

近似모드法을 이용한 鐵筋콘크리트 構造物의 非線形解析

Nonlinear Dynamic Analysis of R/C Structures
Using Approximate Modal Approach

張 克 寬*
Chang, Kug Kwan

李 利 衡**
Lee, Li Hyung

ABSTRACT

An approximate method of normal coordinate idealization for use in nonlinear R/C frames has been developed. Normal coordinate approaches have been used for nonlinear problems in the past, but they are not received wide acceptance because of the need for eigenvector computation in each time step. The proposed method circumvents the eigenvector recalculation problem by evaluating a limited number of sets of mode shapes in performing the dynamic analysis. Then the predetermined sets of eigenvectors are used in the nonlinear dynamic analysis, repeatedly. The method is applied to frame structures with ductiles R/C elements. The plastic hinge zones are modeled with hysteresis loops which evince degrading stiffness and pinching effects. The method is applied to frames with local nonlinearities. Efficiencies and accuracies of the method for this application are presented.

1. 序論

現存하는 建物規準에 의해 설계된 中-高層 모멘트 抵抗骨造는 地震荷重을 받을때 非線形 범위까지 變形을 하게된다. 鐵筋 콘크리트 골조는 橫力에 상당히 영향을 받기 때문에 강한 지진이나 風荷重 下에서는 구조부재의 위험영역에서의 斷面모멘트는 降伏모멘트를 초과하게 되며 非彈性變形이 위험단면(critical section)에서 豫想된다. 비선형의 재료거동의 효과까지 고려한 R/C 구조물의 動的應答 결정에는 많은 시간이 소요된다. 실제적으로 漸層增加 하는 非線形性을 가진 구조물을 해석할때 구조물의 剛性은 부재의 變形에 따른 剛性행렬의 變化로 인하여 매 시간 간격마다 再計算 되어야 하기 때문이다. 그러나 일반적인 R/C 골조의 고층건물은 국부비선형을 나타내기 때문에 지진하중

작용시에 강성분포나 강성변화상태가 그리 복잡하지 않으며 초기항복과 파괴메카니즘 사이에 수 개 형태의 메카니즘이 형성된다. 또한 구조물은 응답시 각 부재에는 강성감소의 원인이 되는 손상이 축적되고 그 강성은 소성힌지 영역에서의 강성저하현상을 포함하는 이력모델에 의해서 표현되어 질 수 있다.

비선형해석에서의 모드해석법의 이용은 중첩의 원리가 비선형의 시스템에는 적용될 수 없는 것으로 알려져 왔으나 Nickell은 작은 강제운동은 비선형진동 스펙트럼의 향으로 표시될 수 있다고 제안하였다. 이러한 원리는 여러학자들^{5,8,9}에 의해서 부분적으로 이용되어 왔으나 이러한 방법은 각하중중분에 따른 구조물의 강성이 변할때마다 고유치를 재계산하여야 하는 비경제적인 점이 있다. 또한 Wilke, Bathe, Geschwindner 등이 제안한 가상하중법(pseudo force method)은 부재의 탄성강성과 질량으로 고유치를 산정하고 탄성범위를 넘어서게 되면 항복을 지난 상태에서의 강성과 탄성강성간의 차이에 대한 잉여치를 외력으로 가정하여 비선형 운동방정식을 푸는 방법으로 이러한

* 正會員, 三星建設 技術研究所 工博

** 正會員, 漢陽大 建築工學科 教授 工博

해석법은 한번 산정된 고유치만으로 모드 해석을 할 수 있으나 이 방법도 비선형성이 큰 구조물의 경우에는 큰 오차가 발생하기 때문에 철근콘크리트 구조물에는 적절한 해석법이 되지 못한다. 그리하여 본 연구에서는 이력모델을 사용하고, 고유벡터의 산정 횟수를 줄이며 모드좌표에 의해 비교적 정확한 구조물의 비선형거동을 구할 수 있는 효율적인 해석방법을 사용하였다.

2. 非線形 構造모델

구조물의 全體的 應答는 각 부재의 履歴 擧動에 의해서 얻어진다. 지진하중시의 구조물의 정확한 應答豫見은 그 위험단면의 이력거동을 나타내는 信賴性 있는 해석 모델의 개발에 달려있다.

