

콘크리트 댐의 비선형 지진해석에서의 유한요소망 영향

이지호^{1)*}

¹⁾ 동국대학교 토목환경공학과

(2001년 10월 16일 원고접수, 2001년 11월 8일 심사완료)

Finite Element Mesh Dependency in Nonlinear Earthquake Analysis of Concrete Dams

Jee-Ho Lee^{1)*}

¹⁾ Department of Civil and Environmental Engineering, Dongguk University, Seoul, 100-715, Korea

(Received on October 16, 2001, Revised on November 8, 2001)

ABSTRACT

A regularization method based on the Duvaut-Lions viscoplastic scheme for plastic-damage and continuum damage models, which provides mesh-independent and well-posed solutions in nonlinear earthquake analysis of concrete dams, is presented. A plastic-damage model regularized using the proposed rate-dependent viscosity method and its original rate-independent version are used for the earthquake damage analysis of a concrete dam to analyze the effect of the regularization and mesh. The computational analysis shows that the regularized plastic-damage model gives well-posed solutions regardless mesh size and arrangement, while the rate-independent counterpart produces mesh-dependent ill-posed results.

Keywords : concrete dam, finite element analysis, earthquake analysis, damage model, mesh dependency, regularization

1. 서 론

콘크리트 댐과 같은 대형 콘크리트 구조물의 내진성능 평가에 있어서 1단계 선형탄성해석의 결과가 추가적인 정밀해석을 요구할 경우 비선형 시간이력해석의 수행이 요구되며, 이러한 비선형 동해석에는 지반-구조물 및 유체-구조물 상호작용 이외에도 콘크리트 댐체의 균열 발생에 따른 비선형성도 고려되어야 정확한 평가가 수행되었다고 볼 수 있다.

지진하중을 받는 콘크리트 구조물의 균열해석을 위한 이론모형은 크게 나누어 균열이 초래하는 재료의 불연속성을 직접 나타내는 파괴역학모형과 재료물성의 변화로 나타내는 연속균열모형이 있다. 발생된 균열을 중심으로 균열거동을 해석하는 파괴역학모형과는 달리 연속균열모형은 미세균열의 발생으로부터 진전, 전파를 단일 모형으로 나타낼 수 있는 장점이 있으며 콘크리트 및 철근콘크리트 구조물의 균열해석 분야에 사용이 증가하고 있는 추세이다.

손상역학(damage mechanics)모형^{1,2)}을 확장하여 소성론과 결합시킨 소성손상모형(plastic-damage model)³⁻⁵⁾은

연속균열모형의 한 종류로 분류될 수 있으며 다양한 형태의 모형이 제안되고 있다. 일반적인 손상역학모형이 강도에 대응하는 응력의 저하를 강성도저하(stiffness degradation)만으로 표현하는데 비해 소성손상모형에서는 응력을 강성도손상 부분과 비손상 상태를 표현하는 유효응력 부분으로 나누며, 각각 반복하중 등에 의한 강성도저하와 균열에 의한 비탄성 잔류변형을 나타낸다. 이러한 두 가지 형태의 손상은 공통의 변수를 통하여 서로 연관되어 복잡한 형태의 손상, 특히 반복 및 동하중을 받는 구조물의 손상 거동을 효과적으로 나타내어 준다.

반복 또는 지진하중을 받는 콘크리트 댐 구조체의 비선형 거동해석을 위한 손상역학모형은 Cervera 등⁶⁾과 Ghrib 등⁷⁾의 연구에서 제안되었으며, Lee와 Fenves⁵⁾는 반복하중을 받는 콘크리트 구조해석을 위한 소성손상모형을 제안하고, 이를 동하중을 위한 모형⁸⁾으로 확장하여 콘크리트 댐의 지진해석에 적용하였다.

소성손상모형을 비롯한 연속체모형에서는 균열의 발생과 진전이 재료의 변형연화(strain softening)로 표현되며 이는 연속균열모형의 비선형 구성방정식들과 연관된 초기 경계치문제가 불안정성(ill-posedness)을 갖게 한다. 이러한 불안정성은 해석 대상의 유한요소모형의 해가 사용된 유한요소망의 크기 및 배열모양에 크게 영향을 받는 원인이 되며 수행된 해석결과의 유효성은 보장될 수 없다.

* Corresponding author

Tel : 02-2260-3352 Fax : 02-2266-8753

E-mail : jeeholee@cgu.ac.kr

변형연화 재료모형의 유한요소망 의존성(finite element mesh dependency)을 제거하는 방법으로 균열부를 표현하는 유한요소의 크기를 변형열화가 발생하는 균열의 폭으로 계산하는 방법^{9,10)}이 사용되고 있으나 비교적 단순한 문제에서만 유효하며, 지진과 같은 동하중을 받는 경우 이러한 접근 방법은 근본적인 해의 불안정성을 완전하게 해결하지 못하여, 결국 해석결과의 유한요소망 의존성을 제거하지 못한다¹¹⁾.

현재 변형연화를 포함하는 재료의 구성방정식의 불안정성을 정규화(regularization)하는 방법으로 주로 사용되는 재료모형은 크게 다음과 같은 4가지 분류될 수 있다: 1) non-local 모형, 2) gradient 소성모형, 3) cosserat 연속체 모형, 4) rate-dependent 모형. 이중 rate-dependent 모형은 이미 개발된 연속균열모형을 기반모형(backbone model)으로 사용할 수 있는 방법이다.

