

지중발파에 의한 건물의 진동 거동에 관한 연구

조병윤¹⁾ · 문현구²⁾

A Study on the Vibration Behavior of Building Structures due to Underground Blasting

Byung-Yoon Jo and Hyun-Koo Moon

ABSTRACT In order to analyze the effects of ground vibration caused by underground blasting having an effect on structure, the particle velocity and acceleration are calculated by using DYNPAK program. The DYNPAK program analyzes nonlinear transient dynamic problem and adopts the very popular and easily implemented, explicit, central difference scheme. In this program, the material behavior is assumed to be elasto-viscoplastic. Using the particle acceleration history, modal analysis method is applied to the forced vibration response of multiple-degree-of-freedom(MDOF) systems using uncoupled equations of motion expressed in terms of the system's natural circular frequencies and modal damping factors. As a means of evaluating the vibration behavior of building structure subjected to underground blasting, the time response of the displacements relative to the ground of five-story building is determined. It is concluded that the amount of explosives consumed per round, the location of structure, the properties of rock medium, the stiffness of structure, etc. act on the important factors influencing on the safety of building and that the response of a structure subjected to a forced excitation can usually be obtained with reasonable accuracy by the modal analysis of only a few mode of the lower frequencies of the system.

1. 서 론

급속한 산업발달에 따라 각종 구조물 건설을 위한 부지확보에 어려움을 겪고 있으며, 이로 인해 지하 심부까지 구조물을 건설하고 있는 실정이다. 근래에 들어 도심지나 인구밀집지역에서도 건설이 이루어지고 있으며, 이러한 공사시 수반되는 발파작업에 의한 문제점 중 지반진동은 작업 전에 충분한 검토가 요구되고 있다. 이를 위해 시험발파를 통해 발파진동 예측식을 정립하여 현장에 적용하고 있는 실정을 감안할 때 현장여건에 따라 적용이 곤란한 경우가 발생할 수 있기 때문에 수치해석 기법에 의한 지반진동 해석이 필요하다고 판단된다.¹⁾

또한 발파로 야기된 지반진동의 이론적 및 경험적 해

석에 있어 기존의 예측식이나 허용기준 도표의 경우는 대략적인 범위를 알 수 있을 뿐 구조물이 받는 구체적 인 영향은 알 수 없다. 따라서 지반진동과 같은 동적 하중을 받는 구조물에 대하여 동적 해석법을 적용하여 그 영향을 해석하였다. 본 연구에서는 지중발파시 지상에 있는 구조물의 영향을 해석하기 위하여 동적 유한 요소법으로서 입자속도 및 가속도를 구하였다. 또한 가속도 이력을 이용하여 동적 해석법중의 하나인 모드 해석법(modal analysis method)을 적용함으로써 지상에 있는 구조물의 거동에 대해 알아보았다.

* 1996년 3월 5일 접수

1) 한양대학교 자원공학과 석사, 현재 00사단 공병대대 중대장

2) 정회원, 한양대학교 공과대학 자원공학과 부교수

2. 발파진동

2.1 발파진동의 허용기준

발파작업에 따른 문제점으로 소음, 분진, 비석 및 지반진동을 들 수 있는데, 이 중 발파에 의해 일어나는 응력의 피해 즉, 지반진동은 민원이나 구조물의 손상 등을 고려할 때 안전한 범위 내에서 규제되어야 한다. 또한 발파진동에 의한 구조물의 피해는 발파진동의 특성과 대상 구조물의 반응특성에 따라 달라지며, 발파조건과 진동의 전달 매체인 암반의 조건에 따라서 크게 좌우된다. 따라서 국내 구조물의 특성, 발파조건 및 암반조건을 고려한 발파진동의 허용기준을 정하는 것이 시급히 요구되고 있다.

일반적으로 지반진동은 가속도, 속도 및 변위로 나타낼 수 있는데 인체가 감응하는 정도는 가속도 성분과 밀접한 관계가 있으며, 지상이나 구조물이 받는 피해의 정도는 속도성분과 밀접한 관계가 있는 것으로 알려져 있다.²⁾ 스웨덴의 Langefors(1958)등은 암반 기초 위에 세워진 스톡홀름의 빌딩 철거작업과정에서 많은 시험 발파를 실시하여 지반진동이 빌딩 구조물에 미치는 영향을 연구하였다. 그에 따르면 주파수 범위 50~500

cps에서 수직성분의 변위에 대한 분석에서 7.1 cm/s 이하에서는 건물에 아무런 피해도 나타나지 않은 것으로 보고하였다. 캐나다의 Edwards와 Northwood(1960)는 St. Lawrence Power의 빌딩 철거시의 시험 발파 프로젝트를 분석한 결과 피해의 정도는 변위보다 속도에 연관이 깊고, 진동속도가 10~12.7 cm/s에서 피해가 일어나며 안전율을 고려하여 진동속도 허용한계로 5 cm/s가 적당하다고 보고한 바 있으며,³⁾ 1971년에 미광무국의 Nicholls 등은 많은 연구결과와 여러 연구자들의 연구결과에 통계적인 방법을 도입하여 안전발파의 한계치는 지반진동 속도로 5 cm/s라는 결론을 얻었다. Esteves(1978) 등은 지반조건에 주목하여 지반조건에 따른 진동의 허용한계를 Table 1과 같이 제안하였는데, 지반조건이 좋지 못한 경우에는 0.25 cm/s까지, 내진구조물의 경우 최대 6 cm/s의 수준까지 허용진동치로 보고 있다. 또한 지반의 상태에 따라 진동의 정도가 다르다는 것을 인식하고 1978년 Langefors & Kihlstrom은 Table 2와 같이 제안하였다.