2.1 부재모델

R/C 골조구조물은 휨모멘트의 정도에 따라 힌지영역이 생기기 때문에 영역힌지 모델을 사용하였다. 부재의 접선강성(tangent stiffness)을 구하기 위하여 Fig.1 에 도시된 바와 같이 세개의 영역으로 분할할 수 있다. 즉 부재의 양단에서 단면의 높이에 상당하는 길이 L 의 비탄성 영역과 중간의 탄성영역으로 구분할 수 있다. 비탄성 부분 혹은 소성힌지 영역은 모멘트-곡률 곡선의 기울기에 상당하는 EI 값의 변형정도에 따라 (EI)₁, (EI)₂ 로 나누어진다. (EI)₂ 는 탄성영역으로 가정된 부분이다. 부재강성이 각 단면에서의 값이기 때문에 8x8 의 접선강성 행렬계수는 정적축약법으로 4x4 로 줄일 수 있으며 축약된 요소강성으로부터 부재의 양단에서의 처짐중분(Δu_i)을 구하고 그리고 내부점에서의 처짐중분(Δu_j)를 구한다.

2.2 응력-변형 관계

이형철근의 응력 변형 관계는 Fig.2(a) 에 도시된 바와 같이 두개의 직선으로 理想化된 모델을 사용하였다. 콘크리트에

대해서는 다양한 배열의 횡보간근 배근에서 기인되는 부재의 柔軟性 및 횡구속된 효과를 고려한 應力-變形 관계는 Mander 가 제안한 응력-변형 모델(Fig.2(b))을 이용하여 부재의 이력거동을 나타내는 해석모델의 주목선(primary curve)을 구하였다.

2.3 모멘트-곡률관계

R/C 부재단면의 모멘트-곡률 관계를 유도하기 위한 단면에서의 축력과 모멘트를 나타내는 두개의 平衡方程式은 아래의 식으로 표현되며 P 와 κ 를 입력하면 M 과 β 를 얻을 수 있다.

$$P = \sum_{i=1}^m f_{ci}(\kappa, \beta) A_{ci} + \sum_{j=1}^n f_{sj}(\kappa, \beta) A_{sj} \quad (1)$$

$$M = \sum_{i=1}^m f_{ci}(\kappa, \beta) A_{ci} x_i + \sum_{j=1}^n f_{sj}(\kappa, \beta) A_{sj} x_j + P \bar{x} \quad (2)$$

여기서 P, M = 단면의 축력과 모멘트; f_{ci}, f_{sj} = 레이어 i 그리고 철근 j 에서의 콘크리트와 철근의 응력; A_{ci}, A_{sj} = 레이어 i, 철근 j 의 면적; x_i, x_j = 단면의 中性中心에서 레이어 i, 철근 j 까지의 거리; κ, β = 곡률 및 단면중심에서의 변형을 그리고 \bar{x} 는 소성중심에서 외력작용점까지의 거리이다. 실제의 모멘트-곡률 관계는 항복점 이후에는 비선형을 나타내지만 효율적인 해석을 위해 선형으로 이상화할 필요가 있다. 곡선의 理想化는 선형 회귀분석(linear regression analysis)을 통하여 얻을 수 있다. 두직선을 구하기 위해서 먼저 Fig.3 에 도시된 바와같이 단면 해석으로 산정된 모멘트-곡률 곡선을 두 영역으로 분할하고 모멘트와 곡률값, 즉 가정된 분할점으로 구해진 두직선의 교점은 같은 곡률영역에 존재해야 한다. 그 교점은 시행착오 반복법(trial and error method)으로 얻어질 수 있으며 회귀분석은 다음관계를 근거로 하여 수행될 수 있다.

$$\{오차\} = \{실제값\} - \{예상값\} \quad (3)$$

식(3)에서 오차를 최소화 하기 위하여 좌우항을 제곱하고 미분하여 그결과를 최소화하면

$$\frac{\partial}{\partial X} \{E\}^2 = \frac{\partial}{\partial X} [\{D\} - [F]\{X\}]^2 = 0 \quad (4)$$

여기서 $\{E\}$ = 오차항; $\{D\}$ = 식(1), (2)에서 구해지는 모멘트와 곡률치; $[F]$ = 선형의 근사함수, 그리고 $\{X\}$ = 미지의 상수벡터이며 식(4)를 정리하면 다음과 같은 관계가 얻어진다.

$$[F]^T [F] \{X\} = [F]^T \{D\} \quad (5)$$

식(5)는 Gauss 소거법을 사용하여 未知 벡터 $\{X\}$, 즉 교점 및 파괴점을 구할 수 있다.