본 논문에서는 변형연화 부분을 포함하는 콘크리트 구조물의 유한요소해석 결과의 망 의존성을 제거 내지는 실용적인 수준으로 완화시키기 위하여 소성손상모형 및 손상역학모형을 rate-dependent 모형의 한 종류인 점소성모형으로 확장하여 정규화(regularization)하는 방법을 기술하며, 제안된 방법으로 정규화된 소성손상모형과 그렇지 않은 소성손상모형을 사용하여 지진하중을 받는 콘크리트 덤체의 동적 균열손상해석을 수행한 결과를 비교, 평가하여 각각의 경우에서의 유한요소망이 해석결과에 미치는 영향을 분석한다.

2. 콘크리트 덤의 균열해석을 위한 소성손상모형

강력한 지진하중을 받는 콘크리트 덤체는 균열의 발생, 진전, 닫힘/열림 등의 여러 상태의 손상을 경험하며 본 연구에서는 이러한 비탄성 균열손상을 모두 표현할 수 있는 Lee와 Fenves의 소성손상모형⁹⁾과 이의 동해석을 위한 확장모형⁸⁾을 사용한다.

2.1 구성방정식

철근콘크리트 또는 콘크리트 구조물이 강한 동적 하중에 노출되어 구조적 손상을 받을 경우의 정밀한 응답해석 및 손상평가에는 반복하중 하에서 발생하는 미소균열 및 대균열을 표현할 수 있는 모형이 필요하며, 이러한 모형은 일반적으로 비선형 초기경계치 미분방정식으로 연결되는 구성방정식으로 기술된다. 유한요소법에서는 이러한 구성방정식이 연결 상미분방정식의 진전방정식(evolution equations)이 된다.

일반적으로 소성손상모형에서 응력은 강성도저하(stiffness degradation) 부분과 유효응력(effective stress) 부분으로

구성되며 손상은 강성도의 저하 및 비탄성 변형의 발생으로 표현된다. 유효응력 $\bar{\sigma} = E_0 : (\epsilon - \epsilon^p)$ 과 스칼라의 강성도저하모형을 사용하면 응력은 다음과 같이 표현된다.

$$\sigma = (1 - D)E_0 : (\epsilon - \epsilon^p) \quad (1)$$

여기서, D 는 강성도저하변수이며, E_0 는 초기탄성강성 텐서, ϵ 는 변형률텐서, ϵ^p 는 소성변형률텐서이다. 소성변형률은 콘크리트 구조체에 발생하는 균열을 연속체의 비탄성 잔류변형으로 표현하는 역할을 하며 여기서는 drucker-prager식을 이용하여 다음과 같은 진전방정식으로 계산된다.

$$\dot{\epsilon}^p = \lambda \left(\frac{\mathbf{s}}{\|\mathbf{s}\|} + \alpha_p \mathbf{I} \right) \quad (2)$$

여기서, \mathbf{s} 는 유효응력텐서의 비체적(deviatoric) 성분이며, λ 는 소성파라미터, α_p 는 Drucker-Prager식의 파라미터, \mathbf{I} 는 단위텐서이다. Lee-Fenves 소성손상모형에서는 콘크리트 구조체의 특정 지점에서의 손상을 표현하는 손상변수(damage variable) κ 는 인장손상과 압축손상을 나타내는 두 개의 변수 성분을 갖는 벡터로 표현된다. 인장손상변수는 단위체적의 파괴에너지(specific fracture energy)가 비탄성 변형으로 소산된 비율로서 정의되며, 압축손상변수도 압축상태에서 이와 상응하는 방법으로 정의된다. 단위체적의 파괴에너지의 계산을 위해서는 균열폭(crack bandwidth)과 연관된 특성길이(characteristic length) 개념^{3,10)}을 이용한다.

콘크리트 파괴포락선은 손상변수벡터 κ 와 유효응력 $\bar{\sigma}$ 으로 정의된 다음과 같은 항복함수 F 로 결정된다.

$$F(\bar{\sigma}, \kappa) = \frac{1}{1-\alpha} [\alpha I_1 + \sqrt{3J_2} + \beta(\kappa) \langle \hat{\sigma}_{\max} \rangle] - c(\kappa) \quad (3)$$

여기서, α 와 β 는 항복함수의 형상을 결정하는 파라미터이고 c 는 항복함수의 크기를 결정하는 파라미터이며 I_1 과 J_2 는 각각 유효응력과 비체적성분의 불변치(invariant), $\hat{\sigma}_{\max}$ 는 최대주응력값, $\langle \rangle$ 는 ramp 함수이다.

균열 상태에서의 식 (1)의 응력은 식 (3)으로 제한되는 유효응력과 다음 절 2.2에서 기술되는 강성도저하식으로 결정된다.

2.2 균열의 열림/닫힘을 고려한 강성도저하모형

지진하중과 같은 반복적 동적하중 하에서의 콘크리트 구조체의 강성도는 미세 및 대균열의 발생과 열림에 따라

감소되며 역방향 하중상태에 따른 균열의 닫힘으로 전부 내지는 일부 회복되기도 한다. Lee-Fenves 소성손상모형에서는 이러한 현상을 표현하기 위하여 식 (1)의 강성도 저하변수 D 를 다음과 같이 정의한다:

$$D = 1 - (1 - D_c(\kappa))(1 - sD_r(\kappa)) \quad (4)$$

여기서, D_c , D_r 는 각각 일축압축 및 인장 강성도저하지수, 그리고 주유효응력(principle effective stress) $\hat{\sigma}$ 의 가중치 함수(weight function)로 구성된 $s(\hat{\sigma}) = \frac{\sum_i \langle \hat{\sigma}_i \rangle}{\sum_i |\hat{\sigma}_i|}$ 는 균열의 닫힘에 따른 강성도 회복을 표현하는 식이다.

