

지진하중을 받는 고층건물의 동적응답 해석에 관한 연구

배 동 명 · 신 창 혁

부경대학교

(2000년 10월 12일 접수)

A Study on Dynamic Response Analysis of High Structure under Earthquake Load

Dong-Myung BAE and Chang-Hyuk SHIN

Pukyong National University

(Received October 12, 2000)

Abstract

Earthquake is a natural disaster accompanied by damage of human and properties caused by the ground motion, crustal movements, faults as well as tidal wave. The earthquake is known to occur mostly in earthquake-prone areas and the Korean Peninsula is known to be relatively safe in terms of geological characteristics. In order to withstand on severe environmental dynamic random load such as an earthquake, the large structure need to be designed to withstand the anticipated seismic tremor. The seismetic design is essential for building structures, bridges, and large structures which is handles explosive gases. Thus, the necessity of earthquake resistant analysis for large structure is growing and the capability of dynamic analysis should be obtained.

In this thesis, dynamic responses of a high building(height 60m, width 18) which subjected to random earthquake load are presented which responses are derived using dynamic analysis methods such as response spectrum analysis, mode superposition and direct integration. Each results are also compared to review the merit of each methods.

서 론

구조물의 동적해석법¹⁾이란 시간에 따라 변화하는 하중 즉, 동하중이 해석대상이 되는 구조물에 작용할 때, 구조물의 응답을 구하는 것을 말하고 건축, 토목, 기계, 조선, 항공 등의 분야에 걸쳐 매우 광범위하게 적용되고 있다. 국내건축분야에서는 1988년부터 구조설계시 풍하중 뿐만 아니라 지

진하중에 대한 내진설계를 실시할 정도로 동적해석에 대한 관심과 연구가 활발히 진행되고 있다. 특히 내진설계는 일반건축구조물 뿐만 아니라 교량을 비롯하여 일단 사고시 엄청난 부가적인 피해를 초래할 수 있는 인화성 또는 폭발성의 유류나 가스 또는 화학물질을 취급하는 대형 철강구조물 등에 대해서는 지진과 같은 다양한 형태의 가혹한 환경조건에서도 견디어 내는 구조물을 설계해야

된다. 또한 구조물의 규모가 대형화되면서 지상에 세워지는 구조물은 공간상 제한되어 있고 녹지공간이 부족한 상황에서는 고층건물의 필요성이 부각되고 있다. 이런 고층건물이 지진이나 불규칙한 하중을 받는 경우에도 잘 견뎌 내어야 하므로 동적해석의 중요성은 점차로 확대되고 있다.

본 논문에서는 불규칙지진하중을 높이가 60m 이고 폭이 18m인 고층건물에 적용하고 여러 가지 동적해석방법 중 응답스펙트럼해석법과 모드중첩법, 직접적분법을 이용해서 해석상의 비교분석을 하여 각각의 해석방법의 장단점을 분석하고 고층 건물에서 나타나는 응답들을 구하였다.

이론해석

1. 시간이력해석법

1.1 모드중첩법^{1),4)}

운동방정식중 감쇠행렬을 비례감쇠로 나타낼 수 있을때는 모드의 직교조건을 이용하여 전체 응답을 1자유도계 응답의 중첩으로 나타낼 수 있다. 이 특성을 이용하여 각 진동모드에 대응하는 등가의 1질량모델의 시간이력응답을 Du-hamel 적분 등에 의해 계산하고 그 결과를 중첩시켜 대상진동계의 시간이력응답을 구한다.

(1) 정규좌표

구조물에 대한 어떤 변위벡터 v 는 진동모우드의 진폭을 중첩시킴으로서 유도될 수 있는데 변위벡터 v 는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\dot{v} = \phi_n Y_n \quad (2.1.1)$$

전체변위는

$$V = \phi_1 Y_1 + \phi_2 Y_2 + \phi_3 Y_3 + \dots + \phi_n Y_n = \sum_{n=1}^N \phi_n Y_n \quad (2.1.2)$$

이것을 행렬식으로 표현하면

$$V = \phi Y \quad (2.1.3)$$

여기서,

ϕ : 모우드형상행렬

Y : 일반좌표

V : 기하학적 좌표

이 일반좌표의 모우드형상을 구조물의 정규좌표라 하며 임의의 정규좌표 Y_n 을 구하기 위해서 (2.1.2)식에 $\phi_n^T m$ 을 곱하고 직교성을 적용하면 다음과 같이 구할 수 있다.

$$Y_n = \frac{\phi_n^T m V}{\phi_n^T m \phi_n} \quad (2.1.4)$$

(2) 모드행렬

구조물의 비감쇠 자유진동 방정식은 다음과 같다.