2.4 부재이력모델

이상화된 철근모델과 Mander의 콘크리트 모델을 사용하고 부재단면의 수치해석을 통하여 얻어진 모멘트-곡률 상관곡선을 두직선으로 이상화 한후 주곡선으로 하고 하중除荷와 載荷시에 강성감소 및 팽창등 현상은 Q-hyst rule을 이용하였다(Fig. 4)

3. 非線形 運動方程式

비선형 운동방정식의 수치적분은 내삽법의 일종인 일정가속도법(constant acceleration method)으로 실행될 수 있다. 운동방정식의 증분공식은 평형상태의 식에서 유도된다. 모드응답법은 일반좌표로 표시되는 시스템방정식을 모드좌표로 표시된 시스템방정식으로 치환하는데 있다. 이러한 좌표는 다음의 관계식으로 나타낼 수 있다.

$$\{u\} = [\phi] \{y\} \quad (6)$$

여기서 $\{u\}$ = n차 변위벡터, $[\phi] = \{\phi_1, \phi_2, \phi_3, \dots, \phi_n\}$, $\{y\}$ = p차 모드좌표 벡터, 그리고 $n \times p$ 행렬(n 개의 모드); $n =$ 변위

좌표 수, $p =$ 일반좌표 수이며 가상변위법을 이용하여 구조물의 평형방정식은 모드 좌표로 표현될 수 있다.

$$[M^*] \{\ddot{y}\} + [C^*] \{\dot{y}\} + [K^*] \{y\} = \{F\} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \text{여기서 } [M^*] &= [\phi]^T [M] [\phi] \\ [C^*] &= [\phi]^T [C] [\phi] \\ [K^*] &= [\phi]^T [K] [\phi] \\ \{F\} &= [\phi]^T [M] \{r\} + \{\ddot{u}_g\} \end{aligned}$$

로 표현할 수 있으며 $\{r\}$ = 구조물의 질량에 작용하는 관성력에 대한 지반가속도에 관련된 행렬 그리고 $\{\ddot{u}_g\}$ = 측정된 지반가속도 성분이다. 모드의 직교성을 고려하면 다음과 같은 식이 얻어진다.

$$[I] \{\ddot{y}\} + [2\zeta_n \omega_n] \{\dot{y}\} + [\omega_n^2] \{y\} = \{F\} \quad (8)$$

시간 $t + \Delta t$ 에서

$$[I] \{\ddot{y}\}_{t+\Delta t} + [2\zeta_n \omega_n] \{\dot{y}\}_{t+\Delta t} + \{R\}_t + [\omega_n^2]_t \{\Delta y\}_{t+\Delta t} = \{F\}_{t+\Delta t} \quad (9)$$

시간 t 에서는

$$[I] \{\dot{y}\}_t + [2\zeta_n \omega_n] \{\dot{y}\}_t + \{R\}_t = \{F\}_t \quad (10)$$

운동증분 벡터는 다음과 같이 정의 된다.

$$\begin{aligned} \{\Delta \ddot{y}\}_{t+\Delta t} &= \{\ddot{y}\}_{t+\Delta t} - \{\ddot{y}\}_t \\ \{\Delta \dot{y}\}_{t+\Delta t} &= \{\dot{y}\}_{t+\Delta t} - \{\dot{y}\}_t \\ \{\Delta y\}_{t+\Delta t} &= \{y\}_{t+\Delta t} - \{y\}_t \end{aligned} \quad (11)$$

그리고 하중증분 벡터는

$$\{\Delta F\}_{t+\Delta t} = \{F\}_{t+\Delta t} - \{F\}_t \quad (12)$$

식 (9)와 식 (10)의 차이를 구하고 증분 관계식 식(11)에 대입하면 운동증분 방정식은 다음과 같다.

$$[I] \{\Delta \ddot{y}\}_{t+\Delta t} + [2\zeta_n \omega_n] \{\Delta \dot{y}\}_{t+\Delta t} + [\omega_n^2]_t \{\Delta y\}_{t+\Delta t} = \{\Delta F\}_{t+\Delta t} \quad (13)$$

각 시간증분에서의 고유진동수 및 고유벡터는 비감쇠 고유치문제의 해로부터 얻

어지며 식(9)를 평균 가속도법을 사용한 수치적분에 의해 속도증분 및 변위증분을 구한다. 시간 $t+\Delta t$ 에서의 속도증분은

$$\begin{aligned} \{\Delta \dot{y}\}_{t+\Delta t} &= \{\dot{y}\}_{t+\Delta t} - \{\dot{y}\}_t \\ &= \{\dot{y}\}\Delta t + \frac{\{\Delta \ddot{y}\}_t}{2} \Delta t^2 \end{aligned} \quad (14)$$