1980년 Siskind 등에 의한 미광무국의 보고서에서는 진동속도에 대한 주파수의 영향을 고려하여, 주파수 40 Hz를 기준으로 그 이상에서는 5 cm/s를 허용치로

Table 1. Limiting safe vibration values (after 김재극)

	허용 진동값(vector sum of PPV, cm/s)		
	결집력 없는 토양 토양 및 자갈의 혼합	어느 정도 결집력이 있는 토양, 균일하고 높은 등급의 모래	결집력이 있는 토양, 암석
	P<1000 m/s	P=1000~2000 m/s	P>2000 m/s
유적, 병원 매우 높은 빌딩	0.25	0.5	1.0
통상적인 건물	0.5	1.0	2.0
철근 콘크리트, 내진 구조물	1.5	3.0	6.0

Table 2. Limiting soft vibration values (after Langefors & Kihlstrom)

	Sand, shingle clay under ground water level	Moraine, soft limestone, slate	Hard limestone quartz sandstone gneiss, granite, diabase	Type of damage
P wave velocity m/s	300~1500	2000~3000	4500~6000	
	4~18	35	70	No noticeable cracks
Vibration velocity mm/s	6~30	55	110	Insignificant cracking
	8~40	80	160	Cracking
	12~16	115	230	Major crack

적용 가능하나, 그 이하에서는 1.2 cm/s로 낮추어야 할 것으로 보고하고 있다. 이외에 여러 학자들에 의해 진동속도에 대한 허용기준이 발표되었다. 제안된 발파진동의 허용한계를 요약하면 Table 3과 같다.⁴⁾

이에 반하여 국내에서는 구체적인 기준이 아직 설정되어 있지 않은 실정이며 지하철 공사의 경우, 문화재, 주택, 빌딩 등 건물등급을 4단계로 나누어 0.2 cm/s에서 최대 4.0 cm/s를 허용진동치로 한 것을 그 기준으로 하고 있다. 최근 환경청에서는 소음규제 기준을 보완하여 소음 및 진동규제 기준안을 상정하였는데, 이 기준안에서는 대상지역을 자연환경 보존지역과 아닌 지역으로 나누어 교통, 건설 등에 따른 소음 및 진동을 dB 단위로 기준을 설정하고 있다.

2.2 발파진동의 주파수 분석

현재 국내에서 사용되고 있는 최대입자속도만으로 평가되는 고정된 발파진동의 허용기준은 주파수의 특성을 고려하지 않고 있다. 입자속도가 허용기준 이하라도 진동의 파형이 구조물과 공진 현상(resonance)을 일으킬 범위 내에 있을 수 있기 때문에 진동 파형의 특성에 따른 합리적인 허용기준이 필요하다 하겠다. 발파작업으로 인한 지반진동의 주파수는 주로 진동의 파형과 발파원의 심도에 크게 좌우된다. 일반적으로 발파진동의 주파수는 0.5~200 Hz의 범위 내에 존재하며, 주주파수를 최대진동속도(PPV)가 나타날 때 진동파의 주파수라고 정의할 때, 주주파수의 발생대역은 발파시의 환경, 즉 발파지역의 특성과 사용하는 폭약의 양 및 측정

거리와도 밀접한 관련이 있다고 알려져 있으며 주주파수의 대역변화는 지반내 불연속면 등 암반 상태에도 크게 영향을 받는다.⁵⁾ 주주파수 대역을 결정하기 위해서는 발파진동의 파형을 측정 기록하여 이로부터 최대진동속도가 나타나는 부분의 주파수를 직접 계산하는 방법과 진동의 속도와 주파수의 변화를 상대진동속도 대 주파수 그래프로 도시하는 Fourier 주파수 스펙트럼을 작성하여 가장 큰 진동속도대의 주파수 범위를 분석하는 방법이 있는데, 이 중 일반적으로 널리 사용하는 fast Fourier transforms(FFT)에 대해 알아보면 다음과 같다.⁶⁾

$$X(f) = C_1 \int_{-\infty}^{\infty} X(t)e^{-i2\pi ft} dt \tag{1}$$

$$X(t) = C_2 \int_{-\infty}^{\infty} X(f)e^{i2\pi ft} df \tag{2}$$

여기서, C₁, C₂는 상수이며, X(t)는 시간이력곡선, X(f)는 X(t)에 대한 Fourier 변환함수이다. 식(1)을 이용하여 진동속도로부터 주주파수 대역을 알 수 있는데, FFT에서 주의할 것은 X(t), 즉 시간이력곡선에서 시간에 따른 속도를 샘플링하는데 있어 간격을 정하는 것이라 할 수 있다.⁷⁾ 본 연구에서는 전산실험으로부터 얻은 발파진동 속도이력을 0.3 msec의 샘플링간격으로 하여 FFT를 하였다.

