재료모델을 그대로 적용할 수 있다. 그러나 접합요소의 변형은 인접한 두 부재간의 상대변위로부터 결정되기 때문에 요소의 응력-변형도 관계를 압축응력-압축변위 및 전단응력-전단미끄러짐의 관계로 정의된다.

철근의 인장으로 인한 인발(pulling-out)은 Shima 등이 제안한 철근의 변형도-미끄러짐 관계를 적용하였다.⁽¹⁴⁾ 이 모델은 재하단으로부터 철근 직경의 5배에 해당하는 구간을 설정하고, 이 구간에서는 부착능력이 직선적으로 저하하여

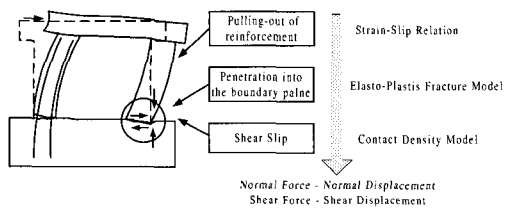


Fig. 8 Localized discontinuous deformations in boundary plane

접합면에서는 0이 된다는 가정으로부터 철근의 변형도와 재하단의 미끄러짐 또는 철근과 콘크리트간의 상대변위사이의 관계를 정의하고 있으며, 이 모델은 임의 하중단계의 탄소성 거동을 포함하고 있다. 본 연구에서는 단조재하의 경우는 물론 제하 및 재재하의 경우에도 간단하고 그 정확도가 높은 Shima 등이 제안한 변형도-미끄러짐 관계를 적용하였다

2차원 유한요소해석에서는 요소의 두께방향으로의 응력이 균일하게 분포한다고 가정한다. 그러나 접합부의 부근에서는 두께방향으로 응력이 3차원적인 분포하게 되므로 응력의 등분포와 같은 가정은 성립하지 않는다. 이 현상은 실제의 변형을 과소 평가하게 되는 결과를 초래한다. 본 연구에서는 이와 같은 국소적인 응력분포의 영향을 고려하기 위해서, 가상의 부재높이 h 를 갖는 접합면이 압축응력에 저항하는 것으로 가정하여 콘크리트의 탄소성파괴모델의 응력-변형도 관계를 압축응력-변위의 관계로 치환하여 다음식과 같이 유도된 접합면의 관입(closure)에 관한 모델을 적용하였다.

$$\begin{aligned} \sigma_c &= E_o K(\epsilon - \epsilon_p) \\ &= E_o K \frac{(\omega - \omega_p)}{h_i} = (KE_o) K(\omega - \omega_p) \end{aligned} \quad (6)$$

여기서 KE_o =접합요소의 초기 압축강성(= E_o/h_i), ϵ =접합요소의 압축변형도이며 ω =접합요소의 압축변위이다.

접합면에서의 전단 미끄러짐(shear slip)으로 인한 전단변형도 전체 변형거동을 평가할 때 반드시 고려해야 한다. 접합면에서의 전단미끄러짐에 관해서도 기술한 점축밀도함수에 의한 응력전달 구성을 적용할 수 있다. 단, 이 경우에도 전단응력-변형도 관계는 전단미끄러짐으로 인한 전단응력-전단변위 및 압축변위의 관계로 모델화 할 수 있다. 이 때 접합요소의 총 전단변위는 접합면에서의 미끄러짐과 기술한 국소적인 응력집중의 영향으로 인한 변위의 합으로 표현된다.