로 표시될 수 있으며 같은 방법으로 변위는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\begin{aligned} \{\Delta y\}_{t+\Delta t} &= \{y\}_{t+\Delta t} - \{y\}_t \\ &= \{y\}\Delta t + \frac{\{\Delta \dot{y}\}_t}{2} \Delta t^2 + \frac{\{\Delta \ddot{y}\}_t}{4} \Delta t^2 \end{aligned} \quad (15)$$

식(14)와 식(15)를 식(13)에 대입하면 그 결과는

$$\begin{aligned} [I]_{t+\Delta t} + [2\xi_n \omega_n][\{\ddot{y}\}\Delta t + \frac{\{\Delta \dot{y}\}_t}{2} \{\ddot{y}\}\Delta t] \\ + [\omega_n^2][\{\dot{y}\}\Delta t + \frac{\{\Delta \ddot{y}\}_t}{2} \Delta t^2 + \frac{\{\Delta \ddot{y}\}_t}{4} \Delta t^2] \\ = \{\Delta F\}_{t+\Delta t} \end{aligned} \quad (16)$$

로 되며 식(16)을 정리하면 다음과 같이 표현 할수 있다.

$$[M]\{\Delta \ddot{y}\}_{t+\Delta t} = \{\Delta F\}_{t+\Delta t} - [C]\Gamma' - [K]\Lambda' \quad (17)$$

여기서

$$\begin{aligned} [M] &= [I]_{t+\Delta t} + \frac{\Delta t}{2}[2\xi_n \omega_n] + \frac{\Delta t^2}{2}[K]_t \\ \Gamma' &= \{\dot{y}\}_{t+\Delta t} \\ \Lambda' &= \{\dot{y}\}_{t+\Delta t} + \frac{\{\ddot{y}\}_t}{2} \Delta t^2 \end{aligned} \quad (18)$$

순간강성(instantaneous stiffness)의 변화는 모드응답이 불연속의 원인이 되기 때문에 변위증가분 및 속도증가분은 그 이전단계의 변위와 속도에 중첩할 수 없으며 점진응답은 모드응답증분을 구하여 그 이전의 응답에 가산되는 방법으로 구한다. 즉, 계산과정에서 비연성방정식(uncoupled equation) (17)로 먼저 $\{\Delta y\}_{t+\Delta t}$ 를 구한 후 속도 및 변위 증가분을 얻는다. 그리하여 그 증가분에 대한 일반좌표에서의 변위는 모드좌표에서의 변위

로부터 구할 수가 있으며 비선형 이력모델을 사용한 모드좌표에서의 R/C 골조구조물의 해석과정은 Table 1에 나타난 바와 같다.

시간이력 해석중에 고유치의 재산정 여부는 식(19) 및 식(20)을 이용하여 각 시간 간격 마다 산정되는 부재강성을 그 이전에 산정된 강성값과 비교하여 결정할 수 있다. 그 오차범위의 설정에 따라 해석결과의 정확성의 범주를 규정할 수 있다.

$$\begin{aligned} E^m &= \sum_{i=1}^{2n} \left| \frac{\text{new}(EI)_i - \text{old}(EI)_i^m}{\text{new}(EI)_i} \right| \\ &\leq \text{TOLER} \end{aligned} \quad (19)$$

$$E = \text{MIN}(E_1, E_2, E_3, \dots, E_k) \quad (20)$$

여기서 TOLER = 최대허용오차를 나타낸다. 허용오차범위에 드는 값중에 최저치를 추출하여 그값에 상응하는 고유벡터를 사용하고 오차범위에 값이 존재하지 않으면 고유치를 재계산한다.

4. 數値解析 結果 및 考察

4.1 구조모델

사용된 모델은 Fig.5 에서 도시된 바와 같이 5층 2경간의 모멘트 저항골조로서 UBC 91 규준에 따라 설계되었으며 설계된 부재단면 특성은 Table 2에 산정되어 있다. 지진파는 1940년 Elcentro NS 성분의 초기 10초의 기록을 사용하였고(최대가속도 0.348g) 구조물의 유연도에 따른 충분한 비선형거동을 조사하기 위하여 동일 파를 최대가속도 0.5g로 정규화하여 증가된 비선형거동에 따른 해석법의 효율성을 비교하였다. 일반적으로 모드중첩법을 이용한 구조물응답은 변위응답에 고려되는 저차모드수에 영향이 있으나 본 연구에서는 5층 골조모델에서 층변위 및 층전단응답산정에 5개의 저차모드가 고려되었다.

