'99 추계학술발표회 논문집 한국원자력학회

반복하중 및 지진하중을 받는 철근콘크리트 전단벽의 비탄성 파괴거동 및 지진응답에 관한 해석적 연구

Analytical Approach to Inelastic Failure Behavior and Seismic Response of Reinforced Concrete Shear Wall Subjected to Cyclic and Seismic Loading

유영화, 김태훈, 신현목

성균관대학교 경기도 수원시 장안구 천천동 300

요 약

지반가속도를 받는 철근콘크리트 전단벽의 파괴 거동 특성은 실험적인 방법 또는 등가의 정적 실험으로부터 추정해 온 것이 대부분이다. 그 이유로는, 콘크리트 부재에서 균열은 필연적으로 발 생하게 되며, 이로 인한 부재의 강도 및 강성의 감소, 철근의 항복 및 하중의 반복성으로 인한 균 열의 개폐 등을 해석적 모델로 구현하는데 어려움이 있기 때문이다. 본 연구는 이와 같은 콘크리 트와 철근의 비선형 특성을 고려한 이축응력상태에 대한 재료모델과 대변형을 고려한 동적해석 알고리즘을 사용하여 반복하중 및 지진하중을 받는 철근콘크리트 전단벽의 파괴거동을 해석적으 로 예측할 수 있는 기법을 제시하는데 그 목적이 있다. 범용 수치해석기법인 유한요소법을 사용하 여 철근콘크리트 부재를 대상으로 한 2차원 유한요소 해석프로그램을 개발하였고, 정적인 반복하 중과 지반가속도를 받는 전단벽을 대상으로 파괴거동과 지진응답 등을 예측하였으며, 그 결과를 신뢰성 있는 연구자의 실험결과와 비교하여 그 타당성을 검증하였다.

Abstract

Current research activities on seismic behavior of reinforced concrete member subjected to base acceleration have been limited to the shaking table test or equivalent static cyclic test. This is reasonable from the fact that since the strength and stiffness degradation, yielding of reinforcing bar, and closing and opening of existing crack are accompanied by crack generation, reasonable analytical formulation of these phenomenon is rarely successful. At this time, this paper is to present analytical method capable of predicting the inelastic failure behavior of reinforced concrete shear wall subjected to cyclic and seismic loading. The complete analytical procedure on failure behavior was formulated through the nonlinear material models based on biaxial state of stress that represent stress versus strain relationships of concrete and reinforcing bar, and dynamic analysis algorithm with large displacement, respectively. Two dimensional finite element analysis tool was developed for the analytical procedure. The failure behavior and seismic response of shear wall was predicted using the developed analysis tool, and the comparison with reliable test result confirmed the validity and reliability of present study. 1. 서 론

철근콘크리트 벽체는 구조물의 지진저항기구로서 중요한 역할을 한다. 특히, 구조물의 과도한 횡 방향 변위를 방지하고 전체구조계의 일체성을 높이는데 크게 기여를 하고 있다^며. 반복하중이나 지진하중에 저항하기 위한 철근콘크리트 벽체의 거동 특성을 규명하기 위해서 수십년 동안 많은 연구성과가 보고되어 왔고, 그 결과는 콘크리트 부재의 내진설계 등에 적용되어 왔다. 철근콘크리 트 부재의 지진거동특성은 실제 지진파를 이용한 진동대 실험이나 해석적인 방법에 의해서 규명 할 수 있다. 그러나 진동대 실험의 경우, 신뢰성 있는 데이터를 얻기 위해서는 막대한 양의 시간 과 비용 및 노력을 투자해야만 가능하다. 한편, 해석적인 접근방법으로는 집중질량으로 모델화한 보요소나 뼈대요소를 사용한 해석이 주를 이루고 있다. 선요소에 적합한 이력모델에 의한 동적해 석은 개략적인 응답의 예측에는 유효하지만, 벽체와 같은 경우에는 2차원적인 특성을 정확하게 표 현할 수가 없다. 이러한 관점에서 2차원 면요소를 사용한 해석으로부터, 철근콘크리트 부재의 지 진응답 및 파괴거동 특성을 보다 정확하게 평가할 수 있을 것이다.

본 연구에서는 2차원 평면응력요소를 사용한 동적 유한요소해석을 통하여 전단벽체의 지진거동 특성을 해석적으로 예측하였다. 2차원 면요소를 사용하여 벽체의 지진거동을 충분한 정도로 예측 이 가능하다면, 이를 3차원적인 판 및 쉘구조로의 확장이 가능하므로, 건축구조물은 물론 원자로 의 격납고 등과 같이 실험이 불가능하거나 곤란한 구조물의 지진파괴거동을 예측할 수 있을 것이 다.