3. 전산실험

지표나 인접터널과 같은 기존의 구조물에 인접하여 발파작업을 할 때 정확한 지반진동의 예측은 예상되는 피해를 예방하기 위해서 절대적으로 필요한 사항이다. 하지만 시험발파를 이용한 지반진동의 경험적 예측은 도심지나 근접한 곳의 구조물 안정성을 고려할 때 적용이 곤란하다. 따라서 여러 요인을 고려한 수치해석 기법에 의한 진동해석이 필요하다고 판단된다.

3.1 유한요소법을 이용한 발파진동의 해석

발파진동을 해석하기 위해 동적 유한 요소법으로 DYNPAK를 사용하였다. DYNPAK에서는 직접적분법의 하나로 널리 알려진 explicit, central difference method를 사용하며, 유한요소모델에 기초한 등방성 사각형 요소를 이용하여 일시적인 동적 하중을 받는 구

Table 3. Safe levels of blasting for residential structures

연구자	변 수	허용한계
Langefors, <i>et al.</i> , 1985	속 도	2.9 in/s
Edwards & Northwood, 1960	속 도	5 cm/s
Dvorak, 1962	속 도	2 cm/s
Northwood, <i>et al.</i> , 1963	속 도	10 cm/s
Devine, 1966	변위와 환산거리	0.03 inch, 50 ft/lb ¹²⁾
Nicholls, <i>et al.</i> , 1971	속 도	5 cm/s
Wiss & Nicholls, 1974	속 도	7~20 in/s
Bogdanoff, <i>et al.</i> , 1975	속 도	11 cm/s
Bergling <i>et al.</i> , 1977	속 도	11~30 cm/s (>40 Hz)
Esteves, 1978	속 도	6 cm/s
Sisking, <i>et al.</i> , 1980	속도와 진동수	5 cm/s(>40 Hz)
		1.2 cm/s (<40 Hz)

조물에 대하여 평면 변형률, 평면 응력, 선대칭해석을 수행할 수 있다.⁸⁾ 또한 동적하중 문제에서는 응력수준이 비탄성영역으로 들어가게 될 수도 있으며 하중변화에 따른 기하학적 변화의 영향이 중요한 의미를 가질 수 있다. 이를 위해 매질은 점탄소성적 거동을 보인다고 가정하고 있다. 즉, 총 변형률의 변화율은 탄성 및 점소성 변형률 변화율의 합으로 나타낼 수 있다.

$$\dot{\epsilon}_n = [\dot{\epsilon}_e]_n + [\dot{\epsilon}_{vp}]_n = [D]^{-1} \dot{\sigma}_n + \gamma \langle \Phi_n(F) \rangle \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (3)$$

여기서, D는 탄성 행렬, γ 는 fluidity 계수, F는 항복함수, $\langle \Phi_n(F) \rangle$ 는 항복이 일어났을 경우 1, 일어나지 않았을 경우 0을 갖는 함수이다.

Central difference method는 안정성과 정확도의 확보를 위해 시간구간을 산정하는데 있어서 임계시간 이상을 가질 수 없는데 이를 산정하는 식에는 항복함수에 따라 여러 가지가 있으며,⁹⁾ 본 연구에서는 재료의 물성과 요소의 거리에 따르는 다음과 같은 식을 임계시간구간을 산정하는데 사용하였다.

$$\Delta t \leq \mu L \left[\frac{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}{E(1-\nu)} \right]^{1/2} \quad (4)$$

여기서, L은 요소의 절점거리 중 최소값, μ 는 요소의 형태에 따른 계수 값으로 대략 0.6~0.7의 범위를 가지며, ρ 는 요소에 사용된 물성 중 밀도를, ν 는 포아송비, E는 탄성계수를 의미한다.

본 실험에서 모델(Fig. 1)은 두 가지 경우에 대해 사용하였는데 110개 요소(8개절점으로 구성된 요소)와

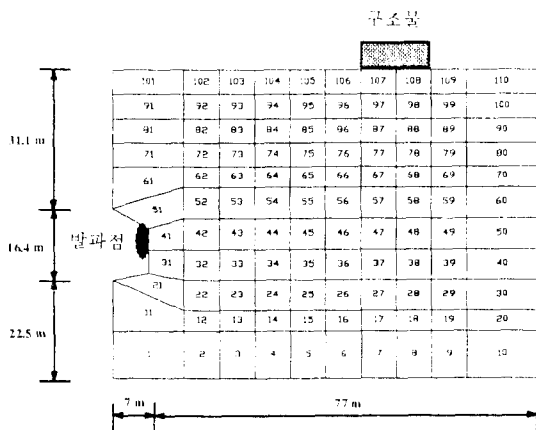


Fig. 1. Finite element model.