4.2 비선형 부재수의 효과

Fig. 5는 최대가속도를 0.348g와 0.5g로 정규화 시킨 지진파를 입력했을 경우 구조물의 소성힌지 형성상태를 보여준다. Fig. 6은 가속도 0.348g 를 입력했을 경우 2층에서 약 1.4의 층연성도(stroy ductility)를 보여주며 0.5g 경우는 3층에서 2.8의 연성도를 나타내고 있다. 이 그림에서 볼수 있듯이 가속도의 증가에 따라 구조물의 연성도는 증가하나 연성도의 크기가 가속도의 증가에 따라 반드시 동일 층에 비례증가현상이 나타나지는 않는다. 그이유는 동적하중 작용시는 고차모드의 영향으로 상부층의 소성힌지 분포가 다르게 형성되기 때문이다. 층변위 연성도가 2.8일 경우에도 모드해석법에 의한 변위이력은 엄밀해(직접적분법)에 잘 일치하고 있음을 볼 수 있다. 최대가속도 0.348g 의 경우 동적해석에 사용된 고유치군은 10개 이고 이 정도의 고유치군을 사용하여도 충분한 근사치를 보이고 있다. 모드해석법에 의한 수행시간은 직접적분법에 의한 해석에 비해 약 1/5정도 소요되며 따라서 많은 계산량을 줄일 수 있음을 알 수 있다.

소성힌지가 더 생성될 수 있는, 가속도 0.5g의 입력에 대한 구조물의 응답은 Fig. 5(b)에 도시된 바와 같이 1층의 가운데 기둥과 저층의 6개의 보에 소성힌지가 형성된다. 하중증가에 의한 소성힌지수의 증가는 구조물의 강성을 저하시키며 구조물 응답은 Fig. 7에서 나타난 바와 같이 변위의 절대치가 증가하며 응답주기가 커짐을 알 수 있다. 또한 모드해석에 의한 응답은 엄밀해(직접적분법)에 상당히 수렴함을 보여주고 있다. 그리고 이 경우에는 13개의 고유치군이 얻어지며 그에 비례하여 해석시간은 약간 증가되었다. 절대치가 다른 두개의 지진파에 대한 동적응답에서 층전단은 거의 엄밀해에 수렴하고 있으나(Fig. 8) 층변위응답은 층전단 응답보다는 엄밀해에 오차가 발생함을 볼 수 있는데(Fig. 7) 그 이유는 모드좌표에서의 변위를 일반좌표로의 치환에서 생기는 오차의 누적현상으로 판단된다.

위의 해석결과로 부터 수정된 모드좌표 해석으로 엄밀해에 상당히 근사한값을 얻

을 수 있다. 일정한 수의 고유치군으로 복잡한 구조물 강성을 근사적으로 표현하기는 어렵기 때문에 같은수준의 오차를 가지는 근사값을 구하기 위해서는 고유치군의 수도 비례하여 증가되어야 한다. 비탄성부재가 증가함에 따른 해석의 소요시간에 대한 영향은 다양한 구조물의 강성상태를 나타내기 때문에 그에 상응하는 많은 고유치가 요구되며 따라서 고유치산정 시간만큼 증가하게 된다.

4.3 오차한계 범위설정에 따른 영향

일반적으로 비선형해석에 사용된 고유벡터군의 수는 허용오차의 범위설정에 따라 다르나 충분한 근사치가 예상되는 오차의 허용치(강성비의 5%)를 사용한 경우, 탄성부재수에 비해 대개 2 - 3배 정도로 나타나며 계산시의 소요시간 즉 계산량도 비례하여 증가한다. 전반적으로 수정된 모드해석에 의한 결과는 직접적분법에 의한 응답과 비교하여 만족할 만한 근접, 개선된 결과를 보여주며 비탄성부재수나 고유벡터군의 수가 계산의 효율성 및 정확성에 중요한 변수가 됨을 알 수있다.