철근콘크리트 부재는 재료적 성질이 서로 다른 콘크리트와 철근의 조합작용과 비탄성적인 변형 에 의해서 외력에 저항하는 기구이다. 특히, 이축응력상태에 있는 철근콘크리트 요소에 균열이 발 생하면, 균열에 직교방향으로 이방성이 현저하게 되며 비선형성이 심화된다. 따라서 균열의 발생 으로 인한 강도와 강성의 감소, 철근의 항복, 철근과의 부착 효과 및 균열면에서의 전단전달 효과 등을 고려해야 한다. 본 연구에서는 균열이 발생한 철근콘크리트 요소를 직교 이방성으로 가정함 으로써 균열방향과 균열에 직각방향 및 균열면에서 골재의 맞물림으로 인한 전단전달에 대한 응 력-변형도 관계를 모델화 한 콘크리트와 철근의 구성방정식을 도입하여 재료의 비선형성을 고려하 였다. 이 때 철근콘크리트 요소의 응력-변형도 관계는 분산균열의 기본개념에 의해서 평균응력과 평균변형도로 표현된다. 서로 다른 두께의 부재가 연결된 접합부의 3차원적인 효과로 인해서 부가 되는 불연속변형은 이산균열개념을 적용한 접합요소를 적용하여 고려하였다.

대변형을 고려한 유한요소법을 사용할 경우, 비선형 관계로 나타나는 동적 증분 평형방정식은 Newmark방법⁽²⁾에 의한 시간에 대한 수치적분과정과 수렴에 도달하기 위한 반복계산과정을 단계적 으로 거침으로써 해를 구하였다. 본 연구결과의 타당성은 다른 연구자의 실험결과와 비교하여 검 증하였다.

2. 철근과 콘크리트 재료의 구성방정식

철근콘크리트의 재료모델은 콘크리트의 균열 및 철근과의 부착 등 같은 비선형 특성을 고려하여 이들을 중첩함으로써 표현할 수 있다. 균열이 발생한 철근콘크리트 요소는 직교 방향에 대해서 이 방성이 현저해지며, 이를 가정함으로써 요소의 각 방향에 대한 재료모델을 적용하여 요소의 응력 상태를 결정할 수가 있다. 본 연구에서는 균열이 발생한 철근콘크리트의 직교 이방성의 가정에 따 라, 균열직각방향으로 콘크리트가 부담하게 되는 인장응력을 고려하기 위한 인장강성모델과 균열 방향으로의 압축강성 저하를 고려하기 위한 압축강성모델 및 균열면에서의 전단전달효과를 고려 하기 위한 전단전달모델을 각각 적용한다³⁾.

철근콘크리트 부재에는 일반적으로 저응력하에서도 균열은 반드시 발생한다. 그러나 해석적인 관점에 있어서는 균열의 발생시점과 방향을 정확하게 예측하기는 어렵다. 균열이 분산하여 분포된 철근콘크리트 부재의 변형거동은 사용된 균열개념에 크게 영향을 받는다. 본 연구에서는, 제 2 균 열의 발생을 제 1균열과 직교방향으로 발생하도록 제한하여 콘크리트의 강성이 과대평가 되는 직 교 고정균열모델과 달리^(*), 실제 주응력의 방향과 직각으로 발생하도록 한 비직교 고정균열모델을 적용함으로써 콘크리트의 강성을 보다 사실적으로 평가하였다⁰¹⁰⁾

2.1 균열이 발생한 콘크리트의 직교 이방성 재료모델

균열이 발생하기 전과 균열이 발생한 후의 콘크리트의 역학모델은 이축응력상태에 대한 탄소성 파괴모델⁽⁴⁾의 기본개념에 의해서 표현할 수 있다. 이 모델에 의하면, 식 (1)과 같이 콘크리트의 응 력상태를 콘크리트의 초기탄성계수, 파괴 파라메터 및 등가의 소성변형도의 함수로 이루어진 등가 응력-등가변형도 관계로 표현하고 있다.

$$\sigma = E_{\sigma}K_{\sigma}(\varepsilon - \varepsilon_{p}) = E_{\sigma}K_{\sigma}\varepsilon_{\rho} \qquad (1)$$

$$\varepsilon_{p} = \varepsilon_{max} - \frac{20}{7} [1 - E_{XD} (-0.35\varepsilon_{max})] \tag{2}$$

$$K_o = \operatorname{Exp} \{-0.73 \varepsilon_{\max} [1 - \operatorname{Exp}(-1.25 \varepsilon_{\max})]\}$$
(3)