373개의 절점으로 이루어져 있으며 경계조건으로 기반은 고정시키고, 양측 면은 수평방향으로 로울러가 있는 것으로 가정한 case 1과 143개 요소와 478개의 절점으로 이루어져 있으며 경계조건으로 기반의 양끝은 고정 그 외 기반은 수평방향의 로울러, 양측 면은 수직방향으로 로울러가 있는 것으로 가정한 case 2이다. case 2는 case 1에서의 경계조건에 의한 영향 여부를 알기 위해 요소망의 크기를 수평방향으로 두 배만큼 늘린 것이다. 모델에서 터널은 폭 14 m, 높이 16.4 m이며, 공당 장약량은 최대 11 lb(약 5 kg), 발파공의 천공깊이는 7~8 ft(2.1~2.4 m), 발파점에서 측정점까지는 55~60 m라고 가정하였다.

발파하중으로는 최대지발당 장약량으로부터 계산된 폭굉압을 발파공에 작용하는 압력으로 보정한 후, 이것의 5%를 사용하였다. 일반적으로 폭약의 이론적인 전체 에너지 중 진동을 일으키는 충격과가 차지하는 비율은 5~15%라고 알려져 있다.¹⁰⁾ 하지만 여기서의 5~15%는 이론적 계산에서 나온 폭굉압에 완충비를 곱하여 구하는데, 완충비는 폭약의 종류에 따른 값으로서 대략 0.6~0.9의 범위를 갖는다. 본 연구에서는 완충비를 곱하지 않은 값의 5%를 사용하였다.

폭약의 종류는 니트로글리세린 다이너마이트로서 비중은 1.07 kg/l, 비에너지는 12900 atm · l/kg이라고 하였다. 또한, 발파하중을 동적 하중으로 적용하기 위해 impulsive loading의 형태로 최초 0.3 msec동안 최대치를 가한 후 사라지는 것으로 하였다. 전달매질로 터널주변에는 편마암과 천부에는 자갈층이 있다고 가정하였으며,¹¹⁾ case 1의 요소 107, 108번 및 case 2의 요소 137, 138은 콘크리트 물성 및 구조물이 위치해 있다고 가정해서 건물의 하중을 집중하중 형태로 가하였다. 사용된 물성을 정리하면 Table 4와 같다.

DYNPAK를 수행한 결과 case 1의 요소 107, 108번 사이 367번 절점에서 수평방향의 속도 및 가속도이력은 각각 Fig. 2, 3과 같으며 case 2의 요소 137, 138번

Table 4. The properties of rock medium

구분	콘크리트	편마암	자갈층
탄성계수	$2.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$	$4.14 \times 10^6 \text{ t/m}^2$	$1.53 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
포아송비	0.2	0.2	0.3
단위 중량	2.639 t/m^3	2.766 t/m^3	2.040 t/m^3
단축 압축강도	2800 t/m^2	7650 t/m^2	3600 t/m^2
전단 강도	333 t/m^2	700 t/m^2	400 t/m^2

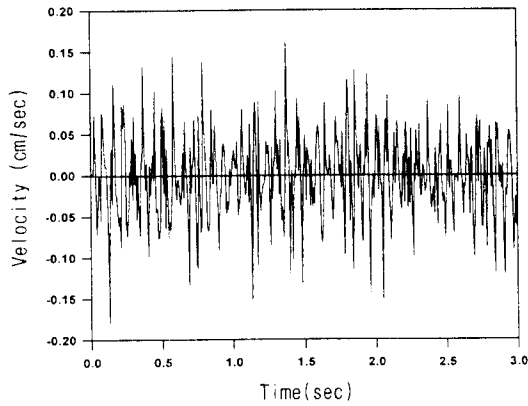


Fig. 2. Particle velocity history for the 5% blasting pressure (case 1).

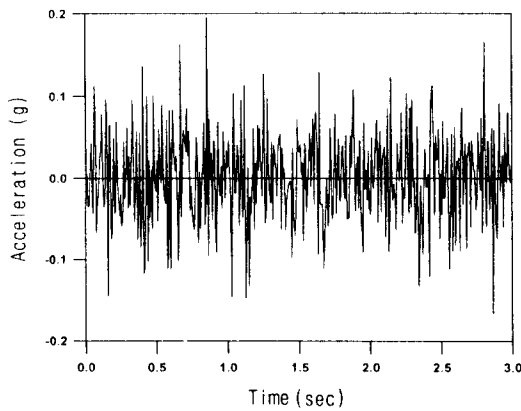


Fig. 3. Particle acceleration history for the 5% blasting pressure (case 1).

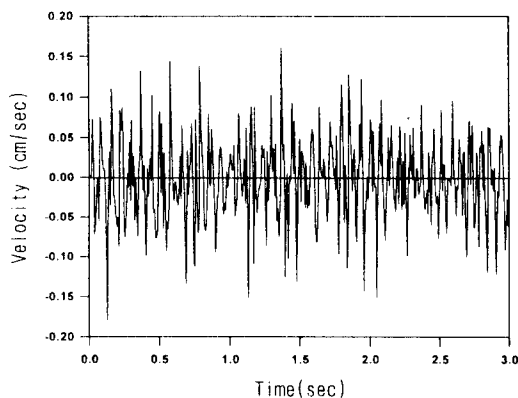


Fig. 4. Particle velocity history for the 5% blasting pressure (case 2).