4. 비선형 동적평형방정식의 수립

다자유도계에 대한 비선형 동적 평형방정식에 있어서, 구하고자 하는 절점벡터들은 시간에 대한 적분과정과 수립에 도달하기 위한 반복계산을 단계적으로 수행함으로써 구할 수 있다. 시간에 대한 수치적분법인 Newmark방법에 의할 경우, 구하고자 하는 변위 및 속도 벡터는 전 시간단계의 절점 변위 및 속도벡터와 개선된 가속도벡터간에 다음과 같은 관계를 가정하고 있다.

$${}^{t+\Delta t}u = {}^{t+\Delta t}u_p + \Delta t^2 \beta {}^{t+\Delta t}\ddot{u} \quad (7)$$

$${}^{t+\Delta t}\dot{u} = {}^{t+\Delta t}\dot{u}_p + \Delta t \gamma {}^{t+\Delta t}\ddot{u} \quad (8)$$

$${}^{t+\Delta t}u_p = {}^t u + \Delta t {}^t \dot{u} + \Delta t^2 (0.5 - \beta) {}^t \ddot{u} \quad (9)$$

$${}^{t+\Delta t}\dot{u}_p = {}^t \dot{u} + \Delta t (1 - \gamma) {}^t \ddot{u} \quad (10)$$

여기서 ${}^{t+\Delta t}u_p$ 와 ${}^{t+\Delta t}\dot{u}_p$ 는 각각 변위와 속도벡터의 예측값을 나타내고, β 와 γ 는 해의 안정성과 정확성을 제어하는 파라메터이다.

(7)식의 ${}^{t+\Delta t}\ddot{u}$ 를 (8)식에 대입하면 다음과 같이 미지의 변위 및 속도벡터를 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} {}^{t+\Delta t}\ddot{u} &= \frac{1}{\Delta t^2 \beta} ({}^{t+\Delta t}u - {}^t u) - \frac{1}{\Delta t \beta} {}^t \dot{u} + \left(1 - \frac{0.5}{\beta}\right) {}^t \ddot{u} \\ &= \frac{1}{\Delta t^2 \beta} ({}^{t+\Delta t}u - {}^{t+\Delta t}u_p) \end{aligned} \quad (11)$$

$${}^{t+\Delta t}\dot{u} = {}^{t+\Delta t}\dot{u}_p + \frac{\gamma}{\Delta t \beta} ({}^{t+\Delta t}u - {}^{t+\Delta t}u_p) \quad (12)$$

절점변위 ${}^{t+\Delta t}u$ 의 참값은 다음식과 같이 충분평형방정식으로부터 구할 수 있다.

수렴계산을 위한 동적 평형방정식은 식 (13)과 같이 충분형태로 표현할 수 있다

$$\begin{aligned} \Psi &= {}^{t+\Delta t}R - {}^{t+\Delta t}F \\ &= {}^{t+\Delta t}R(t) - M {}^{t+\Delta t}\ddot{u} - C {}^{t+\Delta t}\dot{u} - \int_{\Omega_V} {}^{t+\Delta t}B_L^T {}^{t+\Delta t}\hat{S}(\epsilon, t) d^o V \\ &= 0 \end{aligned} \quad (13)$$

여기서 Ψ 는 불평형 하중벡터로서 수렴할 경우 0이 되고, 우변의 첫 번째 항은 시간의 함수로 주어지는 외력벡터, 두 번째 항은 부재의 질량이 유발하는 관성력, 세 번째 항은 등가의 감쇠력 및 네 번째 항은 등가의 내력벡터를 의미한다. 등가의 절점력과 절점변위는 비선형적인 관계에 있으므로 식 (13)의 해를 구하기 위해서는 반복계산을 수행하여야 한다. 매 반복계산시에 산정되는 불평형 하중벡터를 사용하여 증분변위를 계산하고 계산된 증분변위가 수렴기준치를 만족할 때까지 반복한다. 여기에서는 Newton-Raphson 및 수정Newton-Raphson 법을 적절히 혼용하여 수렴을 판정하였다.⁽²⁾ 이상과 같은 비선형 동적 평형방정식의 절점 벡터를 구하기 위한 과정과 본 연구에서 작성한 유한요소 해석프로그램의 주요 구성을 Fig. 9와 Fig. 10에 각각 나타내었다.