여기서 σ =등가응력, ε=등가의 전변형도(ε+ερ), &=콘크리트의 초기 탄성계수 그리고 K = 콘 크리트 파괴의 진전을 나타내는 파괴 파라메터이다. 등가 소성변형도는 콘크리트의 응력이 0이 될 때의 변형도이며, 파괴 파라메터는 제하시의 강성의 감소를 나타낸다. 등가응력은 평면응력상태에 작용하는 응력수준을 의미하며, 평균응력과 편차응력의 함수로 정의된다.

균열이 발생한 콘크리트는 균열이 없는 콘크리트에 비해서 강성이 작아진다는 사실은 이미 여 러 연구자들에 의해서 규명된 바가 있다^(*) 균열이 발생한 콘크리트의 압축강성의 저하는, 균열직 각방향으로의 인장변형도의 함수로 표현되고 있는 파라메터에 의해서 강성의 저감을 고려할 수 있다(식 (4)). 즉, 균열을 포함한 콘크리트의 파괴 파라메터 K와 균열이 없는 콘크리트의 파괴 파 라메터 K₆는 다음과 같은 관계에 있다.

$$K = \omega K_o$$
(4)

따라서 균열이 발생한 콘크리트의 탄소성파괴모델은 다음식과 같이 된다(Fig. 1).

$$\sigma = KE_{\rho}(\varepsilon_{y} - \varepsilon_{y}) \tag{5}$$

여기서, &는 콘크리트의 초기탄성계수, sy는 균열평행방향의 변형률 그리고 sy는 균열평행방향의 소성변형률이다.

콘크리트에 균열이 발생한 후에도 철근과 콘크리트의 부착작용에 의해서 균열면의 직각방향으 로 콘크리트는 응력의 일부분을 부담한다. 이와 같은 균열직각방향으로의 인장강성효과를 고려하 기 위해서, 철근의 방향에 관계없이 적용할 수 있고 비교적 간단한 모델인 Okamura 등이 제안한 부착모델을 기본적으로 적용한다. 단, 본 연구에서는 부착모델로부터 구한 콘크리트의 응력을 각 철근의 방향으로 변환함으로써 원실험식에 충실하도록 하였다⁹⁾

제하 및 재재하의 경우에는 Tamai 등이 제안한 모델을 적용하였다⁽⁷⁾. 이 모델에서는 콘크리트가 부담하는 인장응력은 철근과의 부착에 의한 응력과 균열면의 접촉에 의한 응력의 합으로 결정된 다. 제하시의 경우, 균열면의 접촉은 콘크리트의 평균변형도가 완전히 0이 되기 전에 이미 시작되 고 있으므로 균열면의 접촉개시 변형도를 정의하여 콘크리트의 인장변형도가 이보다 클 경우에는 접촉에 의한 응력은 발생하지 않고, 반대로 이보다 작을 경우에는 콘크리트의 인장변형도와 접촉 에 의한 응력은 선형관계를 나타낸다. 본 연구에서는 제하 및 재재하와 같은 반복하중이력으로 인 한 콘크리트의 손상증가 및 에너지 소비를 고려하는 것과 함께 수치해석상의 편리를 위해서, 제하 시의 응력-변형률 관계를 제하시점과 잔류변형률을 지나는 단순 2차 포물선으로 가정하였으며 재 재하시의 관계는 재재하시점과 제하점을 지나는 1차식으로 가정하였다(Fig.2).

균열면에서 골재의 맞물림 현상으로 인한 전단전달에 효과는 접촉면 밀도함수에 근거하여 유 도한 응력전달모델을 사용하였다. 이 모델에서는 균열면의 형상을 세 개의 파라메터로 표현하고, 접촉면에서 콘크리트의 탄소성 거동을 가정하고 있기 때문에 제하 및 제재하와 같은 임의 하중이 력에 대해서 그 적용이 높다(Fig 3). 본 연구에서는 Li · Maekawa가 제안한 한 개의 균열에 대한 전단전달모델을, 균열폭, 미끄러짐, 및 이들의 비 등을 파라메터로 하는 파라메터 해석과 함께 분 산균열모델의 평균응력 개념을 도입하여 제하 및 재재하시에 대해서 Shin 등이 제안한 전단전달모 델을 기본적으로 사용하였다^(3,68) 위의 제하 및 재재하 이력곡선은 거의 같은 선위를 지나고 있어 서 이를 구분하는 것은 구분하지 않는 경우와 이력거동에서 실용적으로 큰 차이를 보이지 않으며 다만 복잡한 하중이력에 대하여 안정적인 수렴해를 얻기가 곤란한 약점을 갖고 있다. 따라서 본 연구에서는 Shin등이 제안한 전단전달모델의 제하 및 재재하곡선을 하나로 통일시킴으로써 해의 발산을 막고 안정적인 수렴해를 얻도록 하였다(Fig 4).