Fig. 1은 일축의 반복하중을 받는 콘크리트 평면응력 부재의 거동을 Lee-Fenves의 소성손상모형으로 전산모형 실험을 한 결과이다. 하중은 인장 축으로 가해지고 균열의 발생을 나타내는 변형연화가 진행된 후 압축 축 방향으로 가해졌다. 두 번째 사이클에서 인장 축으로 하중이 가해져서 균열이 커지자 응력은 0에 가까운 수준으로 저하되었으나 다시 압축 축으로 하중이 가해지자 균열이 닫히는 것이 표현되어 강성도가 회복되는 것을 알 수 있다.

2.3 연속 감쇠모형

소성손상모형에서는 균열을 연속체의 비탄성변형으로 표현하는데 이 값에 기초한 변형률은 탄성변형률에 비해 상대적으로 크며 동해석 문제에서는 과도한 감쇠력(damping force)을 유발한다¹²⁾. 그러나 실제 상황에서는 균열 사이의 감쇠력은 오히려 감소하거나 사라진다. 연속 균열모형의 이러한 과대 감쇠력을 상쇄시키기 위하여 여러 방법이 제안되었으며 그 중 Lee와 Fenves에 의하여 제안된 연속적 점탄성 감쇠모형⁹⁾을 본 연구에서는 사용한다.

일반적으로 재료비선형을 포함한 다자유계의 운동방정식은 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{P}(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) = \mathbf{F} \quad (5)$$

여기서, \mathbf{M} 은 질량매트릭스, \mathbf{u} 는 변위벡터, \mathbf{F} 는 지반운동을 포함한 외력벡터, \mathbf{P} 는 비선형 응력과 점탄성 감쇠력으로 구성된 내력벡터이며 유한요소법에서는 다음과 같은 식으로 표현된다.

$$\mathbf{P} = \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} d\Omega + \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\chi} d\Omega \quad (6)$$

여기서, \mathbf{B} 는 변형률-변위관계 매트릭스이다. 식 (6)에서 $\boldsymbol{\chi}$ 는 구조체의 감쇠력을 구성하는 비선형 점탄성력이다. 연속 점탄성 감쇠모형에서는 점탄성력은 비탄성변형의 증

가, 즉 손상의 증가와 함께 일관성 있게 감소되도록 강성도저하변수 D 를 이용하여 다음과 같이 정의된다.

$$\boldsymbol{\chi}(\boldsymbol{\varepsilon}, \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}) = b_0(1 - D)\mathbf{E}_0\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad (7)$$

3. 점소성모형에 의한 정규화

3.1 유한요소망 의존성

일반적인 소성모형 및 손상역학모형과 같이 시간변화에 독립적인 모형(rate-independent model)으로 변형연화를 표현할 경우 구성방정식 해의 유일성이 보장되지 않으며 이러한 모형에 기초한 유한요소해석은 수렴성을 잃거나 강한 망 의존성을 보인다^{11,13)}. 정규화 되지 못한 연속 균열모형의 불안정성은 근본적으로 구성방정식에서 필요한 중요변수 중의 하나인 균열폭에 해당하는 길이변수가 구성방정식에 포함되지 않아서 발생하는 것이다. 이러한 점을 해결하기 위하여 균열 선단의 유한요소의 크기와 연관된 균열폭을 미리 계산한 특성길이(characteristic length) 값을 재료의 물성으로 가정하여 구성방정식에서 사용하는 방법이 제안되었으며^{9,10)} 2절에서 기술한 Lee-Fenves의 소성손상모형에서도 이러한 특성길이를 단위체적의 파괴에너지를 계산하는 방법을 이용한다.

그러나 미리 계산된 균열폭만을 사용하는 방법은 일축 반복하중해석과 같이 준정적 상태의 비교적 간단한 하중상태의 구조체의 응력해석에서는 효과적으로 사용될 수 있으나 복잡한 형상이나 동적인 하중 상태에서는 근본적인 해결 방법이 될 수 없음이 알려졌으며, 기존의 연속균열모형을 기반으로 안정적 해석을 수행하기 위해서는 점소성모형 등으로 정규화하여야 한다.

3.2 점소성 정규화모형

Duvaut-Lions¹⁴⁾의 점소성모형에서는 비탄성변형률 $\boldsymbol{\varepsilon}^i$

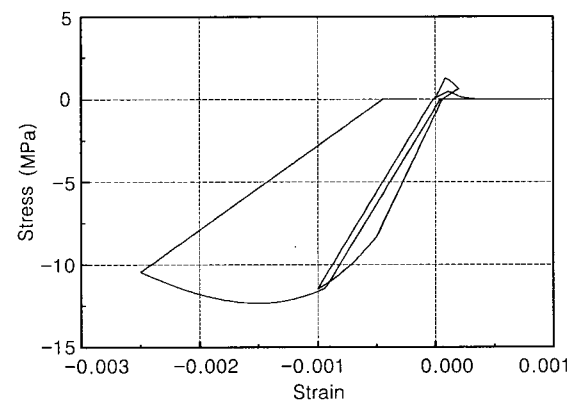


Fig. 1 Cyclic response of plastic-damage model

과 응력을 다음과 같이 계산하여 점성을 도입한다.

$$\dot{\epsilon}^i = \frac{1}{\mu} \mathbf{E}^{-1} : (\boldsymbol{\sigma} - \bar{\boldsymbol{\sigma}}) \quad (8)$$

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{E} : (\boldsymbol{\epsilon} - \boldsymbol{\epsilon}^i) \quad (9)$$