$$[M]\{\ddot{V}(t)\} + [K]\{V(t)\} = \{0\} \quad (2.1.5)$$

자유진동운동은 단순조화라 가정할 수 있으므로 변위는 다음식으로 표현된다.

$$\{V(t)\} = \{\hat{V}\} \cos \omega t \quad (2.1.6)$$

(2.1.6)식을 이용하면 고유치 문제의 방정식을 구하고 N개의 진동모드를 나타내는 고유치 문제의 방정식을 다음과 같이 구할 수 있고 이들 모드형상으로 구성되는 모드행렬 $\{\Phi\}$ 는 다음과 같다.

$$\{\Phi\} = [\phi_1 \ \phi_2 \ \phi_3 \ \dots \ \phi_N] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{13} & \dots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{23} & \dots & \phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \phi_{N3} & \dots & \phi_{NN} \end{bmatrix} \quad (2.1.7)$$

(3) 비연성 운동방정식 (감쇠)

감쇠에 대한 운동방정식은 다음과 같다.

$$m\ddot{V} + c\dot{V} + kV = p(t) \quad (2.1.8)$$

여기에 n차 모드형상벡터의 전치인 ϕ_n^T 를 곱하고 직교성을 이용하면 n차모우드에 대한 정규화된 운동방정식은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$M_n \ddot{Y}_n + C_n \dot{Y}_n + K_n Y_n = P_n(t) \\ \ddot{Y}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (2.1.9)$$

여기서,

$$\begin{aligned} \mathbf{M}_n &= \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n \quad \mathbf{C}_n = \phi_n^T \mathbf{c} \phi_n = 2 \xi_n \omega_n \mathbf{M}_n \\ \mathbf{K}_n &= \phi_n^T \mathbf{k} \phi_n \quad \mathbf{P}_n(t) = \phi_n^T \mathbf{p}(t) \end{aligned} \quad (2.1.10)$$

여기서 $\mathbf{M}_n, \mathbf{K}_n, \mathbf{P}_n(t), \mathbf{C}_n$ 를 각각 정규좌표의 일반 질량, 일반강성, 일반하중, 일반감쇠라 한다.(2.1.10)식의 감쇠에 대한 관계식은 우변에서 감쇠비 ξ_n 에 의해 규정되는 데 그 이유는 감쇠비는 실험을 통해서 매우 정확하게 구할 수가 있기 때문이다.

(4) 일반응답

위에서 구한 정규화된 운동방정식은 N 개의 독립된 운동방정식이며 각각의 진동모드에 대해 하나의 1자유도 방정식을 의미하며, 각 모드에 대해서 Duhamel적분으로 구한 일반응답식은 다음과 같다.

$$\mathbf{Y}_n(t) = \frac{1}{\mathbf{M}_n \omega_{Dn}} \int_0^t \mathbf{P}_n(\tau) e^{-\xi_n \omega_n (t-\tau)} \sin \omega_{Dn} (t-\tau) d\tau \quad (2.1.11)$$

여기서, ω_{Dn} 은 n 차의 감쇠진동수이다. 만일 초기변위가 zero가 아니면 일반 감쇠자유진동응답은 다음과 같다.

$$\mathbf{Y}_n(t) = e^{-\xi_n \omega_n t} \left[\frac{\dot{\mathbf{Y}}_n(0) + \mathbf{Y}_n(0) \xi_n \omega_n}{\omega_{Dn}} \sin \omega_{Dn} t + \mathbf{Y}_n(0) \cos \omega_{Dn} t \right] \quad (2.1.12)$$

여기서,

$$\mathbf{Y}_n(0) = \frac{\phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{V}(0)}{\phi_n^T \mathbf{m} \phi_n} : \text{초기변위}$$

$$\dot{\mathbf{Y}}_n(0) = \frac{\phi_n^T \mathbf{m} \dot{\mathbf{V}}(0)}{\phi_n^T \mathbf{m} \phi_n} : \text{초기속도}$$

이므로 구조물의 전체변위는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\mathbf{V}(t) = \phi_1 Y_1(t) + \phi_2 Y_2(t) + \phi_3 Y_3(t) + \dots \quad (2.1.13)$$

이와같이 모드중첩법은 모든 모드에 관한 상대변위들의 합으로써 변위를 구하는 방법이다.