5. 結論

R/C 골조구조물의 비선형 동적해석에서의 모드좌표를 이용한 철근콘크리트 골조 구조물에 적절한 해석적인 방법 즉 모드중첩법을 기초로 한 근사적인 동적해석방법을 제안하였다. 여기서의 연구가 한정된 범위이기는 하나 제안된 방법에 의한 해석결과와 직접적분법에 의한 점진적인 방법의 비교로 부터 몇가지 결론은 1) 모드해석 알고리즘은 매카니즘형성이 그리 복잡하지 않는 골조구조물, 횡변형이 지배하는 구조물의 비선형해석에 적용가능하며 2) 본 해석법은 일반적인 시간이력해석법에 비해 상당한 계산량을 줄일 수있고 좋은 근사치를 얻을 수있다 그리고 3) 본 해석법의 효율성은 비탄성 거동이 국부적으로 국한되어 있을때(soft story) 증가함을 알 수 있다.

참고 문헌

1. Al-Haddad, M.S. and Wight, J.K., "Feasibility and Consequences of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake Resistant Design of R/C Buildings" Report No. UMCE 86-1, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, 1986
2. Belytschko, T. and Jiber, H.M., "Computational Methods for Transient Analysis (Computational Methods in Mechanics, Vol.1)", North-Holl and Elsevier, Amsterdam, 1983
3. Chang, Kug-Kwan, "Nonlinear Dynamic Response of R/C Structures Using Sets of Eigenvectors" Ph.D Dissertation, U.C.L.A., 1992
4. Geschwindner, L.F., "Nonlinear Dynamic Analysis by Modal Superposition", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.107 No. ST12, December 1981, pp 2325-2336
5. Horii, K. and Kawahara, M., "A Numerical Analysis on the Dynamic Response of Structures" Preceedings of the 9-th Japan National Congress for Applied Mechanics, 1969, pp 17-22
6. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete" Journal of Structural Engineering Vol.114, No.8 August 1988, pp 1804-1826
7. Newmark, N.M., "A Method of Computation for Structural Dynamics" Journal of the Engineering Mehanics Division, ASCE, Vol.85, No.EM5, July 1959, pp 67-94
8. Nickell, R.E., "Nonlinear Dyanmics by Mode Superposition" Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol.7, 1976 pp 107-129
9. Remseth, S.N., "Nonlinear Static and Dynamic Analysis of Framed Structures" Computers and Structures, No.10, 1979, pp 879-897
10. Saiidi, M. and Sozen, M.A. "Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic

Response of Reinforced Concrete Structures", Civil Engineering Studies, Structural Research Series, No.465, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, August, 1979

11. Takizawa, H., "Notes on Some Basic Problems in Inelastic Analysis of Planar R/C Structures, Part I and II" Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol.96, ST 12, December 1970, pp 2557-2573
12. Wilson, E.L., Farhoomand, I., and Bathe, J., "Nonlinear Dynamic Analysis of Complex Structures" International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.1, 1973, pp 241-252

Table 1 Modal Analysis Procedure

1. 부재의 형상, 재료의 특성, 그리고 초기 기속도 입력
2. 각 부재에 대해서 탄성계 비탄성계 강성 결정
3. 전체강성과 질량행렬 형성
 $[K]_i = [K]_e + [K]_n$
4. 탄성강성의 모드형상과 고유진동수 결정
5. 각 기속도 증분에 대해
 - A. 일반최표 응답을 모드최표 형으로 치환
 - B. 모드최표에서의 비탄성부재의 변위 벡터 산정
 - C. 각 비탄성 부재에 대해
 - a. 前 시간단계(previous time step)로 부터 부재강성 계산
 - b. 강성 특약법을 이용하여 소성인장 영역에서의 곡률 결정
 - c. 이력요소를 이용하여 소성인장 영역에서의 모멘트 결정
 - d. 각 인장 영역에서의 부재강성 치환
 - D. 전체강성행렬 재형성 $[K]_i = [K]_e + [K]_n$
 - E. 새로 형성된 강성에 대한 고유모드와 진동수 산정 및 저장
 - F. 오차분석 수행
6. 연단계의 강성을 사용한 강성계과 비교후 고유치인정 결정을 다음 단계의 초기치로 사용
7. 모드최표 응답을 일반최표 응답으로 치환
7. 해석단계 6) 로 돌아가서 입력하중의 종료까지 반복으로 동적응답산정