Fig. 1 Equivalent stress-equivalent strain relationship at unloading and reloading



Fig. 3 Shear transfer mechanism at crack surface





Fig. 2 Tension stiffness model for unloading and reloading



Fig. 4 Shear transfer model for unloading and reloading

균열이 발생하면, 콘크리트속의 철근의 응력은 일정하지 않으며 균열면에서 최대가 되며,또 철 근이 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 곧 바로 변형도 경화영역으로 들어가 게 된다. 본 연구에서는 철근의 항복 후에 일정한 변형도 경화율을 갖는 Bilinear 모델을 콘크리트 속의 철근의 평균응력 평균변형도 관계로서 사용하였다.

제하 및 재재하에 대해서는 균열사이의 응력분포와 철근만의 응력-변형률 관계가 정의되면, 철 근의 항복후 평균응력-평균변형률 관계를 구할 수 있다. 본 연구에서는 철근만의 응력-변형률 관 계를 표현하고 있는 Kato 모델과 함께 철근의 응력분포를 정현곡선으로 가정함으로써 콘크리트 속의 철근의 거동을 표현하였다⁽³⁾. Kato가 제안한 반복하중에 대한 철근의 모델은 포락선부분 (skeletor), 제하부분 및 연화(softening)부분의 3 부분으로 구성되어 있다. 즉, 포락선부분에 대해서 는 단조재하 실험으로부터 얻은 강재의 포락선을 사용하였고, 제하부분의 거동은 탄성으로, 연화 부분에 대해서는 쌍곡선을 가정하여 그 정도가 비교적 높은 것으로 알려져 있다. 그러나 본 연구 에서는 Kato가 제안한 제하 및 재재하시의 철근모델은 지진하중의 경우와 같이 하중이력이 복잡 한 경우에는 수렴해를 얻는데 다소 어려움이 있음을 발견하였고, 제하 및 재재하시의 철근모델을 보다 간단하게 수정함으로써 임의의 하중이력에 대해서도 해의 안정성과 수렴성을 향상시켰다

3. 접합부의 모델화를 위한 접합요소의 재료모델

철근콘크리트 전단벽의 경우에서와 같이 두께가 서로 다른 부재가 연결된 접합부에서는 국소부 분의 응력집중으로 인해서 불연속변형이 발생한다. 이 변형은 부재의 전체 변형량에 비해 무시할 수 없을 정도로 크다. 따라서 본 연구에서는 이산균열개념에 근거한 가상의 접합요소를 적용하여 이와 같은 접합부의 불연속 변형을 고려하였다⁽⁹⁾⁽¹⁰⁾. 접합요소는 기본적으로 요소의 평행 및 직각 방향으로만 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 정의된 다. 철근의 인장으로 인한 인발(Pulling-out)은 Shima 등이 제안한 철근의 변형도-미끄러짐 관계를 적용하였다⁽⁹⁾ 이 모델은 재하단으로부터 철근 직경의 5배에 해당하는 구간을 설정하고, 이 구간에 서는 부착능력이 직선적으로 저하하여 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 적용 하였다.

2차원 유한요소해석에서는 요소의 두께방향으로의 응력이 균일하게 분포한다고 가정한다. 그러 나 접합부의 부근에서는 두께방향으로 응력이 3차원적인 분포하게 되므로 응력의 등분포와 같은 가정은 성립하지 않는다. 이 현상은 실제의 변형을 과소 평가하게 되는 결과를 초래한다. 본 연구 에서는 이와 같은 국소적인 응력분포의 영향을 고려하기 위해서, 가상의 부재높이 ħ를 갖는 접합 면이 압축응력에 저항하는 것으로 가정하여 콘크리트의 탄소성파괴모델의 응력-변형도 관계를 압 축응력-변위의 관계로 치환하여 다음식과 같이 유도된 접합면의 관입(Closure)에 관한 모델을 적용 하였다.

$$\sigma_c = E_o K(\varepsilon - \varepsilon_p)$$

$$= E_o K \frac{(\omega - \omega_p)}{h_d} = (KE_o) K(\omega - \omega_p)$$
(6)

여기서 KE.는 접합요소의 초기 압축강성(=E.M), ε는 접합요소의 압축변형도이며, ω는 접합요소 의 압축변위이다.