여기서 $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ 는 점소성모형의 응력텐서가 항복포락선 또는 파괴포락선으로 투사된 값(projected value)이며 \mathbf{E} 는 탄성강성도텐서, μ 는 점성파라미터이다. Duvaut-Lions 모형을 이용하여 lee-fenves 모형의 정규화를 수행하기 위하여, 2.1 절 식 (1)의 소성손상모형의 응력을 $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ 로 설정하고, 식 (8)에 $\mathbf{E} = (1 - D)\mathbf{E}_0$ 를 대입하면 다음과 같은 비탄성변형률에 대한 상미분방정식이 얻어진다.

$$\mu \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^i + \boldsymbol{\epsilon}^i = \boldsymbol{\epsilon}^p \quad (10)$$

소성변형률에 대한 정규화와 아울러 강성도저하 변수 D 의 증가로 표현되는 손상식의 정규화가 요구되며 본 연구에서는 식 (10)과 유사한 형식의 점성 진전방정식에 의한 정규화를 사용한다.

$$\mu \dot{D}_{vis} + D_{vis} = D \quad (11)$$

여기서 D_{vis} 는 정규화된 강성도저하 변수이다. 정규화된 응력식은 식 (9)로부터 다음과 같이 표현되며 정규화 이전의 식 (1)을 대체한다.

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - D_{vis})\mathbf{E}_0 : (\boldsymbol{\epsilon} - \boldsymbol{\epsilon}^i) \quad (12)$$

식 (12)의 $\boldsymbol{\epsilon}^i$ 와 D_{vis} 는 2절에서 기술한 소성손상모형의 구성방정식으로부터 계산된 D 와 $\boldsymbol{\epsilon}^p$ 를 상미분방정식 (10)과 (11)에 대입하여 산출한다.

이론적으로는 점소성으로 정규화한 연속균열모형의 균열폭은 유한요소망의 크기, 배열모양과 관계없이 정규화에 사용된 점성파라미터에 의해서 결정되나 이러한 결과를 얻기 위해서는 매우 조밀한 유한요소망을 사용하여야 하며 비선형 동해석에서는 실용적이지 못하다. 본 연구에서는 지진해석과 같은 저주파 동해석 문제에서 안정적인 해를 실용적으로 얻기 위한 방법으로 점소성 정규화를 통한 균열폭이 기존의 특성길이를 사용하는 방법에서처럼 균열선단에서의 유한요소의 크기가 되도록 점성파라미터를 결정한다. 이러한 방법은 유한요소망의 조밀도를 기존의 균열해석 수준으로 유지시켜주며 구성방정식에서 사용되는 단위체적 파괴에너지 계산을 용이하게 해준다.

2절에서 기술한 소성손상모형에 대한 점소성 정규화모형은 spectral return-mapping 알고리즘¹⁵⁾을 사용하여 수치모형으로 변환되며, 평면응력 4절점 4변 isoparametric 요소의 재료모형으로 적용되어 평면 콘크리트 유한요소를 구성한다. 개발된 콘크리트 요소는 범용 비선형 유한요소 프로그램 FEAP(finite element analysis program)¹⁶⁾에 사용자정의 요소로서 결합되어 본 연구의 전산해석실험에 사용된다.

점소성 정규화모형의 성능을 확인하기 위하여 Fig. 2(a)에 나타낸 가상의 평면응력 콘크리트 구조체에 한 사이클의 준정적 반복하중을 재하하는 전산해석실험을 Fig. 2(b)와 2(c)의 유한요소망을 사용하여 수행하였다. 사용된 재료물성은 다음과 같다 : 인장강도 = 3 MPa, 압축강도 = 27.6 MPa, 초기탄성계수 = 31 GPa, Poisson비 = 0.2, 파괴에너지 = 175 N/m.

Fig. 3은 정규화되지 않은 소성손상모형을 사용한 해석 결과이다. Mesh A와 B를 사용한 결과가 차이가 날 뿐만 아니라 두 유한요소망 모두에서 계산 수행이 완료되지 못하였음을 보여준다. 이는 소성손상모형 등의 연속균열모형에서 요소 크기에서 계산된 균열폭을 특성길이로 사용하여도 해의 불안정성을 근본적으로 제거하지 못함을 보여준다. 정규화된 소성손상모형을 이용한 결과는 Fig. 4에 나

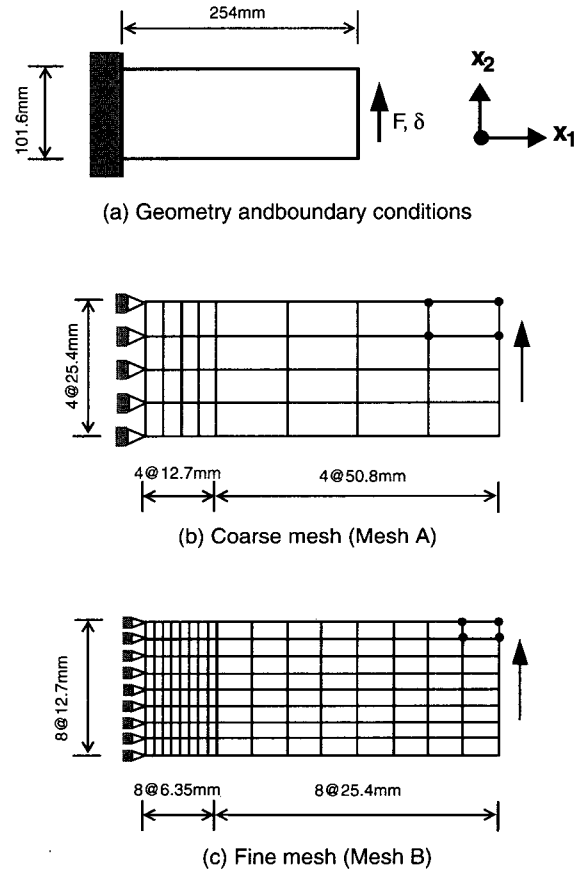


Fig. 2 Plane stress concrete panel

타나 있으며 두 경우 모두 계산 수행이 완료되었고 서로의 결과가 거의 일치하여 해가 안정적으로 수렴하고 있음을 보여준다.