5. 입력 지진파에 의한 철근콘크리트 전단벽의 지진응답

본 연구에서 제안한 해석적 기법의 타당성

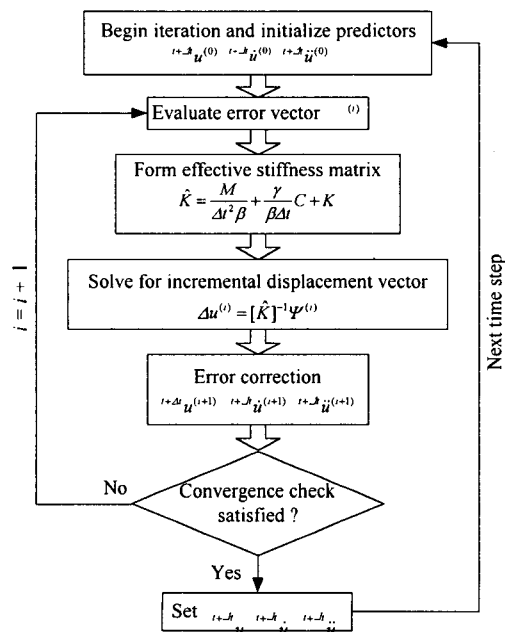


Fig. 9 Brief summary of solution procedure

을 검증하기 위해서 Fig. 11과 같이 1/5축소 모델인 전단벽체를 해석하였다.⁽¹⁵⁾ 이 시험체는 바닥으로부터 1m 떨어진 중력중심에 총 질량 2000kg이 작용하도록 하였고, 진동방향으로는 변위와 회전이 자유롭게 발생할 수 있다. 또한 면외(out-of-plane)방향으로의 자유도는 모두 구속함으로써 이 전단벽은 2차원 평면문제에 귀착된다. 실험에서와 동일한 조건을 유한요소해석에 부여하기 위해서, 시험체의 상부에 집중 질량 2000kg이 작용하도록 요소 분할 하였다. 이 때 하부의 보의 실험에서와 동일하게 바닥과 완전 고정된 것으로 가정하였다.

Table 1에는 실험과 해석에 사용된 입력 지진가속도의 종류와 그 특성이 나타나 있다. Fig. 12에는 지속시간 40초까지 0.002 또는 0.005sec의 시간간격으로 정규화 된 입력 지진가속도의 형태를 보여주고 있으며, 해석에 소요되는 시간 등을 감안하여 지속시간을 5sec로 제한하였다.

Fig. 13은 El Centro 지진가속도에 대해서 해석에 의한 변위응답이며, 최대 가속도의 25, 50 및 100% 에 해당하는 지진파를 작용시킨 경우이다. Fig. 14는 최대 지반가속도의 50%에