접합면에서의 전단 미끄러짐(Shear slip)으로 인한 전단변형도 전체 변형거동을 평가할 때 반드시 고려해야 한다. 접합면에서의 전단미끄러짐에 관해서도 기술한 접촉밀도함수에 의한 응력전달 구 성을 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 접합면에서 의 미끄러짐과 기술한 국소적인 응력집중의 영향으로 인한 변위의 합으로 표현된다.

3. 전체 Lagrangian기법에 의한 유한요소의 정식화

철근콘크리트 부재의 기하적인 비선형성을 고려하기 위해서는 가상변위의 원리를 이용하여 연속 체의 증분 평형방정식을 유도하는 전체 Lagrangian 정식화 기법을 사용하였다. 대변형과 재료적인 비선형성을 포함한 증분 평형방정식은 비선형 관계에 있기 때문에 직접적으로 해를 구할 수가 없 다. 따라서 이 기법에 의한 정식화에서는 Green-Lagrangian 변형도 및 2차 Piola-Kirchhoff 응력 텐 서를 사용하여 평형방정식을 선형화 한 후, 반복계산에 의해서 수렴기준치에 부합하는 근사적인 해를 구할 수 있다. 전체 Lagrangian 정식화 기법에 의해서 선형화 된 연속체의 평형방정식은 질량 력와 감쇠력을 포함하여 다음식과 같이 유도할 수 있다⁴.

$$\int_{\circ \gamma} {}^{o}C_{gn_{2}o}e_{n}\delta_{o}e_{gd}{}^{i}\circ V + \int_{\circ \gamma} {}^{i}{}_{o}S_{g}\delta_{o}n_{gd}{}^{i}\circ V$$

$$= {}^{i+di}R - \int_{\circ \gamma} {}^{i}{}_{o}S_{g}\delta_{o}e_{g}d^{o}V - \int_{\circ \gamma} {}^{o}\rho^{i}\ddot{u}d^{o}V - \int_{\circ \gamma} {}^{\kappa}{}^{i}\dot{u}_{j}\delta ud^{o}V$$

$$(7)$$

여기서, *"Cly*»는 증분 응력-변형도 텐서를 나타내며 재료의 구성방정식으로부터 결정되고 '*"Sy*j는 시간 t에서의 형상에 작용하는 2차 Piola-Kirchhoff 응력이며 *"ely, "ŋ y* 는 시간 0에서의 형상에 대한 선형 및 비선형 증분 변형도 텐서이다. 또 (7)식에서 좌변의 첫 번째 및 두 번째 항은 각각 탄성 및 기하강도행렬이라고 한다. 이 때 질량행렬은 물체의 초기형상에 대해서 산정하고 감쇠행렬은 Rayleigh 형태의 비례감쇠를 가정하여 근사적으로 고려하였다.

2차원 등매개요소(isoparametric element)를 사용한 유한요소의 정식화에서는, 철근콘크리트 요소 와 접합요소를 대표하는 8절점 및 6절점을 갖는 평면응력 요소를 사용하여 정식화하였다. 이 때 6 절점을 갖는 접합요소의 경우에는 절점간의 상대변위를 사용하여 요소의 변형도-변위 변환행렬을 유도할 수 있다. 변형도-변위 변환행렬은 각 요소의 가우스 적분점에서 정의되며 요소의 강성행렬, 질량행렬 및 하중벡터 등은 가우스 수치적분법을 사용하여 산정하였다. 전체 Lagrangian 정식화에 서는 형상함수의 모든 미분값은 초기의 좌표계에 대해서 정의되므로 첫번째 하중 단계에서만 계 산하여 다음 단계에서의 사용을 위해 외부파일에 저장된다.

4. 비선형 동적평형방정식의 수렴해

전체 Lagrangian 정식화에 의해서 시간 t+⊿t에 대한 동적 평형방정식은 다음식과 같이 쓸 수 있다.

$$M^{i+A_{i}} \ddot{u} + C^{i+A_{i}} \dot{u} + (i_{o}K_{L} + i_{o}K_{M}) u = {}^{i+A_{i}}R(t) - i_{o}F$$
(8)

여기서 '"K」및 '"Km는 탄성강도행렬과 기하강도행렬을 각각 나타내며 '"P는 등가의 절점하중벡터 를 나타낸다. 좌변의 두 번째항의 C는 감쇠행렬로써 부재의 질량행렬과 강성행렬에 비례하는 관 계를 갖는 Rayleigh 감쇠행렬을 사용함으로써 고려하였다.