4. 콘크리트 댐 지진응답해석

4.1 콘크리트 댐체의 지진해석을 위한 전산실험모형

소성손상모형을 사용한 콘크리트 댐체 지진해석결과와 유한요소망 의존성과 정규화의 효과를 평가하기 위하여 1967년 인도 Koyna에서 발생한 강진으로 댐체에 실제 구조적 피해를 입은 Koyna 댐의 비선형 시간이력해석을 수행한다. Koyna 댐의 기초부는 경암으로 구성되어 지반-구조물 상호작용의 영향을 별도로 고려하지 않고 지진해석을 수행할 수 있으며¹⁷⁾ 실제 균열이 발생한 경우로, 댐체의 균열모형을 평가하는데 적합하여 여러 전산실험연구의 대상이 되고 있다. Fig. 5에는 1967년 인도 남서부 Koyna에서 발생한 규모 6.5, MM 진도 9의 지진의 수평 및 수직 지반가속도 성분이 나타나 있다.

Koyna 댐은 길이 850 m, 중심부 높이 103 m의 중력식 콘크리트 댐으로 기초는 콘크리트에 비교하여 매우 강성이 높은 암반층으로 구성되어 있으며 이를 고려하기 위하여 본 연구에서는 별도의 기초모형을 생략하고 하단의 구속 경계조건으로 모형화 하였다. Fig. 6에 나타낸 바와 같이 댐 해석에 고려되는 하중은 수평, 수직지진력 이외에 댐체 자중, 정수압 및 동수압이 있으며, 동수압 하중의 계산에는 댐체의 변형이 유체에 미치는 영향이 무시할 정도로 작다고 가정하여 Westergaard 동수압식에 의한 부가 질량법을 이용하였다. 댐 길이 방향의 일정 두께로 격리된 댐체(monolith)의 유한요소모형은 3.2절에서 기술한 평면응력 콘크리트 요소로 구성한다.

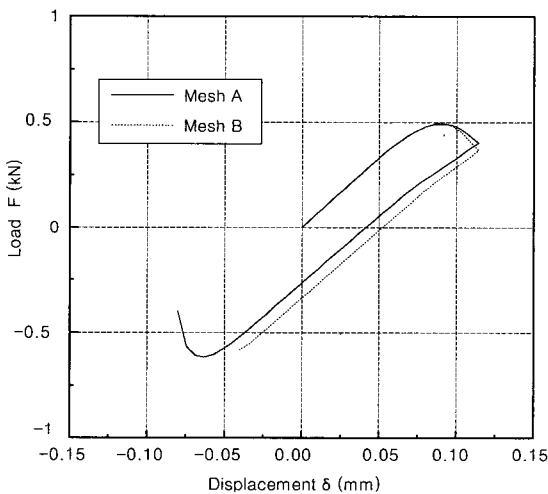


Fig. 3 Cyclic response curve by rate-independent plastic-damage model

해석시간간격은 $\Delta t=0.005$ sec이고 지진해석은 10 sec까지 수행되었다. 해석에 사용된 콘크리트 댐의 재료물성은 다음과 같다: 인장강도 = 2.9 MPa, 압축강도 = 24.1 MPa, 초기탄성계수 = 30 GPa, Poisson비 = 0.2, 파괴에너지 = 200 N/m, 밀도 = 2630 kg/m³.

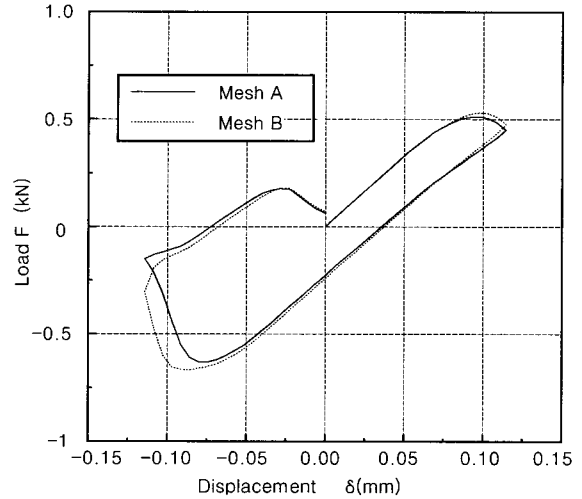


Fig. 4 Cyclic response curve by regularized plastic-damage mode

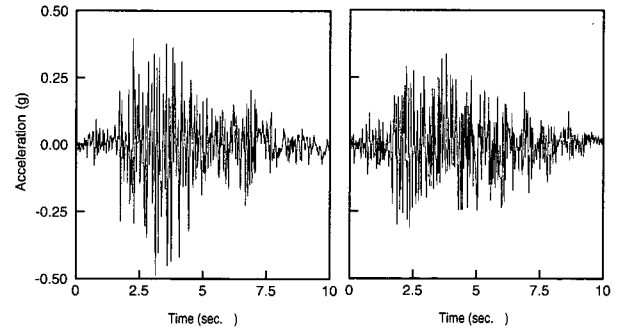


Fig. 5 Koyna earthquake horizontal(left) and vertical(right) ground motion components