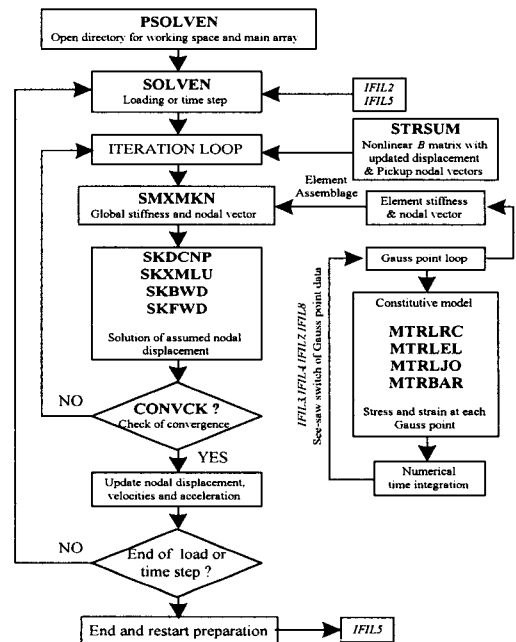


Fig. 10 Main solver of developed analysis program

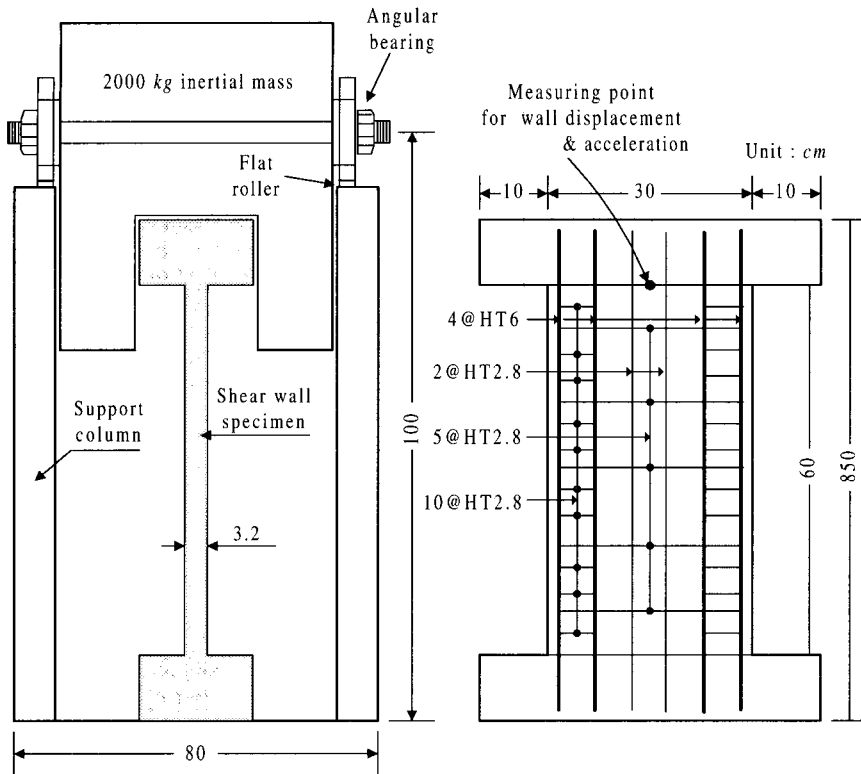


Fig. 11 Shake table test-rig arrangement and 1:5 model wall⁽¹⁵⁾

Table 1 Input acceleration records

Seismic record	Date	Comp.	Magnitude	Maximum Base accel. (g)	Maximum response accel. (g)
EI Centro	19May40	S00E	6.9	0.335	0.92
Parkfield	28Jun66	S16E	6.1	0.499	1.60
San Fernando	09Feb71	N65E	6.6	1.121	3.00

해당하는 지진가속도를 작용시켰을 경우에, 벽체 상단의 복원력-횡방향 변위 관계 및 파괴의 정도를 나타내고 있다. 그림으로부터 전체적인 거동이 실험결과와 잘 일치함을 알 수 있고, 최대 변위는 실험에서 1.38mm이며 해석에서는 1.59mm로 거의 일치하였다.

Fig. 15는 Parkfield 지진기록의 최대가속도 50 및 100%에 해당하는 지진가속도를 작용시킨 경우, 해석에 의한 변위응답을 나타낸다. 최대가속도의 100%를 작용시킨 경우에는 최대

변위 9.7mm에서 수직 철근의 인장파괴로 파괴되었다. 한편, 상부 보에 횡방향 하중을 작용시킨 정적해석에 의한 시험체의 최대변위와 최대하중이 각각 8.74mm와 10.8KN임을 고려하면, 지반가속도를 받는 경우의 부재의 동적인 변형거동이 정적인 경우보다 우수하게 나타남을 알 수 있었다. 이것은 정적인 하중하에서의 얻은 부재의 횡방향 변위를 사용함으로써, 실제 지진가속도가 작용할 경우 부재의 연성능력을 과소평가할 가능성을 시사하고 있다.

