동적하중을 받는 구조물의 응답거동 특성에 대한 수치해석적 고찰

류창하^{1)*} · 최병희¹⁾ · 장형수¹⁾

Numerical Analysis of Structural Response under Dynamic Load

Chang-Ha Ryu*, Byung-Hee Choi and Hyung-Su Jang

Abstract : Blast-induced ground vibrations may cause an environmental impact such as damage on adjacent structures and facilities. Ground vibrations occurred in explosive demolition of structures are induced by ground impact of disintegrated mass concrete, as well as by explosive blasting. The waveform record from explosive demolition is divided distinctly into early part of blast-induced vibration and later part of impact-induced one. The two wave patterns show very different characteristics in frequency contents and duration of ground vibration, which may have different effects on adjacent structure. In this paper, several examples are investigated numerically to provide sound understandings of structural responses to the demolition-induced ground motions. Two reinforced concrete frames are analyzed by using step-by-step procedure. Their responses are summarized in terms of floor velocity envelopes. The response characteristics between high-rise and low-rise building were also investigated. It is shown that the responses are quite different depending on the structure type and on the frequencies of the ground vibration.

Key words : Explosive blasting, Structure demolition, Ground vibration, Structural response, Numerical modeling

요 약 : 발파작업으로부터 발생하는 지반진동은 인접한 건물이나 시설물에 피해를 미칠 수 있다. 발파를 이용한 구조물 해체의 경우, 지반진동은 발파에 의한 진동과 파괴된 부재가 낙하하여 지반에 충격을 가함으로써 발생하는 진동으로 나타난다. 현장에서 계측된 파형은 발파에 의한 초기 진동 파형에 이어서, 파괴된 부재의 낙하 충격에 의한 진동 파형으로 구분되어 나타남을 보여준다. 두 파형은 주파수 특성과 진동 지속시간 면에서 특히 다르게 나타나며 이러한 차이로 인하여 인접한 구조물에 영향 정도가 달라질 수 있다. 본 논문은 발파해체 시 발생하는 지반진동에 대한 구조물의 응답 특성을 이해하기 위해 수치해석적 방법으로 고찰하였다. 두 가지 형태의 RC 골조 모델과 고층 및 저층 건물에 대한 수치해석 결과, 구조물의 응답 특성은 구조물 형태 및 외부 진동의 주파수 특성에 따라 달리 나타남을 보여주었다.

주요어 : 화약발파, 구조물해체, 지반진동, 구조물 응답, 수치해석

서 론

브레이커나 압쇄기 등을 이용한 구조물의 기계식 해체 방법은 해체작업의 진행에 따라 구조물의 불안정 요인이 발생할 수 있어서 안전사고의 위험이 높고, 고층 건축물이나 대형 구조물의 경우 적용상의 한계를 갖는다. 이에 반해 화약발파를 이용한 구조물의 해체방법은 사전에 부

재의 일부를 제거하는 작업만 실시하고 주요 부위에 화약을 설치한 후, 발파하여 붕괴를 유도하는 방법으로서 작업 과정 중 구조물의 안정성을 확보할 수 있고, 고층일수록 공사비를 절감할 수 있는 장점을 갖고 있다(Ryu *et al.*, 1993; Park *et al.*, 1996). 그러나 발파해체 방법은 진동, 소음, 비산과 같은 환경공해를 수반함으로써 이에 의한 피해가 발생할 수 있으므로 철저한 대책이 강구되어야 한다. 특히 도심지에서의 발파해체는 다양한 형태의 구조물들이 인접하여 있으므로 시공 시 발생할 수 있는 환경 위해 요인들을 예측하고, 영향 평가를 통해 위해 인자들을 안전한 수준 이하로 제어할 수 있는 방법을 설계에 반영하는 것이 중요하다.

비산의 경우, 화약이 설치되는 주요 부재에 대한 적절한 방호와 함께, 추가 방호대책을 통하여 외부로의 비산

2013년 4월 25일 접수, 2013년 5월 24일 심사완료
2013년 6월 13일 게재확정

1) 한국지질자원연구원 지구환경연구본부

*Corresponding Author(류창하)

E-mail: cryu@kigam.re.kr

Address: Geologic Environment Division, Gwahang-no 124,
Yuseong-gu, Daejeon 305-350, Korea