(5) 탄성력 응답

구조물의 변형을 저지하는 탄성력 \mathbf{f}_s 는 다음식으로 표현되며

$$\mathbf{f}_s(t) = \mathbf{k} \mathbf{V}(t) = \mathbf{k} \phi \mathbf{Y}(t) \quad (2.1.14)$$

위의 식을 각각의 모드항으로 전개하면 다음과 같이 쓸 수가 있다.

$$\mathbf{f}_s(t) = \omega_1^2 m \phi_1 Y_1(t) + \omega_2^2 m \phi_2 Y_2(t) + \dots \quad (2.1.15)$$

(2.1.15)식을 행렬식으로 쓰면

$$\mathbf{f}_s(t) = \mathbf{m} \phi [\omega_n^2 \mathbf{Y}_n(t)] \quad (2.1.16)$$

2.1.2 직접적분법(Direct Time Integration Method)

진동계의 운동방정식을 매시간증분마다 수치적분^{10),12)}하여 응답을 구한다. 직접적분법은 임의의 수치계산 단계에서 강성률 행렬을 변화시킬 수 있기 때문에 비선형 해석에 이용 가능하다. 따라서 이 방법으로 대규모 구조물과 같은 고차 진동 모드를 다수 포함하는 복잡한 진동현상을 보이는 구조물과 탄소성 해석이 필요한 경우에 유효하다.

운동방정식

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{v}} + \mathbf{K} \mathbf{v} = \mathbf{P}(t) \quad (2.1.17)$$

은 $f(t)$ 를 관성력, $f_D(t)$ 를 감쇠력, $f_s(t)$ 를 탄성력이라 하면 평행방정식 (2.1.17)은 시간 t 와 $(t + \Delta t)$ 에서 각각 다음과 같이 성립된다.

$$f(t) + f_D(t) + f_s(t) = P(t) \quad (2.1.18)$$

$$f(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_s(t + \Delta t) = P(t + \Delta t) \quad (2.1.19)$$

이때 이들 힘의 증분을 각각 다음과 같다고 한다면,

$$\Delta f(t) = f(t + \Delta t) - f(t)$$

$$\Delta f_D(t) = f_D(t + \Delta t) - f_D(t)$$

$$\Delta f_s(t) = f_s(t + \Delta t) - f_s(t)$$

다음의 증분 운동방정식을 얻는다.

$$\Delta f(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_s(t) = \Delta P(t) \quad (2.1.20)$$

식(2.1.20)은 식(2.1.19)과 같이 변환되어

$$\mathbf{M} \Delta \ddot{\mathbf{v}}(t) + \mathbf{C} \Delta \dot{\mathbf{v}}(t) + \mathbf{K} \Delta \mathbf{v}(t) = \Delta \mathbf{P}(t) \quad (2.1.21)$$

와 같은 식을 얻을 수 있다. 가속도가 Δt 만큼의 증분에서 선형적으로 변한다고 하면 가속도, 속도,

변위를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\ddot{v}(\tau) = \ddot{v}(t) + \frac{\Delta\ddot{v}(t)}{\Delta t} \tau \quad (2.1.22)$$

$$\begin{aligned} \dot{v}(\tau) &= \dot{v}(t) + \int_0^\tau \ddot{v}(\tau) d\tau \\ &= \dot{v}(t) + \dot{v}(t)\tau + \frac{\Delta\ddot{v}(t)}{\Delta t} \cdot \frac{\tau^2}{2} \end{aligned} \quad (2.1.23)$$

$$\begin{aligned} v(\tau) &= v(t) + \int_0^\tau \dot{v}(\tau) d\tau \\ &= v(t) + \dot{v}(t) \cdot \tau + \ddot{v}(t) \cdot \frac{\tau^2}{2} + \frac{\Delta\ddot{v}(t)}{\Delta t} \cdot \frac{\tau^3}{6} \end{aligned} \quad (2.1.24)$$

이 식을 이용하여 $\Delta\dot{v}(t)$ 와 $\Delta v(t)$, $\Delta\ddot{v}(t)$ 를 구하면

$$\Delta\dot{v}(t) = \ddot{v}(t)\Delta t + \Delta\ddot{v}(t) \frac{\Delta t}{2} \quad (2.1.25)$$

$$\Delta\ddot{v}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \cdot \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \quad (2.1.26)$$

$$\Delta v(t) = \frac{3}{\Delta t} \cdot \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \quad (2.1.27)$$

식(2.1.26)과 식(2.1.27)를 식(2.1.21)에 대입하면 다음과 같은 식이 유도된다.

$$\tilde{K}(t) \Delta v(t) = \Delta \tilde{P}(t) \quad (2.1.28)$$

여기서,

$$\begin{aligned} \tilde{K}(t) &= K(t) + \frac{6}{\Delta t} m + \frac{3}{\Delta t} C(t) \\ \Delta \tilde{P}(t) &= \Delta P(t) + m \left[\frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) + 3\ddot{v}(t) \right] \\ &\quad + C(t) \left[3\dot{v}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] \end{aligned}$$

즉, $\tilde{K}(t)$ 와 $\Delta \tilde{P}(t)$ 는 미소시간 구간과 초기상태의 조건이 결정되면 구할 수 있고 각 미소시간의 초기상태는 해석을 시작하는 시점으로부터 연속적으로 구할 수 있게 된다. 따라서 이 방법을 반복하면 해석을 시작하는 시점에서 임의의 시간 t 가 경과한 후의 값들을 구할 수 있다.