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

$${}^{t+\Delta t}u = {}^{t+\Delta t}u_b + \Delta t^2 \beta {}^{t+\Delta t}\ddot{u}$$
(9)

$${}^{t+\Delta t}u = {}^{t+\Delta t}\dot{u}_{t} + \Delta t {}^{t}\dot{u}\gamma^{t+\Delta t}\ddot{u}$$
(10)

$${}^{t+A}u_{\beta} = {}^{t}u + \Delta t {}^{t}\dot{u} + \Delta t^{2}(0.5 - \beta) {}^{t}\ddot{u}$$
(11)

$${}^{t+\varDelta}\dot{u}_{t} = {}^{t}\dot{u} + \varDelta t(1-\gamma) {}^{t}\ddot{u}$$

$$\tag{12}$$

여기서 '*4'u,와 '*4'u,는 각각 변위와 속도벡터의 예측값을 나타내고, 와 는 해의 안정성과 정확성 을 제어하는 파라메터이다. (9)식의 ***** # (10)식에 대입하면 다음과 같이 미지의 변위 및 속도벡 터를 구할 수 있다.

$${}^{i+\Delta i}\ddot{u} = \frac{1}{\Delta t^2\beta} ({}^{i+\Delta i}u - {}^{i}u) - \frac{1}{\Delta t\beta} {}^{i}\dot{u} + \left(1 - \frac{0.5}{\beta}\right){}^{i}\ddot{u}$$
$$= \frac{1}{\Delta t^2\beta} ({}^{i+\Delta i}u - {}^{i+\Delta i}u_{j}) \tag{13}$$

$${}^{i+A}i_{\mu} = {}^{i+A}i_{\mu} + \frac{\gamma}{\Delta t\beta} \left({}^{i+A}u - {}^{i+A}u_{\mu} \right) \tag{14}$$

절점변위 *+#u의 참값은 다음식과 같이 증분 평형방정식으로부터 구할 수 있다. 수렴계산을 위한 동적 평형방정식은 식 (13)과 같이 증분형태로 표현할 수 있다

$$\Psi = {}^{i+\mathscr{A}}R - {}^{i+\mathscr{A}}F = {}^{i+\mathscr{A}}R(i) - M^{i+\mathscr{A}}\ddot{u} - C^{i+\mathscr{A}}\dot{u} - \int_{\circ U} {}^{i+\mathscr{A}}{}_{o}B_{L} {}^{Ti+\mathscr{A}}{}_{o}S(\varepsilon,t)a^{io}V = 0 \quad (15)$$

여기서, 女는 불평형 하중벡터로서 수렴할 경우 0이 되고, 우변의 첫 번째 항은 시간의 함수로 주 어지는 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 있으 므로 식 (15)의 해를 구하기 위해서는 반복계산을 수행하여야 한다. 매 반복계산시에 산정되는 불 평형 하중벡터를 사용하여 증분변위를 계산하고 계산된 증분변위가 수렴기준치를 만족할 때까지 반복한다. 여기에서는 Newton-Raphson 및 수정Newton-Raphson법을 적절히 혼용하여 수렴을 판정하 였다. 이상과 같은 비선형 동적 평형방정식의 절점벡터를 구하기 위한 과정과 본 연구에서 작성한 유한요소 해석프로그램의 주요 구성을 Fig 5와 Fig. 6에 각각 나타내었다⁽¹⁰⁾.



Fig. 5 Brief summary of solution procedure Fig. 6 Main solver of developed analysis program

5 수치예제

본 연구에서 제시한 해석기법을 바탕으로 작성한 프로그램의 타당성을 검증하기 위해서 먼저, 정 적인 반복하중을 받는 전단벽체의 파괴거동을 예측하여 그 타당성을 검토한 후, 지반가속도에 의 한 전단벽체의 파괴거동 및 지진응답을 예측해 보았다. 철근콘크리트 전단벽체에는 대량의 철근이 직교 배근되어 있고, 하중단계에 따라서 수반되는 균열도 고르게 분포하는 것이 일반적이다. 따라 서 분산균열개념을 적용한 본 연구의 2차원 유한요소해석 결과의 타당성을 검토하는데에 전단벽 체가 가장 적합하다고 할 수 있다.