Table 2 5-story frame section properties

	story	M_y	$K_y (10^4)$	$\frac{(E)I}{(Ed)}$	comment
girder	4,5	5004	1.3268	0.002	values based on UBC 91
	1,2,3	6618	1.0480	0.002	
column (interior)	4,5	12935	1.0480	0.005	
	1,2,3	12935	1.0480	0.005	
column (exterior)	4,5	9785	2.5002	0.005	
	1,2,3	9785	1.7866	0.005	

unit = kips, inch, radian

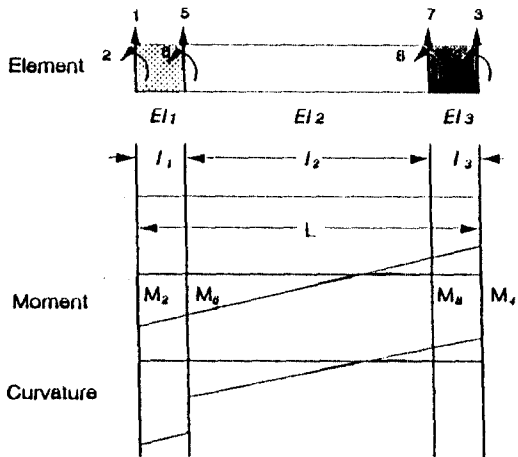


Fig. 1 Plastic Hinge Zone Model

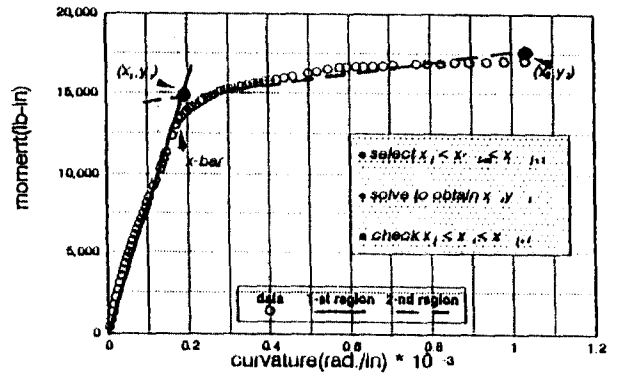


Fig. 3 Moment-Curvature idealization using Linear Regression

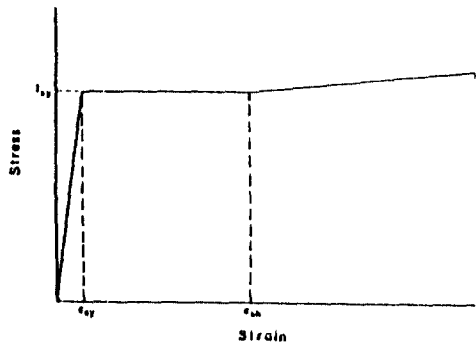


Fig.2(a) Idealized Stress-Strain Curve for Steel

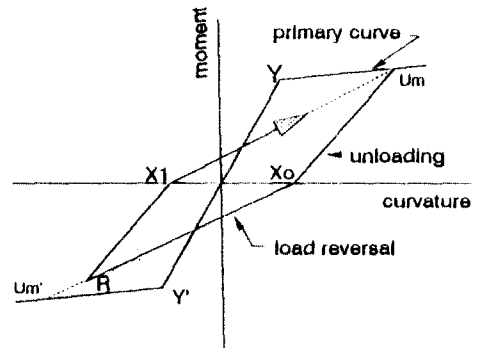


Fig.4 Element Hysteresis Model

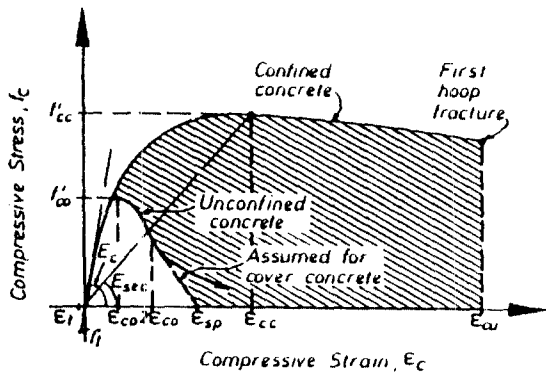


Fig.2(b) Stress-Strain Model for Concrete (Mander, 1988)