2. 응답스펙트럼법

지진에 대한 선형 다자유도 진동계의 응답은 각

진동 모드의 중첩으로 얻어지며, 각 진동 모드의 최대 응답값은 응답스펙트럼 곡선을 이용하여 구한다.

2.1 1자유도계의 응답스펙트럼

주어진 지반 운동의 강도에 대해서는, 단자유도(SDOF)계 프레임과 같은 단순진자에서 발생하는 응답은 Duhamel을 이용하고 작은 감쇠비에 대해 허용할 만큼 무시될 때 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$v(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{v}_g(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin\omega(t-\tau) d\tau \quad (2.2.1)$$

상대적인 지반응답의 최대값은

$$v_{\max} = \frac{1}{\omega} S_v \quad (2.2.2)$$

으로 주어지면 여기서 S_v 는

$$S_v(\xi, \omega) = \left[\int_0^t \ddot{v}_g(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin\omega(t-\tau) d\tau \right]_{\max} \quad (2.2.3)$$

으로 S_v 를 가-속도응답(spectral pseudo-velocity response)라하며 또는 가속도 응답 스펙트럼이라 한다.

지반운동 $\ddot{v}_g(t)$ 의 진동응답에 대응하는 크기가 스펙트럼 변위 S_d 이고 이것은 상대적인 지반의 최대변위로서 다음과 같이 표현된다.

$$S_d = \frac{S_v}{\omega} \quad (2.2.4)$$

스펙트럼가속도 S_a 는

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad (2.2.5)$$

진동시 발생하는 최대 탄성력의 크기는

$$f_{s\max} = k S_d = \omega^2 m S_d = m S_a \quad (2.2.6)$$

2.2 다자유도계의 응답 스펙트럼

n 차 다자유도계의 응답은 다음과 같다.

$$\frac{d^2\{v\}}{dt^2} + 2[\xi]^p [\omega]^p \frac{d\{v\}}{dt} + [\omega]^p [\omega]^p \{v\} = \{\phi\}^T \{f\} \quad (2.2.7)$$

여기서, D 는 대각행렬(diagonal matrix)를 나타낸다. 이 식에서 변위 v 는 다음과 같다.

$$v = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp\{-\xi\omega(t-\tau)\} \sin\omega(t-\tau) d\tau \quad (2.2.8)$$

변위의 최대치는 응답스펙트럼으로 구할 수 있다. 그러나 각 값의 최대치가 되는 시각은 다르다. 따라서 i 차 모드에서의 최대치 y_i 는 일반적으로 각 항의 변형이 최대치의 합계보다 작다. y_i 의 최대치를 정하기 위한 근사적 방법도 이용된다.

① 각 기준좌표의 최대치의 제곱의 합의 제곱근을 취한다.(SRSS)

$$|y_{j,max}| = \sqrt{(\phi_{j1} u_{1,max})^2 + (\phi_{j2} u_{2,max})^2 + (\phi_{j3} u_{3,max})^2 + \dots} \quad (2.2.9)$$

② 급수의 각 항목마다 최대치의 절대치의 합을 취한다(CQC)

$$|y_{j,max}| = |\phi_{j1} u_{1,max}| + |\phi_{j2} u_{2,max}| + |\phi_{j3} u_{3,max}| + \dots \quad (2.2.10)$$

수치계산

1. 해석대상 구조물과 유한요소 모델링

본 논문의 해석대상인 높이 60m의 Frame구조물은 Fig.3.1과 같고 주요치수와 물성치는 Table3.1, Table3.2에 나타내고 있다. 그리고 지진하중을 받는 동적응답해석을 위해서 Frame구조물을 3차원 등가 보 모델로 설정하여 유한요소로 모델링(Fig. 3.2)을 하고 이에 대한 고유치 해석을 수행하였다.

(1) 주요치수와 물성치

Table 3.1 Principle Dimension

	Dimension		Dimension
Height	60 m	Width of each Section	6m
Width(Long.)	18m	Element No.	1664 EA
Width(Trans.)	18m	Node No.	1176 EA

Table 3.2 Property of Frame Structure^{(5),(13)}

No.	Beam	Property	
1	Long. Beam (KS H-beam)	Young's Module	$2.07 \times 10^{11} Pa$
		Density	$7850 kg/m^3$
		Area	$91.73 cm^2$
		Ixx	$24100 cm^4$
		Iyy	$864 cm^4$
2	Trans. Beam (KS I-beam)	Young's Module	$2.07 \times 10^{11} Pa$
		Density	$7850 kg/m^3$
		Area	$36.7 cm^2$
		Ixx	$119000 cm^4$
		Iyy	$39400 cm^4$