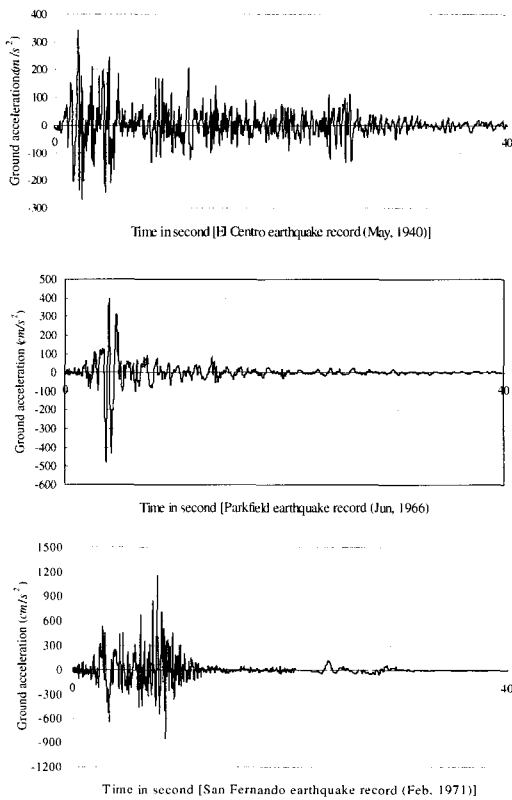


Fig. 12 Earthquake records used in present analysis

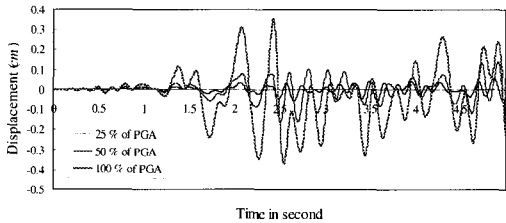
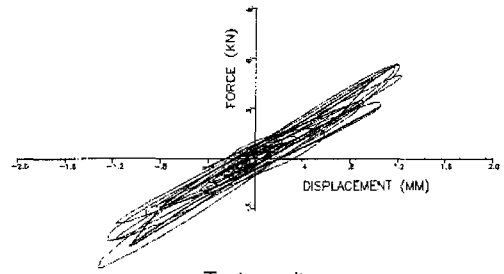


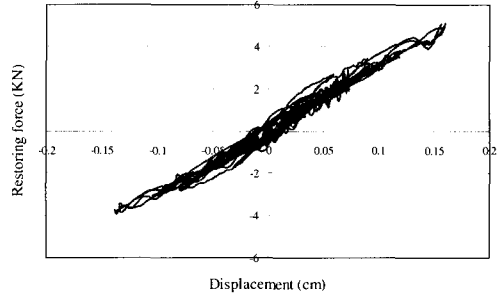
Fig. 13 Wall displacement responses corresponding to El Centro earthquake

Fig. 16은 해석에 의한 시험체의 복원력-변위 관계를 나타내며, 정적해석으로부터 계산된 최대하중에 도달하기 전에 수직 철근이 인장 파괴 되는 결과를 보였다.

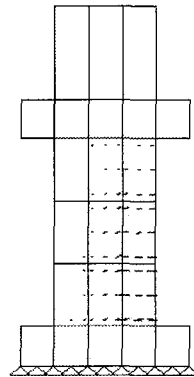
Fig. 17은 San Fernando 지진가속도에 대해서 해석에 의한 변위 응답이며, 그에 상응하는 복원력-변위 관계가 Fig. 18에 나타나 있다. 이 경우에도 수직철근은 인장파괴 하였다. 이 때의 파괴시의 최대변위는 10mm로서 정적해석에 의한



- Test result -



Displacement (cm)



- Present analysis result -

Fig. 14 Restoring force vs wall displacement / crack pattern at maximum displacement corresponding to 50% of peak acceleration of El Centro earthquake

결과를 크게 초과하고 있다. Fig. 19는 각각의 지진가속도를 작용시킨 경우의 해석과 정적해석에 의한 파괴형태를 나타내고 있으며, 지진가속도를 작용시킨 경우에 전단벽 하부의 손상이 정적해석의 경우보다 심화되는 양상을 볼 수 있다. 전단벽에 대한 이상의 해석결과를 Table 2에서 실험결과와 함께 정리하였다. 이상의 결과에서와 같이 본 연구의 해석에 의한 지진응답 및 파괴거동은 실험결과와 좋은 일치를 보였다.