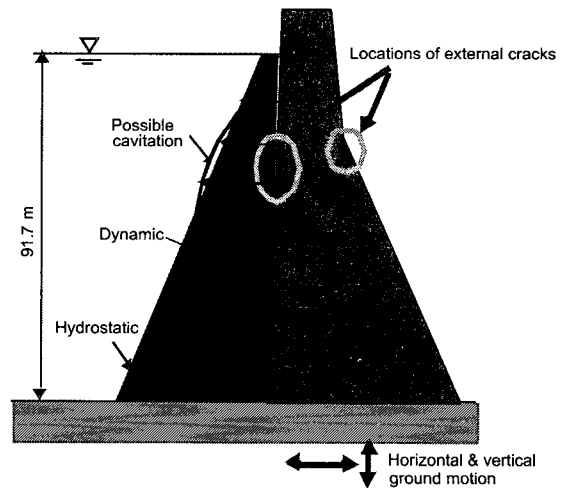


Fig. 6 Applied loads to koyna dam

4.2 유한요소 크기의 영향

요소의 크기, 즉 유한요소망의 조밀도가 지진해석 결과에 미치는 영향을 평가하기 위하여 Fig. 7에 나타난 두 종류의 요소망을 사용하여 계산을 수행하였다. Fig. 7(a)의 유한요소망에는 760개의 요소가, Fig. 7(b)에는 1710개의 요소가 사용되었다. 댐체의 균열모형으로는 균열발생 요소 크기에서 계산된 특성길이(characteristic length) 만을 구성방정식에 적용한 소성손상모형과 점소성 정규화를 적용한 소성손상모형을 모두 실험하였다. 해석에서 사용된 점성파라미터 $\mu=0.15\Delta t=0.00075$ sec이다.

Fig. 8은 정규화된 소성손상모형에 의한 지진해석 수행으로 산출된 균열손상도이다. 검은색은 대균열 발생 부분을, 회색은 미세균열이 대균열로 진행되고 있는 부분을 나타낸다. 보통의 요소망(Mesh A)에서의 균열형상 결과와 좀 더 조밀한 요소망(Mesh B)을 사용한 결과가 일치함을 알 수 있다.

두 유한요소망의 결과에서 동일한 균열의 발생 및 진전 과정을 보여준다. 즉, 하류 측 댐 표면에서 먼저 균열이 발생하여 댐 내부로 수평 진전한 후, 중앙부를 조금 지나서 댐 하부를 향한 경사균열로 바뀌어 진전하고, 이어서 상류 측 댐 표면에서 독립적으로 발생하여 댐체 내부로 수평 전진하는 균열과 합하여진다.

Fig. 9는 정규화하지 않은 소성손상모형을 사용하여 지진해석을 수행한 경우의 균열손상도이다. 댐의 상류측 최종 균열양상이 두 유한요소망에서 다르게 계산됨을 관찰할 수 있다. 이러한 차이는 Fig. 10에 그려진(3~8 sec 구간) 댐 상단의 수평변위응답곡선에서도 관찰할 수 있다. 정규화한 소성손상모형의 결과인 Fig. 10(a)에서는 두 유한요소망의 결과가 일치하는 반면 정규화하지 않은 균열모형의 응답곡선인 Fig. 10(b)에서는 균열발생 시점인 4.5 sec 이후의 해석구간에서 상당한 차이를 보임을 알 수 있다.

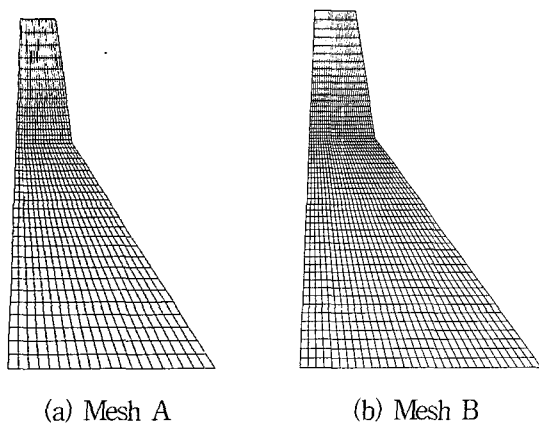


Fig. 7 Two different finite element mesh configurations for koyna dam analysis

4.3 유한요소망 배열모양의 영향

균열이 발생하는 콘크리트 댐체의 지진해석 결과의 유한요소망 배열모양에 대한 의존성을 실험하기 위하여 Fig. 11(a)에 나타난 경사진 배열의 760개의 요소로 구성된 유한요소망을 사용하여 4.2절과 동일한 전산해석실험을 수행하였다.