(2) Frame구조물의 모델링

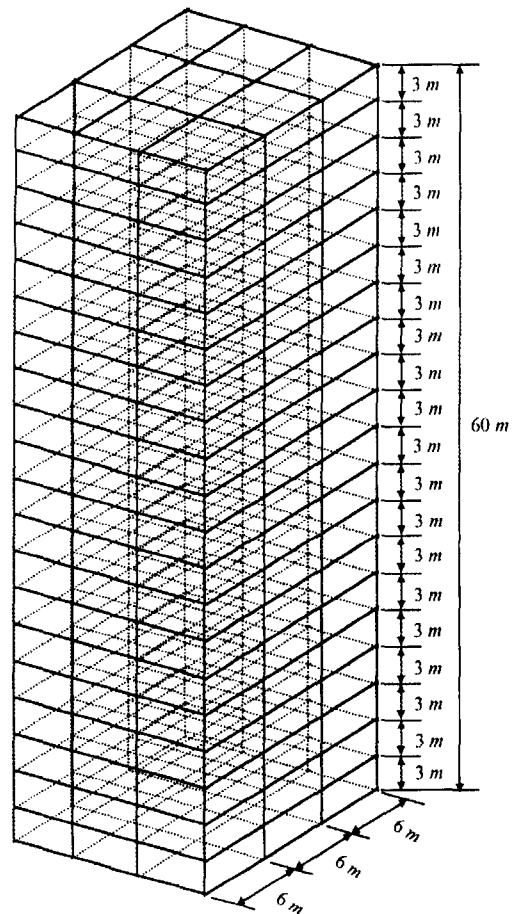


Fig. 3.1. 3-Dimensional Frame Structure Model.

(3) 이상화된 유한요소 모델⁸⁾

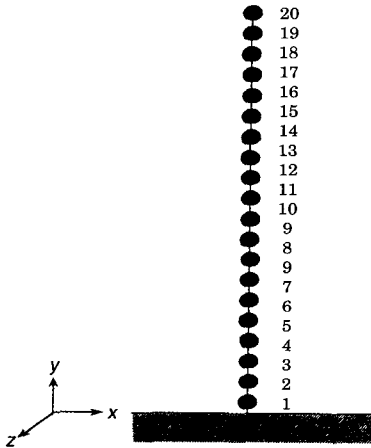


Fig. 3.2. Idealized Model of 3-Dimensional Frame Structure.

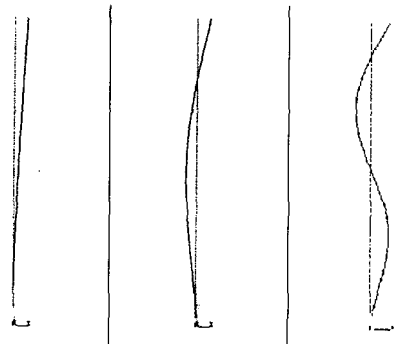
(4) 고유진동수와 고유모드

1) Frame 구조물과 이상화된 유한요소모델의 고유진동수와 고유모드비교

Table 3.3 Comparison of Natural Frequency (units : Hz)

Mode	Frame Structure	Idealized Model
1st	0.3070	0.3151
2nd	1.7886	1.9780
3rd	2.9986	5.5477

2) 이상화된 모델의 진동모드



1st mode(0.3151Hz) 2nd mode(1.9780Hz) 3th mode(2.99Hz)

Fig. 3.3. Natural Mode of FEM Model.

2. 적응지진파

본 논문에서는 Fig. 3.4와 같은 EL Centro 지진 가속도 기록을 이용하여 모드중첩법, 직접적분법, 및 응답스펙트럼법에 의한 동적응답해석을 수행하였다. Fig. 3.4는 1940년 5월18일 진앙 32.7°N, 115.5W (Imperial Valley, California, 미국)에 일어난 M=6.7의 강진을 진앙에서 50km 떨어진 El Centro시에서 기록한 N-S방향의 가속도 기록이다. 최대가속도는 0.36g, 최대속도는 34.8cm/sec, 최대변위는 21.1cm이다. 주요한 진동주기는 가속도파형에 대해서 0.5sec 및 1.0sec이며, 비교적 단주기의 파가 많이 포함된 지진파이다.

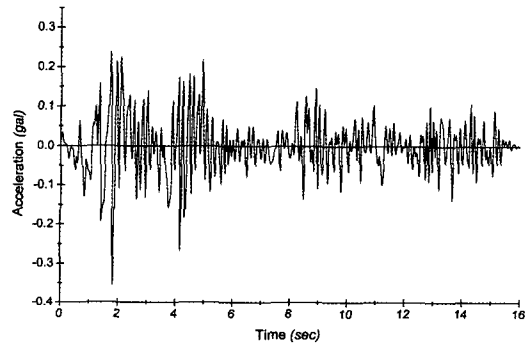


Fig. 3.4. Accelerogram from El Centro earthquake, May 18, 1940 (NS component).