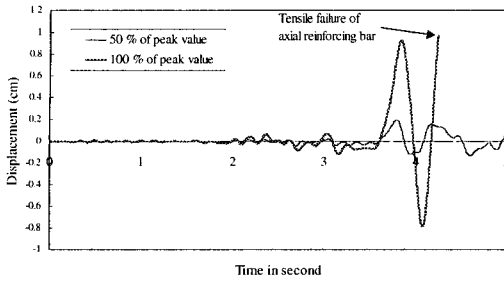


Fig. 15 Wall displacement responses corresponding to Parkfield earthquake

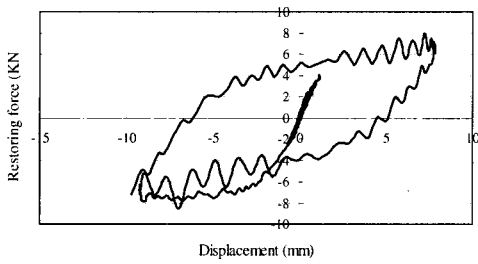


Fig. 16 Restoring force vs wall displacement corresponding to 100% of peak acceleration of Parkfield earthquake

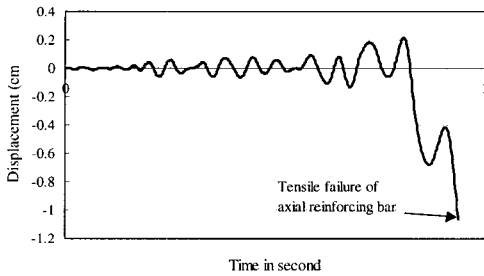


Fig. 17 Wall displacement responses corresponding to San Fernando earthquake

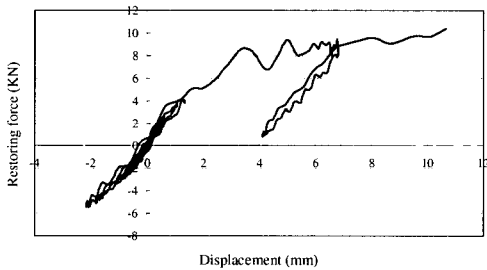
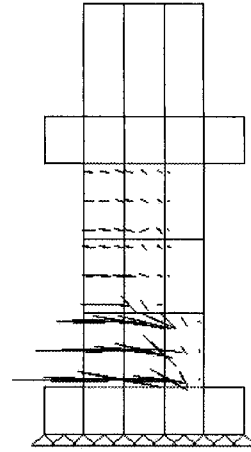
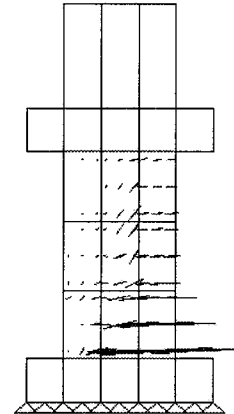


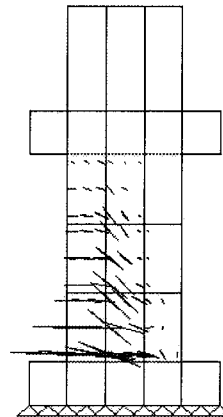
Fig. 18 Restoring force vs wall displacement corresponding to San Fernando earthquake



(a) Damage by Parkfield earthquake



(b) Damage by San Fernando earthquake



(c) Damage by Static analysis

Fig. 19 Failure patterns just prior to tensile failure of axial reinforcing bar

Table 2 Comparison of maximum displacement responses from test and analysis

Seismic record	Level of PGA	Maximum wall displacement (mm)		
		Test (1)	Analysis (2)	(1)/(2)
El Centro	25%	0.62	0.592	1.05
El Centro	50%	1.38	1.59	0.87
El Centro	100%	3.44	3.69	0.93
Parkfield	50%	2.11	1.95	1.08
Parkfield	100%	-	9.70	-
San Fernando	100%	(7.62)*	10.6	-

* Due to the shaking table emergency in the test process, the maximum displacement was not gained in the test. Hence this value does not represent its maximum value.