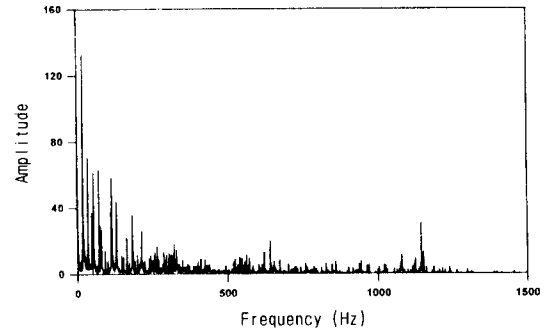


Fig. 5. Results from the fast Fourier transforms.

사이 466번 절점에서 수평방향의 속도이력은 Fig. 4와 같다. Fig. 2의 경우 약 0.6초에서 0.14 cm/s의 최대치를 보이고 있으며 이를 FFT한 결과 Fig. 5와 같은 결과를 얻었다. 전산실험으로부터 얻은 속도이력의 주파수 대역은 뚜렷한 양상을 보이지는 않지만 대략 20~30 Hz에서 가장 큰 진폭을 나타냈다. 또한 Fig. 2과 Fig. 4를 비교해 볼 때 경계조건에 의한 영향은 크지 않음을 알 수 있었다.

4. 구조물 해석

일반적으로 우리가 알고 있는 진동파형의 시간이력 곡선, 푸리에 스펙트럼 등은 발파진동파에 대한 정보를 주지만 구조물에 미치는 영향에 직접적인 정보를 주지는 못한다.¹²⁾ 따라서 구조물에 대하여 동적해석을 함으로써 구체적인 영향을 알 수 있다. 진동을 하고 있는 구조물을 해석하기 위해 구조물을 이상화시켜 그 반응을 알기 위한 많은 방법들이 있다. 그 중 하나로 구조물을 집중 질량계(lumped-mass system)로 모델링하여 해석하는 방법을 사용하였다. 또한, 외부에서 기진력을 받는 구조물의 운동방정식은 식(3)과 같은 형태로 표현 가능하나, 다자유도계를 고려했을 때 대부분의 경우耦 풀된 운동방정식의 해를 구해야만 그 반응을 알 수 있게 된다. 이러한 점을 극복하기 위해 SDOF에서의耦 풀되지 않은(질량 행렬에 대해)운동방정식을 이용하여 다자유도계로 응용할 수 있는 모드 해석법에 대해 적용해 보았다.

4.1 모드 해석법

동적 하중을 받는 구조물의 거동을 나타내기 위해 사

용되는 운동방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$[M]\{\ddot{Z}\} + [C]\{\dot{Z}\} + [K]\{Z\} = \{F\} \quad (5)$$

여기서 $[M]$ 은 질량 행렬, $[C]$ 는 감쇠 행렬, $[K]$ 는 강성 행렬, F 는 지반에 작용하는 기진력($\{F\} = -[M]\{Y\} = -m_1 \ddot{y}, m_2 \ddot{y}, \dots, m_n \ddot{y}^T$), Y 는 지반의 절대변위 벡터, Z 는 구조물의 절대변위 벡터와 지반의 절대변위 벡터의 차이 즉, 상대변위 벡터를 의미한다.

동적 해석은 궁극적으로 식(5)의 해를 구하는 것인데 이를 구하는 방법에는 직접 적분법과 모드 중첩법 등이 있다. 모드 중첩법은 다시 Duhamel적분법을 사용하는 시간 영역 해석과 Fourier변환이나 Laplace변환을 이용하는 주파수 영역 해석이 있다. 본 연구에서는 모드 해석법(모드 중첩법)을 사용하여 구조물의 거동에 대해 알아보았다. 모드해석법은 계의 고유 회전 진동수와 모드 감쇠계수로 표현되는 운동방정식을 이용하며 현재 진동에 대한 수치 해석적 및 경험적 연구에서 가장 널리 사용되고 있다.¹³⁾ 고유 회전 진동수를 구하는 방법에는 power method(자유도수 ≤ 5), Hotelling's deflation method, Jacobi's method, QL method (Householder's method) 등이 있는데 이 중 Jacobi's method를 이용하였다.

선형진동의 경우 변위 벡터 $\{Z\}$ 는 진동 모드 $\{u\}$ 의 선형인 결합으로서 다음과 같이 나타낼 수가 있다.

$$\{Z\} = [u]\{\delta\} \quad (6)$$

여기서, $[u]$ 는 정방 행렬의 형태를 갖는 고유치 방정식의 고유벡터이며 $\{\delta\}$ 는 모드 진폭에서 벡터의 크기를 나타내는 기준좌표이다. 식(6)을 운동 방정식인 식(5)에 대입하고 양변에 $[u]^T$ 를 곱한 후 식을 정리하면 다음과 같다.

$$[u]^T[M][u]\{\ddot{\delta}\} + [u]^T[C][u]\{\dot{\delta}\} + [u]^T[K][u]\{\delta\} = [u]^T\{F\} \quad (7)$$