3. 해석 결과

(1) 직접적분법에 의한 결과

다음은 직접적분법에 의한 결과로 EL Centro 지진 기록 파형을 적용하여 구조물의 시간에 따른 거동을 구하였다. 시간간격 Δt 를 0.01초, 0.004초로 했을 때 구조물의 정점(top)에서의 동적 변위 응답(감쇠와 비감쇠)은 Fig. 3.5, 3.6에 나타내고 있다. 그리고 정점(Top)에서의 최대변위는 Table 3.4에서 보여주고 있다.

(2) 모드중첩법에 의한 결과다음은 모드중첩법에 의한 결과로 본 논문에서 구조물의 고유치 해석에는 일반적으로 사용되는 house holder법을 사용하였다.

그리고 frame 구조물의 정점에서의 동적변위는 Fig. 3.7~3.11은 1차부터 5차모드의 중첩을 나타

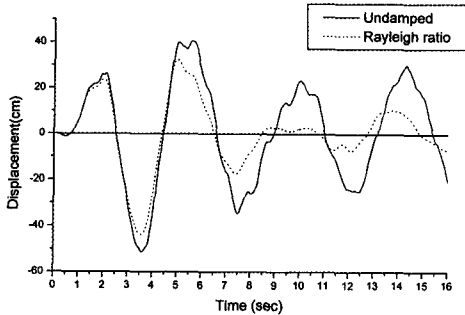


Fig.3.5. Displacement Time-History at the top using direct integration method ($\Delta t = 0.01sec$).

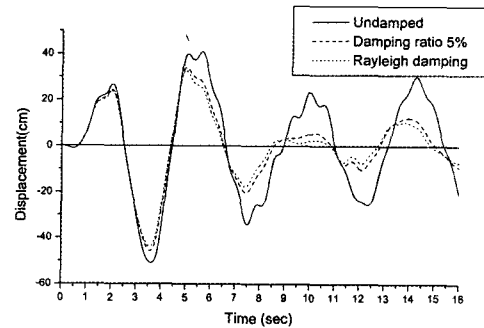


Fig. 3.8. Displacement Time-History at the top using mode superposition method(1st~2nd).

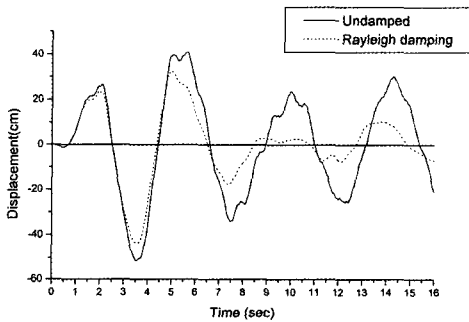


Fig. 3.6. Displacement Time-History at the top using direct integration method ($\Delta t = 0.004sec$).

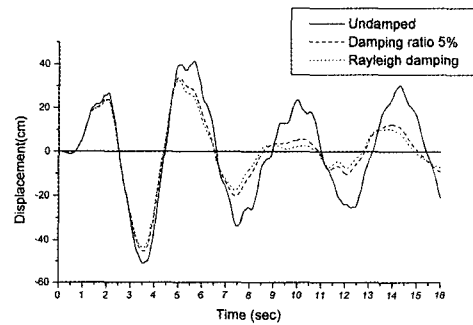


Fig. 3.9. Displacement Time-History at the top using mode superposition method(1st~3rd).

Table 3.4 Maximum displacements at top node using direct integration method

sec	Max. displacement (cm)		CPU time(min)
	Undamped damping	Rayleigh	
0.01	51.36	43.79	20
0.004	51.18	43.82	28

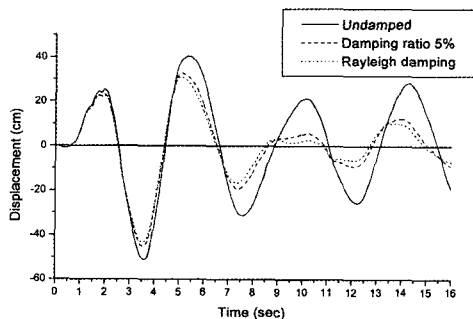


Fig. 3.7. Displacement Time-History at the top using mode superposition method (1st mode).

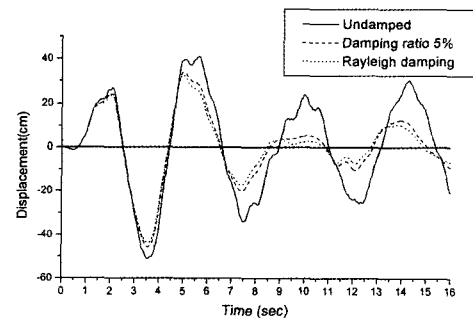


Fig. 3.10. Displacement Time-History at the top using mode superposition method (1st~4th).