6. 결 론

본 연구에서 제시한 2차원 면요소를 사용한 유한요소해석에 의해서 지진가속도를 받는 철근콘크리트 전단벽의 지진응답 및 파괴거동을 예측하였고, 그 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 최대변위 및 복원력-변위 관계 등의 전체적인 부재거동이 실험결과와 좋은 일치를 보였다.
- 콘크리트의 균열, 주철근의 항복 및 인장파괴 등의 국소부분에 대한 초기 파괴진전에서부터 부재의 최종파괴에 이르기까지를 정확한 예측이 가능하다.
- 동적해석으로부터 구한 횡방향 변위를 정적해석 결과와의 비교를 통하여, 정적해석은 입력 지반 가속도에 대한 동적해석보다 최대변위를 작게 평가하고 있음을 알 수 있었다. 따라서 철근콘크리트 부재의 지진에 대한 변형능력을 평가할 때에는 이 점을 고려해야 할 필요가 있다.

감사의 글

본 연구는 서울대학교 지진연구센터를 통한 한국과학재단 우수연구센터 지원금에 의한 것입니다.

참 고 문 헌

1. Comite Euro-International Du Beton, "RC frames under earthquake loading," *state of the art report*, CEB, 1996.
2. Bathe, K. J., *Finite Element Procedures*, Prentice-Hall, 1996.
3. Comite Euro-International Du Beton, "RC elements under cyclic loading," *state of the art report*, CEB, 1996.
4. Gupta, A. K. and Akbar, H., "Cracking in reinforced concrete analysis," *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 8, 1984, pp. 1735-1746.
5. Cervenka, V., "Constitutive model for cracked concrete," *ACI Journal*, Vol. 82, No. 6, 1985, pp. 877-882.
6. Aoyagi, Y. and Yamada, K., "Strength and deformation characteristics of reinforced concrete shell elements subjected to in-plane forces," *Proceedings of JSCE*, No. 331, 1983, pp. 167-180.
7. Maekawa, K. and Okamura, H., "The deformational behavior and constitutive equation of concrete using elasto-plastic and fracture model," *Journal of faculty of engineering*, The University of Tokyo, Vol. 37, No. 2, 1983, pp. 253-328.

8. Collins, M. P. and Vecchio, F. J., "The response of reinforced concrete to inplane shear and normal stresses," University of Toronto, 1982.
9. Okamura, H. and Maekawa, K., *Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete*, Gihodo-Shuppan, Tokyo, 1990.
10. Yoo, Y. H., Kim, W. H., and Shin, H. M., "Material and geometrical nonlinear analysis of reinforced concrete columns under cyclic loading," *Journal of Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol. 3, No. 1, 1999, pp. 55-66.
11. Tamai, S., Shima, H., Izumo, J., and Okamura, H., "Average stress-strain relationship in post yield range of steel bar in concrete," *Proceedings of JSCE*, 378(V-6), 1987, pp. 117-129.
12. Li, B. and Maekawa, K., "Contact density model for stress transfer across cracks in concrete," *Concrete Engineering*, JCI, Vol. 26, No. 1, 1988.
13. Shin, H. M., "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Members Subjected to Load Reversals," Ph.D. Dissertation, University of Tokyo, 1988.
14. Shima, H., Chou, L., and Okamura, H., "Micro and macro models for bond behavior in reinforced concrete," *Journal of the Faculty of Engineering*, The University of Tokyo (B), Vol. 39, No. 2, 1987, pp. 133-194.
15. Elnashai, A. S., Pilakoutas, K., and Ambraseys, N. N., "Shake-table testing of small scale structural wall," *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Vol. IV, August 1988, pp. 541-546.