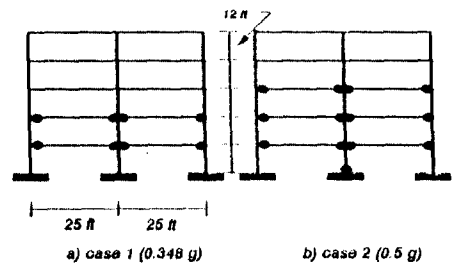


Fig. 5 Analysis Frames and Location of Inelastic Hinges

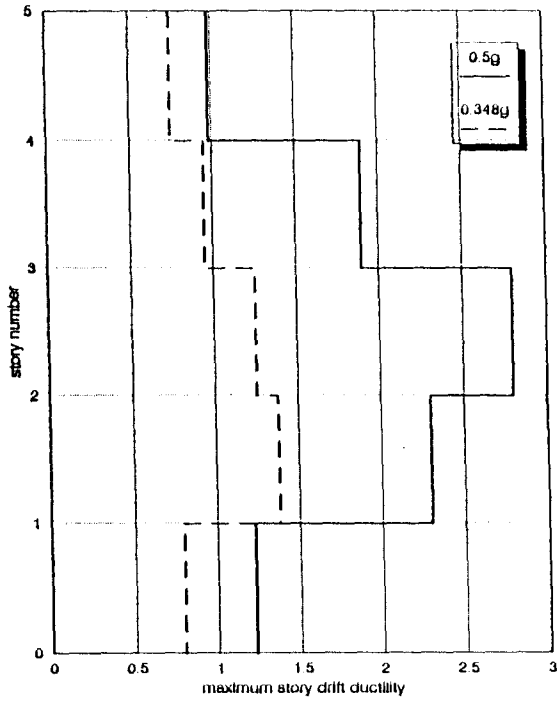


Fig. 6 Story Drift Ductility

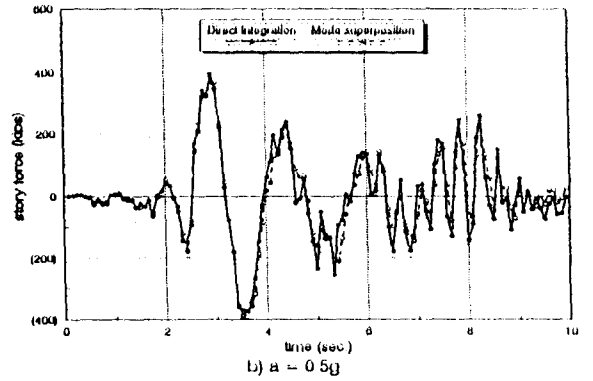
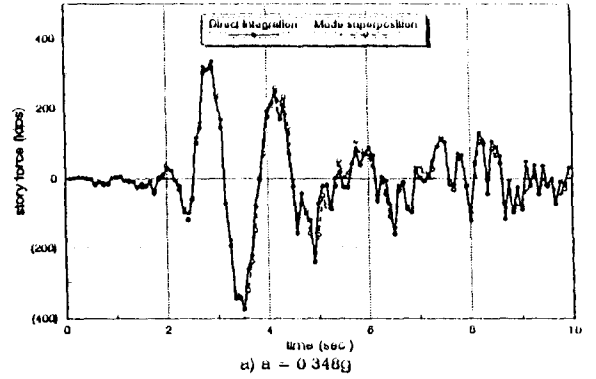


Fig. 8 Base Shear Response

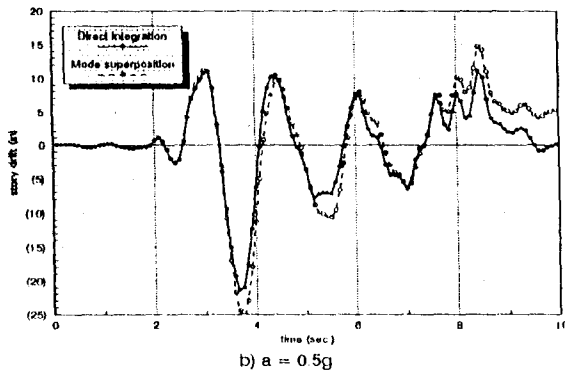
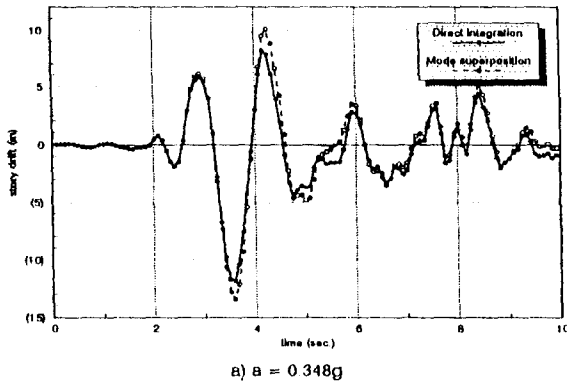


Fig. 7 Top Floor Displacement Response