내고 있다. 그리고 감쇠비가 5%인 경우와 Rayleigh 감쇠인 경우에도 고려하였다. 그리고 2차, 3차만의 모드변위는 Fig. 3.12~3.13에서 보여 주며, Table 3.5는 각 경우에 대한 최대 변위응답을 나타내고 있다.

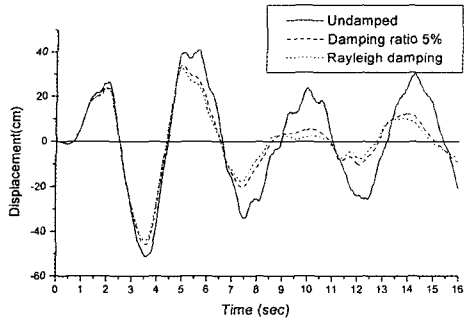


Fig. 3.11. Displacement Time-History at the top using mode superposition method (1st~5th).

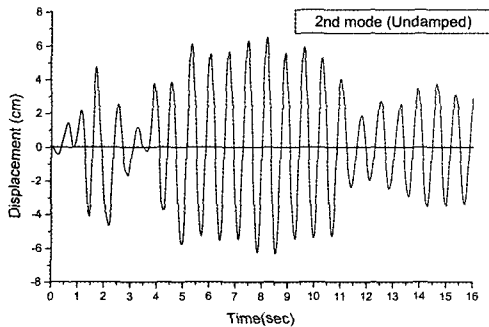


Fig. 3.12. Displacement Time-History at the top using mode superposition method (2nd).

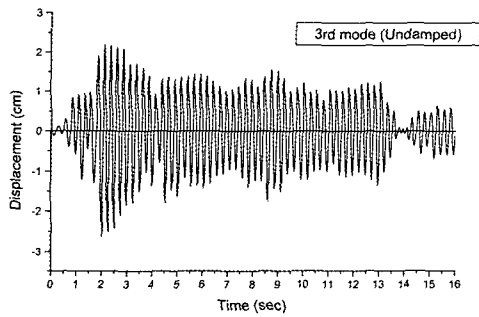


Fig. 3.13. Displacement Time-History at the top using mode superposition method (3rd).

(3) 응답스펙트럼법에 의한 결과

본 논문에서는 EL Centro 지진파에 대한 가속도 응답 스펙트럼을 Fig 3.17과 같이 구하였다. 그리고 구한 가속도 응답 스펙트럼을 해석대상 구조물에 적용하여 동적 해석을 수행하고 각 section에 대한 응답의 최대치를 구하였다(Table 3.6). 또한

Table 3.5 Maximum displacements at top node using mode superposition method (units : cm)

Mode	Max. displacement		
	Undamped damping	Rayleigh ratio 5%	Damping
1st	51.05	43.20	44.92
1st ~ 2nd	51.10	43.80	45.59
1st ~ 3rd	51.13	43.81	45.64
1st ~ 4th	51.19	43.82	45.65
1st ~ 5th	51.18	43.82	45.65

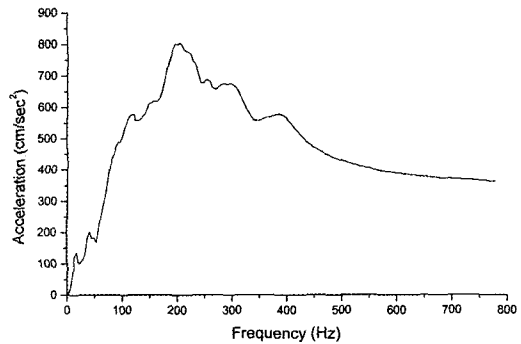


Fig. 3.14. Acceleration response spectrum of EL Centro earthquake.

Table 3.6 Maximum displacement at each section using response spectrum method (Undamped)

(units : cm)

No. of section	Displacement	No. section	Displacement
1	0.2175	11	20.358
2	0.8501	12	23.543
3	1.8679	13	26.837
4	3.2411	14	30.218
5	4.9400	15	33.667
6	6.9352	16	37.165
7	9.1976	17	40.696
8	11.699	18	44.249
9	14.410	19	47.813
10	17.305	20	51.381

모드별로 구조 응답을 조합하는 방법중 CQC방법으로 구하였다.