5.1 정적 반복하중을 받는 철근콘크리트 전단벽

정적인 반복하중을 받는 철근콘크리트 부재에 대한 적용성과 타당성을 검토하기 위해서 RCW 시험체를 채택하였다⁽¹⁰⁾. 이 시험체는 상·하부보와 양쪽 가장자리의 기둥 및 복부의 판으로 구성 되어 있다. 콘크리트의 평균 압축강도는 300 kgflcm²이고 이형철근의 평균 항복강도는 4000 kgflcm² 이다. 시험체에 사용된 콘크리트의 재료적인 성질은 Table 1에 나타내었으며, Fig. 7에는 반복하중 의 재하개념을 나타내었다. 유한요소해석을 위해서 32개의 평면응력요소와 12개의 접합요소로 분 할하였다. 하중의 재하는 상부보의 양단에 수평방향으로 강제변위를 가하였다. Fig. 8은 Fig. 7의 변위 측정위치에 있어서 실험 및 해석에 의한 하중-변위관계를 나타낸다. 그림으로부터 최대하중 은 물론, 각 하중 단계마다의 이력곡선이 실험과 해석에 있어서 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 해석에 의한 최대강도 201.4 tong는 실험결과인 199.8 tong와 거의 일치하고 있다. Fig 9-(a), (b)는 해석과 실험에 의한 최종단계의 파괴형태를 나타내고 있으며, 최대강도에 도달했을 때, 복부판의 평균적인 균열각은 실험과 해석에서 각각 42°와 47°로 나타났으며 전체적인 거동이 충실히 표 현되고 있음을 알 수 있다.



Fig 7. Reinforcement details on RCW specimen (unit : mm)

Concrete	Compressive strength (<i>kgflcm²</i>)	Tensile strength (kgficm ²)	Elastic modulus (kgficm ²)	Poissons ratio
Footing	301.0	26.3	250,000	0.178
Column, wall and top beam	311.0	27.0	239,000	0.162

1 1	Table	1	Material	properties	\mathbf{of}	concrete
-----	-------	---	----------	------------	---------------	----------



Fig. 8 Load-displacement curve of RCW specimen Fig. 9 Crack pattern of RCW specimen at final load cycle

5.2 지반가속도를 받는 철근콘크리트 전단벽체

본 연구에서 제안한 해석적 기법의 타당성을 검증하기 위해서 Fig. 10과 같이 1/5축소 모델인 전 단벽체⁽¹⁾를 해석하였다. 이 시험체는 바닥으로부터 1 m 떨어진 중력중심에 총 질량 2000 kg이 작 용하도록 하였고, 진동방향으로는 변위와 회전이 자유롭게 발생할 수 있다. 또한 면외방향으로의 자유도는 모두 구속함으로써 이 전단벽은 2차원 평면문제로 귀착된다. 실험에서와 동일한 조건을 유한요소해석에 부여하기 위해서, 시험체의 상부에 집중질량 2000 kg이 작용하도록 요소 분할 하 였다. 이 때 하부의 보는 실험에서와 동일하게 바닥과 완전 고정된 것으로 가정하였다.

Table 2에는 실험과 해석에 사용된 입력 지진가속도의 종류와 그 특성이 나타나 있다. Fig. 11-(a)~(c)는 지속시간 40초까지 0.002 또는 0.005 sec.의 시간간격으로 정규화 된 입력 지진가속도 의 형태를 보여주고 있으며, 해석에 소요되는 시간 등을 감안하여 지속시간을 5 sec.로 제한하였다.