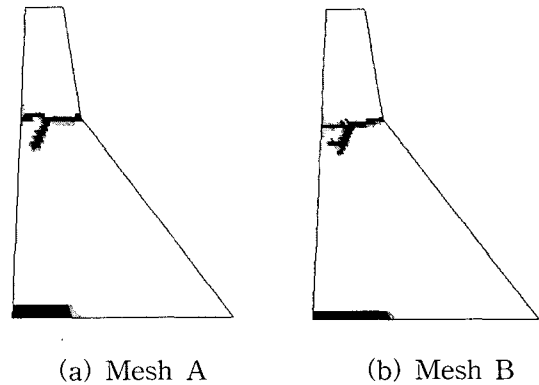


Fig. 8 Crack damage contours with regularization

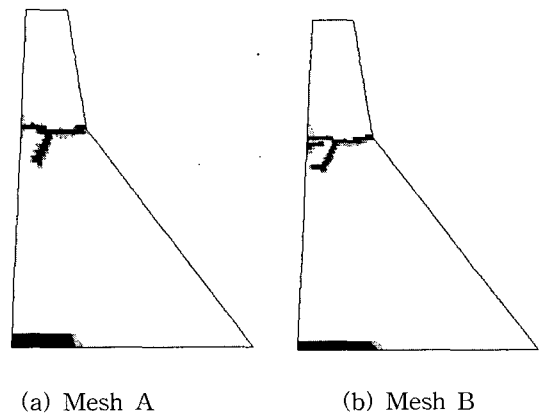


Fig. 9 Crack damage contours without regularization

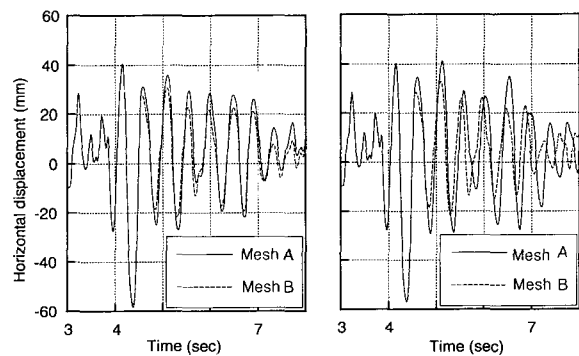


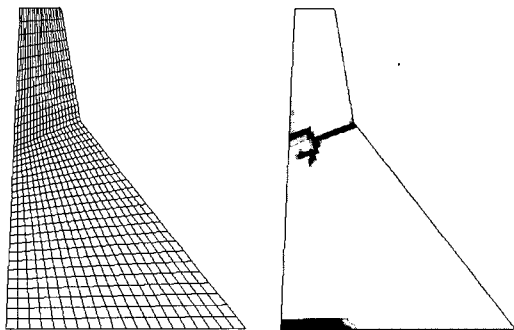
Fig. 10 Effect of mesh size · response with regularization(left), and without regularization(right)

5. 결 론

정규화하지 않은 소성손상모형의 경우 이와 같이 경사진 배열의 유한요소망으로는 수렴하는 해석결과를 얻을 수 없었다. 이런 결과는 상당부분 예견된 것으로, 요소 크기에서 계산된 균열폭 특성길이 만을 사용한 소성손상모형은 특히 비정규적인 형상의 요소망으로 이루어진 해석모형에서는 안정성을 갖지 못함을 알려준다.

점성파라미터 $\mu=0.15\Delta t=0.00075$ 를 사용하여 정규화한 소성손상모형의 균열해석결과는 Fig. 11(b)와 같다. 동일한 조밀도의 Fig. 7(a)의 Mesh A와 비교하여 관찰하면, Fig. 11(a)의 균열이 요소배열 경사의 영향으로 기울어져 전파하나 기본적 균열양상은 동일함을 알 수 있다. 요소배열각의 영향으로 경사진 균열전파 양상은 Fig. 11(a)와 같이 균열의 실제 전파 방향과 크게 다른 배열모양의 요소망을 사용하는 유한요소해석에서는 불가피한 해석오차로 보여진다.

Fig. 12에서는 경사 배열의 유한요소망과 Fig. 7(a)의 Mesh A를 사용한 댐 상단의 수평변위응답곡선을 비교하였다. 7.5 sec 이후의 구간에서 두 응답곡선 간에 부분적 차이가 관찰되나 전반적으로는 일치함을 관찰할 수 있다. 후반부 응답곡선의 차이는 Fig. 11(a)의 요소망 해석결과가 경사진 균열진전을 유발함에 따라 균열 상부의 댐체에서 발생하는 강체진동이 다른 양상을 보이기 때문이다.



(a) Biased mesh (b) Crack damage

Fig. 11 Biased mesh and computed crack damage contour

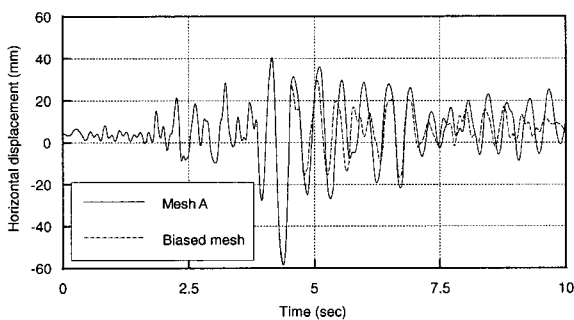


Fig. 12 Effect of mesh arrangement

본 연구에서는 콘크리트 댐의 균열해석을 포함하는 비선형 지진해석에서 유한요소망 의존성을 제거 내지는 실용적인 수준으로 완화시키기 위하여 균열해석모형으로 사용되는 소성손상모형을 Duvaut-Lions모형에 기초한 점소성모형으로 확장하여 정규화하는 방법을 기술하였으며, 제안된 방법으로 정규화된 소성손상모형과 그렇지 않은 소성손상모형을 이용하여 지진하중을 받는 콘크리트 댐체의 동적 균열손상해석을 수행, 여러 형태의 유한요소망이 해석결과에 미치는 영향을 분석하였다.

전산해석실험 결과로부터 정규화한 소성손상모형은 유한요소망의 조밀도에 영향을 받지 않고 객관적인 해를 계산하는 반면, 요소 크기에서 계산된 특성길이 만을 구성방식에 적용한 소성손상모형은 요소망에 의존적인 균열해석결과와 응답변위곡선을 산출함을 관찰할 수 있었다.