또한 r차의 모드에 대하여 식(7)은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$[M_r]\{\ddot{\delta}_r\} + [C_r]\{\dot{\delta}_r\} + [K_r]\{\delta_r\} = [u]^T\{F\} \quad (8)$$

여기서, $[M_r]$ 은 기준 질량 행렬, $[C_r]$ 은 기준 감쇠 행렬, $[K_r]$ 은 기준 강성 행렬이라 부르는 것으로, $[M_r] = [u]^T[M][u]$, $[C_r] = [u]^T[C][u] = 2\xi_r\omega_r[M_r]$, $[K_r] = [u]^T[K][u] = \omega_r^2[M_r]$ 을 나타낸다. 감쇠 행렬을 정하는 것에는 여러가지 방법이 있으나, proportional damping의 개념을 도

입하면 감쇠 행렬은 질량 행렬 또는 강성 행렬과 어떤 비를 가지고 있으므로 $[C] = \alpha[M]$, $[C] = \beta[K]$ 라고 가정한다. 이러한 관계를 이용하고, 자유진동시 얻을 수 있는 $c = 2\xi\omega$, $\omega^2 = k/m$ (여기서 ξ , k , m 은 각각 행렬내에서 감쇠계수, 강성계수, 질량계수를 의미)을 도입하면 다음과 같은 관계를 얻을 수 있다.

$$\alpha[M_r] = 2\xi_r\omega_r[M_r], \beta\omega_r^3[M_r] = 2\xi_r\omega_r[M_r] \quad (9)$$

따라서 식(9)를 식(8)에 대입하고 정리하면, n개의 커플 되지 않은 방정식은 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$\ddot{\delta}_r + 2\xi_r\omega_r\dot{\delta}_r + \omega_r^2\delta_r = \frac{-\sum_{i=1}^n u_{ir}m_i}{M_r}\ddot{y} \quad (10)$$

여기서, δ_r 은 r번째 모드의 기준좌표, ξ_r 은 모드 감쇠계수, ω_r 은 r번째 모드의 고유값에서 정하는 비감쇠 고유 각진동수, u_{ir} 은 r번째 모드의 고유벡터, M_r 은 r번째 모드의 총 질량행렬($= \sum_{i=1}^n m_i u_{ir}^2$), \ddot{y} 은 지반이 받는 가속도를 의미한다. 식(10)의 해를 구하고, 다시 선형진동의 관계를 이용하면 s개의 모드를 가지고 있는 구조물의 진동거동에 대한 정보를 알 수 있다.

$$\begin{bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \\ \vdots \\ Z_n \end{bmatrix} = \delta_1 \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_n \end{bmatrix}_1 + \delta_2 \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_n \end{bmatrix}_2 + \dots + \delta_s \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_n \end{bmatrix}_s \quad (11)$$

여기서, s는 선택한 진동수 모드의 개수를 의미한다.

4.2 구조물 해석에의 적용

모드 해석법에 대해 위에서 기술한 것을 프로그래밍화 하였는데 프로그램의 흐름도는 Fig. 6과 같다. 프로그램 내에서 SMG는 구조물의 강성행렬을 생성하며, JACOB은 강성행렬 및 질량행렬을 입력받아 계의 고유값과 고유 벡터를 생성한다. MODAL은 최종적으로 위에서의 값들과 외부 기진력으로 가속도 이력을 입력 받아 시간에 따른 구조물의 변위를 계산하는데 층간 상대변위 즉, modal drift의 절대값이 0보다 작은 경우 선택한 진동수 모드의 개수를 증가시켜 다시 계산하게 된다.

따라서 철근 콘크리트로 된 5층 빌딩에 대해 지반이 받는 가속도, y를 전산실험으로부터 얻은 가속도 이력

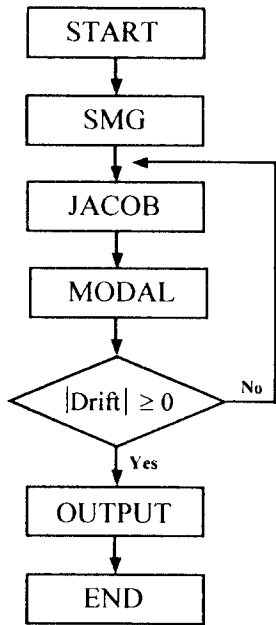


Fig. 6. Flow chart for the modal analysis.

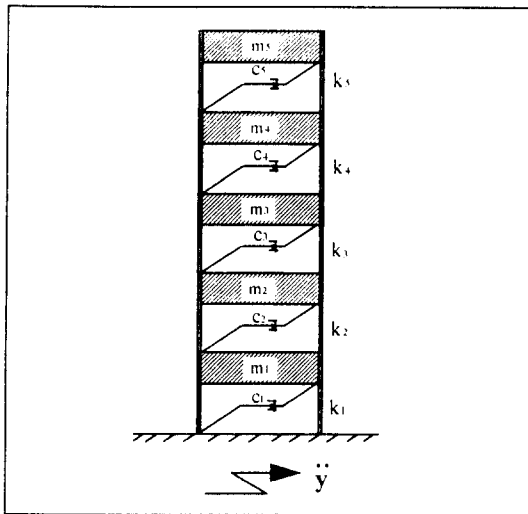


Fig. 7. Model of a five-story building.