Fig. 12는 각각의 지진가속도에 대응하는 변위응답이며, Fig. 12-(a)는 El Centro 지진기록의 최대 가속도의 25, 50 및 100 % 에 해당하는 지진파를 작용시킨 경우이다. Fig. 15는 최대 지반가속도 의 50 %에 해당하는 지진가속도를 작용시켰을 경우에, 벽체 상단의 복원력-횡방향 변위 관계 및 파괴의 정도를 나타내고 있다. 그림으로부터 전체적인 거동이 실험결과와 잘 일치함을 알 수 있 고, 최대 변위는 실험에서 1.38 mm이며 해석에서는 1.59 mm로 거의 일치하였다. Fig. 12-(b)는 San Fernando 지진가속도에 대해서 해석에 의한 변위 응답이며, 이 경우에는 수직철근은 인장파괴 하 였다. 이 때 파괴시의 최대변위는 10 mm를 기록하였으며 그에 상응하는 복원력-변위 관계가 Fig. 14에 나타나 있다. Fig. 12-(c)는 Parkfield 지진기록의 최대가속도 50 및 100 %에 해당하는 지진가 속도를 작용시킨 경우, 해석에 의한 변위응답을 나타낸다. 최대가속도의 100 %를 작용시킨 경우에 는 최대변위 9.7 mm에서 수직 철근의 인장파괴로 파괴되었다. 한편, 상부 보에 횡방향 하중을 작 용시킨 정적해석에 의한 시험체의 최대변위와 최대하중이 각각 8.74 mm와 10.8 KN임을 고려하면, 지반가속도를 받는 경우의 부재의 동적인 변형거동이 정적인 경우보다 우수하게 나타남을 알 수 있었다. 이것은 정적인 하중하에서의 얻은 부재의 횡방향 변위를 사용함으로써, 실제 지진가속도 가 작용할 경우 부재의 연성 능력을 과소평가할 가능성을 시사하고 있다. Fig. 13은 해석에 의한 시험체의 복원력 변위 관계를 나타내며, 정적해석으로부터 계산된 최대하중에 도달하기 전에 수직 철근이 인장파괴 하였다. 전단벽에 대한 이상의 해석결과를 Table 3에서 실험결과와 함께 정리하 였다. 이상의 결과에서와 같이 본 연구의 해석에 의한 지진응답 및 파괴거동은 실험결과와 좋은 일치를 보였다.



Fig. 10 Shake table test-rig arrangement and 1.5 model wall



Seismic record	Date	Comp.	Magnitude	Maximum Base accel. (g)	Maximum response accel. (g)
El Centro	19May40	SOOE	6.9	0.335	0.92
Parkfield	28Jun66	S16E	б.1	0.499	1.60
San Fernando	09Feb71	N65E	6.6	1.121	3.00



Fig. 11 Input seismic records

Fig. 12 Corresponding displacement responses





Fig. 15 Restoring force vs wall displacement / Crack pattern at maximum displacement corresponding to 50 % of peak acceleration of E1 Centro earthquake

Table 3 Comparison of maximum displacement responses from test and analysis

Seismic record	Level of PGA	Maximum wall displacement (mm)			
		Test (1)	Analysis (2)	(1)/(2)	
E1 Centro	25 %	0.62	0.592	1.05	
E1 Centro	50 %	1.38	1.59	0.87	
E1 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 정적인 반복하중과 지진가 속도를 받는 철근콘크리트 전단벽의 지진응답 및 파괴거동을 예측하였고, 그 결과 다음과 같은 결 론을 얻었다.

 a) 정적인 반복하중은 물론, 지반가속도가 작용하는 경우에도, 최대변위, 파괴형태 및 복원력-변위 관계 등 부재의 전체적인 변형거동이 실험결과와 좋은 일치를 보였다.

2) 본 연구의 해석방법에 의해서 콘크리의 균열, 주철근의 항복 및 인장파괴 등의 국소부분에 대 한 초기 파괴진전에서부터 부재의 최종파괴에 이르기까지 정확한 예측이 가능하다.

3) 동적해석으로부터 구한 횡방향 변위를 정적해석 결과와의 비교를 통하여, 정적해석은 입력 지 반가속도에 대한 동적해석보다 최대변위를 작게 평가하고 있음을 알 수 있었다. 따라서 철근콘크 리트 부재의 지진에 대한 변형능력을 평가할 때에는 이 점을 고려해야 할 필요가 있다.

7. 참고문헌

- 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] 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.
- [4] Collins, M. P. and Vecchio, F. J., The Response of Reinforced Concrete to In-plane Shear and normal Stresses, University of Toronto, 1982.
- [5] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON, RC ELEMENTS UNDER CYCLIC LOADING, STATE OF THE ART REPORT, CEB, 1996.
- [6] 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.
- [7] 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.
- [8] Li, B. and Maekawa, K., Contact Density Model for Stress Transfer across Cracks in Concrete, Concrete Engineering, JCI, Vol.26, No.1, 1988. (in Japanese)
- [9] 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.
- [10] Yoo, Y. H., Two-Dimensional Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Members Subjected to Cyclic and Seismic Loading, Ph.D. Dissertation, Dept. of Civil Engineering, Sungkyunkwan University, 1999.
- [11] 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, Vol. IV, August 1988, Tokyo-Kyoto, pp.541-546.