경사진 배열모양의 유한요소망을 사용한 해석에서는 정규화하지 않은 소성손상모형으로는 수렴된 결과의 계산 자체가 불가능한 반면, 정규화된 모형을 이용한 결과, 균열 진전양상에서 어느 정도 요소망 배열각에 영향을 받으나, 전반적으로 수렴되고 안정적인 동적균열해석 결과가 계산되었다.

결론적으로 비정규화 소성손상모형 또는 손상역학모형을 사용하여 콘크리트 댐과 같은 구조물의 비선형 지진해석을 수행할 경우 유한요소망에 의존적이며 수렴하지 않는 결과를 얻게 되며, 점소성모형에 의한 정규화는 이러한 해의 불안정성에 대한 효과적인 해결 방법이 될 수 있다.

감사의 글

이 연구는 2000년도 동국대학교 신입교원연구비 지원에 의하여 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. Simo, J. C., and Ju, J. W., "Stress and Strain Based Continuum Damage Models - I. Formulation," *Int. Journal of Solids and Structures*, Vol. 23, 1987, pp.821~840.
2. Mazars, J., and Pijaudier-Cabot, G., "Continuum Damage Theory-Application to Concrete," *Journal of Engng. Mechanics*, ASCE, Vol. 115, 1989, pp.345~365.
3. Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., and Onate, E., "A Plastic-damage Model for Concrete," *Int. Journal of Solids and Structures*, Vol. 25, No. 3, 1989, pp.299~326.

4. Oller, S., Onate, E., Oliver, J., and Lubliner, J., "Finite Element Nonlinear Analysis of Concrete Structures using a Plastic-damage Model," *Engng. Fracture Mechanics.*, Vol. 35, No. 1, 1990, pp.219~231.
5. Lee, J., and Fenves, G. L., "A Plastic-damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures," *Journal of Engng. Mechanics*, ASCE, Vol. 124., 1998, pp.892~900.
6. Cervera, M., Oliver, J., and Faria, R., "Seismic Evaluation of Concrete Dams via Continuum Damage Models," *Earthquake Engng. Structural Dynamics*, Vol. 24, 1995, pp.1225~1245.
7. Ghrib, F., and Tinawi, R., "An Application of Damage Mechanics for Seismic Analysis of Concrete Gravity Dams," *Earthquake Engng. Structural Dynamics*, Vol. 24, 1995, pp.157~173.
8. Lee, J., and Fenves, G. L., "A Plastic-Damage Concrete Model for Earthquake Analysis of Dams," *Earthquake Engng. Structural Dynamics*, Vol. 27, 1998, pp.937~956.
9. Bazant, Z. P., and Oh, B. H., "Crack Band Theory for Fracture of Concrete," *Materials and Structures.*, Vol. 16, 1983, pp.155~177.
10. Oliver, J., "A Consistent Characteristic Length of Smeared Cracking Models," *Int. Journal for Numerical Methods in Engng.*, Vol. 28, 1989, pp.461~474.
11. Borst, R. de, Sluys, L. J., Muhlhaus, H. B., and Pamin, J., "Fundamental Issues in Finite Element Analyses of Localization of Deformation," *Engng. Computations*, Vol. 10, 1993, pp. 99~121.
12. El-Adi, B., and Hall, J. F., "Nonlinear Earthquake Response of Concrete Gravity Dams, Part 1: Modeling; Part2: Behavior," *Earthquake Engng. Structural Dynamics*, Vol. 18, 1989, pp.837~865.
13. Needleman, A., "Material Rate Dependence and Mesh Sensitivity in Localization Problems," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engng.*, Vol. 67, 1988, pp.69~85.
14. Duvaut, G., and Lions, J. L., "*Inequalities in Mechanics and Physics*," Springer-Verlag, New York, 1976.
15. Lee, J., and Fenves, G. L., "Return-mapping Algorithm for Plastic-damage Models: 3-D and Plane Stress Formulation," *Int. Journal for Numerical Methods in Engng.*, Vol. 50., 2001, pp.487~506.
16. Taylor, R. L., *FEAP: "A Finite Element Analysis Program"*, SEMM, University of California at Berkeley, California, 1996.
17. Chopra, A. K., and Chakrabarti, P., "The Koyna Earthquake and Damage to Koyna Dam," *Bulletin of the Seismology Society of America*, Vol. 63, 1973, pp.381~397.

요 약

본 논문에서는 콘크리트 댐체의 균열 발생 및 진전해석을 포함하는 비선형 지진해석에서 유한요소망 의존성을 제거시키고 안정적인 해를 얻기 위하여 균열모형으로 사용되는 소성손상모형 및 손상역학모형을 duvaut-lions모형에 기초한 점소성모형으로 정규화하는 방법을 기술하였다. 제안된 방법으로 정규화된 소성손상모형과 그렇지 않은 소성손상모형을 이용하여 지진하중을 받는 콘크리트 댐체의 동적 손상해석을 수행하여 여러 형태의 유한요소망이 해석결과에 미치는 영향을 분석하였다. 해석결과로부터 정규화한 소성손상모형은 유한요소망의 크기 및 배열에 영향을 크게 받지 않고 객관적이며 안정적인 해를 계산하는 반면, 정규화되지 않은 균열모형은 요소망에 의존적인 불안정한 결과를 산출함을 관찰할 수 있었다.

핵심용어 : 콘크리트 댐, 비선형 유한요소해석, 지진해석, 손상모형, 유한요소망 의존성, 정규화