으로 사용함으로써 건물의 진동거동을 해석하였다. 5층 빌딩을 집중 질량 시스템(Fig. 7)으로 구현했을 때 구조물을 구성하고 있는 각 요소의 강성을 전체 구조물에 대하여 조합해 층별로 구조물 전체의 강성으로 산정하였고, 각 층별 슬래브, 보, 기둥, 외벽 등의 부재를 합하여 층별 유효무게로서 집중질량을 산정하였다.¹⁴⁾ 기둥과 외벽 등의 강성은 방향에 따라 차이를 보이나, 본 연

Table 5. Lumped mass, stiffness and damping coefficient of each floor level

Floor level	Lumped mass (kg · s ² /m)	Stiffness (kg/m)	Damping coeff.
1	70.9 × 10 ³	6.083 × 10 ⁶	0.01
2	66.7 × 10 ³	5.868 × 10 ⁶	0.01
3	66.7 × 10 ³	5.868 × 10 ⁶	0.01
4	62.3 × 10 ³	5.868 × 10 ⁶	0.01
5	62.3 × 10 ³	5.868 × 10 ⁶	0.01

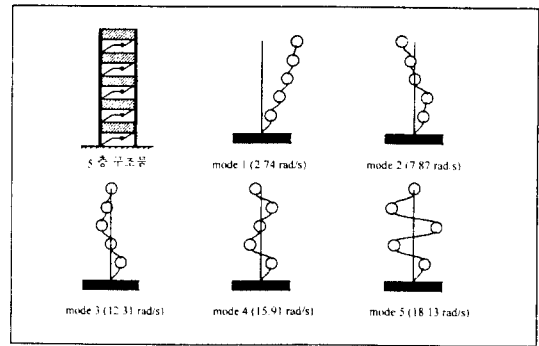


Fig. 8. normal-mode shapes of the five-story building.

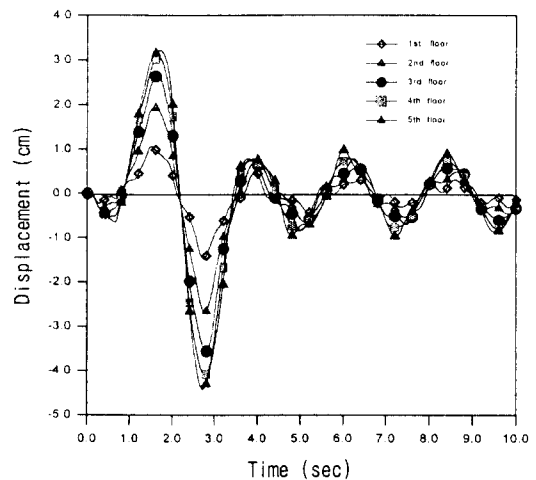


Fig. 9. Time response of the building subjected to ground vibration.

구에서는 건물의 폭 방향의 강성을 이용하였다. 이러한 입력자료를 정리하면 Table 5와 같다.

위의 입력자료로부터 모드 해석을 한 결과 건물의 고유 진동수 모드는 Fig. 8과 같으며, 가속도 이력으로서 Fig. 3을 사용했을 때 건물의 시간에 따른 층별 변위는 Fig. 9와 같은 결과를 얻었다.

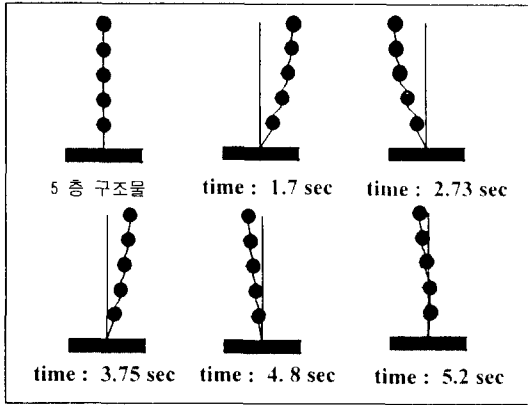


Fig. 10. Structure response from the modal analysis.

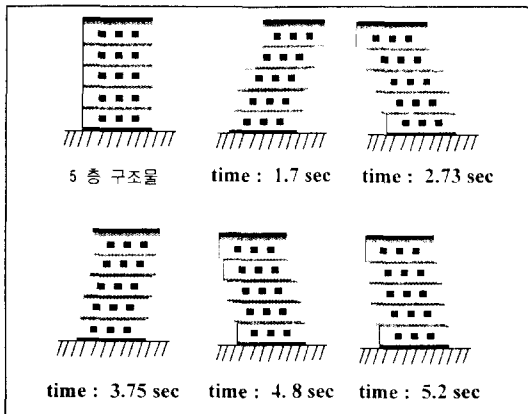


Fig. 11. Idealized structure response from the modal analysis.