(4) 결과고찰

각 해석에 의한 최대변위 응답만을 비교한 값은

Table 3.7 Comparison of maximum displacement of each dynamic response analysis

Method		Displacement (cm)		CPU time (min)
		Undamped	Rayleigh damping	
Direct Integration Method	$\Delta t = 0.01$	51.36	43.79	20
	$\Delta t = 0.004$	51.18	43.82	28
Mode Superposition Method	1st	51.05	43.20	9
	1st ~ 2nd	51.10	43.80	
	1st ~ 3rd	51.13	43.81	
	1st ~ 4st	51.19	43.82	
	1st ~ 5th	51.18	43.82	
Response Spectrum Analysis(CQC)		51.63	43.87	10sec

Table 3.7에서 보여주고 있다. 직접적분법은 시간 간격 Δt 를 0.01초와 0.004초로 했을때의 값이고 모드중첩법은 5차모드까지 중첩한 경우이며, 각 경우의 최대응답치를 비교해 보면 비감쇠인 경우 Δt 가 0.004초인 경우와 모드중첩법에서 5차모드를 중첩한 경우 최대응답치는 일치하며 감쇠인 경우 4차까지 중첩한 경우와 일치한다는 것을 알 수 있다. 특징은 모드중첩법에서 1, 2, 3, 4차모드 중첩한 결과와 5차 모드이상을 중첩한 결과는 수치상으로는 비슷하지만 Fig. 3.12와 3.13에서 본 것처럼 미소한 차이가 나고 있다. 그리고 응답스펙트럼법에서 구한 최대변위가 직접적분법, 모드중첩법에서 구한 최대변위와 거의 유사하다는 것을 보여주고 있지만 모드중첩법에서 구한 결과의 CPU time과 직접적분법에서 구한 결과의 CPU time과 비교하면 모드중첩법에서 구한 결과의 CPU time이 적게 나타나고 있다. 그리고 직접적분법에서 시간간격을 0.01초로 한 경우와 0.004초로 한 경우 비교해 보면 시간간격을 적절하게 높으로써 해를 정확하게 구할 수 있다. 그리고 전체적으로 보면 응답스펙트럼법에 의한 결과가 다른 방법에 의한 결과와 비교해서 계산시간이 가장 빠르게 나타나고 있다.

결 론

본 논문의 해석대상 구조물에 대한 분석한 결과

는 다음과 같다.

- (1) 직접적분법은 동적응답특성을 구하는데 있어, 계산시간이 많아지는 단점이 있지만, 시간간격의 선택에 있어서 다소간의 시간절약을 기대 할 수 있으며 정확한 해에 수렴하도록 적절한 시간간격으로 나누어야 된다는 것을 알 수 있다.
- (2) 본 논문의 해석 대상구조물인 고층 건물은 정형적이고 대칭적이므로 몇 개의 저차 진동 모드만을 고려하여도 구조물의 동적 응답거동을 근사한 값으로 구할 수 있으며 계산시간도 적게 소요되고 있다.
- (3) 응답스펙트럼법은 저차의 진동수와 모드를 고려하여 검토한 결과 직접적분법에 구한 응답과 모드중첩법에서 구한 응답이 거의 일치하다는 것을 보여주고 있다. 이 방법은 지진과 같이 기저가진을 해석하는 경우에 매우 정확하고 계산 시간면에서도 매우 경제적인을 알 수 있다.

본 논문에서는 EL Centro 지진기록을 입력지진파로 해석대상 구조물에 적용하여 해석하였지만 3차원 프레임 구조물을 극단적으로 이상화 시켜서 해석을 했기 때문에 실제 구조물에 나타나는 응답은 모델링하는 과정에서 생기는 오차로 인해 차이가 날 것으로 생각된다. 그리고 지질조건이나 지질조건과 지반과 구조물의 상호작용도 고려할 필요가 있다고 판단된다.

참고문헌

- [1] Clough, R.W. and Penzien, J.(1994) : Dynamics of Structures, McGraus-Hill, Inc.
- [2] 한국 지진공학회 (1999) : 구조물의 지진해석, 한국 지진공학회.
- [3] Manual of ANSYS Revision 5.2.
- [4] Chopra, A.K (1995) : Dynamics of Structures.
- [5] Timoshenko, S.P. and Young, D.H.(1995) : 재료역학, 문운당.
- [6] 한국 지진공학회, (1998) : 건축물의 내진설계, 한국지진공학회.
- [7] L.F. 보스웰, L.F and 드멜로, C (1998) : 구조동역학개론, 지문당.

- [8] Bathe, Finite Element Procedures.
- [9] Arthur Bolton, (1993) : Structural Dynamics in Practice.
- [10] 유해영 · 이강섭(1994) : 수치해석, 회중당.
- [11] Manual of COSMOS.
- [12] Kreyszig, E.(1993) : Advanced Engineering Mathematics, 범한서적주식회사.
- [13] 이동영(1992) : 재료강도학, 문운당.
- [14] Smith, J. W.(1998) : Vibration of Structures, Chapman and Hall.