Table 6. The comparison of relative displacement between modal analysis and UBC-88

층	층고(m)	층간변위(cm)	UBC-88기준(cm)
1	5	1.46	2.5
2	3.5	1.18	1.75
3	3.5	0.83	1.75
4	3.5	0.59	1.75
5	3.5	0.35	1.75

최대 층간 상대변위는 약 2.73초에서 1층 1.46 cm, 2층 1.18 cm, 3층 0.83 cm 4층 0.59 cm, 5층 0.35 cm 를 나타내고 있다. 또한 Fig. 10은 건물의 반응을 집중 질량계로 나타낸 것이며, Fig. 11은 건물의 반응을 이상화한 모델로서 변위를 뚜렷하게 보이고 있는 1.7초, 2.73초, 3.75초, 4.8초, 5.2초에서의 각각의 층별변위를 나타낸 것이다.

미국의 UBC-88(Uniform Building Code-1988)에 의하면 층간 상대변위의 기준으로 65 ft(19.8 m)이하인 건물에서는 층 높이의 0.5%를, 65 ft이상인 건물에서는 0.4%를 넘어서는 안된다고 정하고 있다.¹⁵⁾ 따라서, 해석대상인 건물의 높이가 19 m이므로 층 높이의 0.5%를 적용하면 아래와 같이 정리할 수 있다.

5. 결 론

지중발파시 지상 건물의 영향을 알기 위해 동적 유한 요소법으로 모델링하여 최대입자속도를 얻었으며, 이 중 가속도 이력을 건물의 지반이 받는 외력으로 작용시켜 구조물 해석을 하였다. 속도 이력의 결과에서 3초까지 출력을 해도 커다란 감쇠를 보이지 않았으나, 실제 발파는 이것보다 짧은 시간 내에 지반진동이 거의 소멸되고 있다. 이는 전산실험이 실제 현장에서의 여러 가지 감쇠효과를 다 반영하지 못하기 때문이라고 사료된다. 그러나 발파하중이 증가함에 따라 입자속도도 증가함으로써 허용기준이 하가 되도록 장약량을 조절해야 되는 것을 알 수 있었다. 현장의 복잡한 조건이 좀더 반영된다면, 수치해석이 발파설계에 도움이 되리라고 판단된다. 또한, 건물의 진동거동 해석 결과 UBC-88기준에 의거할 때 구조물의 안전에 이상이 없는 것으로 나타났다. 보다 정확한 가속도이력을 얻는다면 모드해석법으로서 건물의 안정성을 평가할 수 있으리라 사료된다.

참 고 문 헌

1. 건설기술연구원 정책 연구보고서, "지하생활 공간 개발요소 기술 연구", 지반굴착 기술 분야, 1993, pp. 41.
2. W. I. Duvall, J. F. Devine, "Avoiding Damages by Air Blasts & Ground Vibrations from Blasting", Surface Mining, AIME, 1968, pp. 398 412.
3. B.M. New, "Ground Vibration Caused by Construction Works", Tunnelling & Under-ground Space Technology, Vol. 5, No. 3, 1990. pp. 179 190.
4. 이정인, "발파진동, 발파풍압 및 비석의 조절을 통한 안전발파", 대한토목학회지, Vol.41, No. 1, 1993, pp. 99 117.
5. 임한욱, 김재동, "발파진동의 크기와 주파수특성에 관한 연구", 한국자원공학회, Vol. 29, 1992, pp. 146

- 157.
6. Stephen A. Rholl, Mark S. Stagg, "The Use of Fast Fourier Transform Techniques in Blasting Analysis", Proc. of the 11th annual sym. on Explosives and Blasting Research, Intl. Soc. of Explosive Engrg., Cleveland, OH, 1995, pp. 314 323.
 7. E. O. Brigham, "The Fast Fourier Transform and Its Applications", Prentice-Hall, Inc., 1988, p. 448.
 8. D. R. J. Owen and E. Hinton, "Finite Elements in Plasticity", Pineridge Press, Inc., Swansea, U. K., 1980, p. 594.
 9. I. C. Cormeau, "Numerical Stability in Quasi-static Elasto/Visco-plasti-city", Int. J. for Num. Methods in Engrg., Vol. 9, 1975, pp. 109 127.
 10. U. Langefors and B. Kihlstrom, "The Modern Technique of Rock Blasting" 3rd ed. John Wiley & Sons, 1978, p. 438.
 11. C.H. Dowding, "Response of Building to Ground Vibrations Resulting From Construction Blasting" Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Engrg., civil Ph. D., 1971, p. 204.
 12. 류창하, "발파에 의한 지반진동의 수준 및 주파수특성 예측", 자원공학회, 64차 연구발표회, 1995, pp. 326 335.
 13. M.L. James, G.M. Smith, J.C. Wolford, *et al.* "Vibration of Mechanical & Structural Systems with microcomputer applications" 2nd ed. Harper Collins College Publishers, 1994, p. 659.
 14. 제철 엔지니어링, "내진설계 Manual -동적해석법-", 1989, p. 193.
 15. Mario Paz, "Structural Dynamics" 3rd ed. Van Nostrand Reinhold Co. Inc., 1991, p. 626.