을 효과적으로 제어할 수 있다(Ryu *et al.*, 2002; Ryu *et al.*, 2010). 지반진동의 경우, 인접 구조물의 진동에 대한 허용 수준이 설정되면, 적절한 예측기법을 통하여 장약량이나 충격량에 따른 지반진동 전파 특성을 예측하고(Ryu *et al.*, 2011), 허용 수준 이하가 되도록 장약량이나 시차, 발파 충을 조절한다. 이 과정에서 어려운 점은, 국내의 경우 진동에 대한 구조물의 허용 수준이 법규로 설정되어 있지 않으며, 통상적으로 설계에 적용하고 있는 관리 수준도 다양하고, 안전 측면만을 강조하여 너무 보수적으로 설정한다는 것이다. 또한, 국내 여러 건설공사에서 관리 수준을 설정하기 위해 참고하는 국외 법규의 경우도 허용 수준 범위가 다양하고(Siskind *et al.*, 1980; DIN4150, 1986; Ryu, 2005a; Ryu, 2005b), 대상 구조물을 주거 가옥이나 콘크리트 구조물 등과 같이 분류하여 구조물 형태의 영향은 고려하지 않는 것이 일반적이어서 어떻게 적용하는 것이 적절한 지도 모호한 실정이다. 대상 진동도 발파에 의한 지반진동을 주로 다룸으로써, 특히 발파해체의 경우 발파해체 시에 발생하는 또 다른 형태의 충격진동에도 적용할 수 있는 지 등도 불투명하다. 지반진동에 대한 구조물의 영향 평가를 위해 현장 규모나 축소 모형을 이용하여 실험적으로 접근하는 연구들도 수행되고 있으나(Huh *et al.*, 2012), 지반진동 조건이나 대상 구조물의 제작과 같은 실험 조건의 재현이 쉽지 않을 뿐만 아니라, 다양한 구조물의 영향을 실험적으로 고찰하여 평가하기 위해서는 수많은 실험이 요구되기 때문에 쉽지 않은 일이다. 본 연구에는 발파해체 시 계측된 지반진동 특성을 평가하여, 지반진동 특성이 건축물의 형태에 따라 어떠한 영향을 미치는 가를 수치해석적으로 검토하고, 향후 충격진동에 대한 우리나라의 허용 수준을 마련하는 과정에서 참고해야 할 기초 자료를 제공하기 위한 목적으로 수행되었다.

발파해체로부터 발생하는 지반진동의 특성

발파해체 시 발생하는 지반진동은 부재가 발파될 때 발생하는 발파에 의한 진동과 파괴된 부재가 낙하하여 지면에 충격을 가함으로써 발생하는 충격진동 등 두 가지 형태의 진동으로 나타난다. Fig. 1은 5층 아파트 건물의 발파해체 시 46 m 이격된 거리에서 측정된 지반진동 파형이다. 대상 건물은 RC구조물로서 1,2층을 발파층으로 하여 전도공법으로 붕괴시켰다. 그림에서 지반진동은 앞부분의 발파에 의한 파형과 뒤 이어 부재충격에 의한 파형이 구분되어 나타남을 볼 수 있다. 일반적으로 발파해체시의 지반진동은 Fig. 1에서도 볼 수 있듯이 부재충격에 의한 지반진동의 진폭이 더 크게 나타나며 지속시

간 및 주파수 특성 측면에서도 차이를 보인다.

Fig. 2는 국내의 다양한 현장에서 계측된 자료들을 처리한 결과로서 발파에 의한 지반진동과 부재 충격에 의한 지반진동의 탁월 주파수 대역(최대진동파형의 zero crossing 주파수)은 전자의 경우 30-40 Hz, 후자의 경우

Fig. 1. Waveform record from explosive blasting of 5-story apartment building, $d = 46$ m. (Waveforms indicate time history of air-over-pressure, longitudinal, vertical and transverse components from above, respectively.)

(a) Impact-induced ground vibrations

(b) Blast-induced ground vibrations

Fig. 2. Comparison of dominant frequencies from ground impact with those produced by blasting.

15-30 Hz의 대역이 우세하게 나타나고 있다(Ryu *et al.*, 2011). 주파수의 경우 Fig. 2와 같이 발파에 의한 지반진동이 부재 충격에 의한 지반진동에 비해 다소 높은 주파수 대역을 보이는 것이 일반적이다(Dowding, 1996). 이러한 특성의 차이는 인접한 구조물에 미치는 영향에도 차이를 가져올 수 있을 것으로 예상되며 따라서, 향후 국내에서 요구되는 구조물의 충격진동에 대한 영향평가 및 기준 설정 등을 위해서는 조건에 따른 응답특성의 차이를 이해할 필요가 있다. 본 연구에서는 실제 측정된 지반진동파를 이용하여 몇 가지 형태의 구조물에 대하여 수치해석적 방법으로 시간-이력해석을 실시하고 구조물의 변위 이력, 속도 이력 등의 응답거동을 상호 비교하였다.

해석 방법 및 수치해석 모델

구조물의 동적 특성을 가장 잘 나타내는 방법은 직접적분법에 의한 시간-이력 해석방법이다. 시간-이력 해석 방법은 지진 진동이나 발파 진동과 같은 기록을 사용하여 하고 막대한 계산량이 요구되는 단점은 있으나 시간에 따른 지반운동의 변화를 알 때에 구조물의 거동을 알아낼 수 있는 가장 정확한 방법이다. 본 연구에서는 동적 해석을 위해 사용된 프로그램은 DRAIN-2D로서 2차원 구조물의 비선형 동적해석을 위하여 개발된 프로그램이다(Kannan and Powell, 1973, 1975). 해석 결과는 지반에 대한 상대변위 및 상대속도로 출력되므로 지반의 속도를 증첩한 절대속도로 환산하여 응답특성을 분석하였다. Step-by-step의 직접적분법을 사용한 시간-이력 해석 방법은 일반 교재에서 다루므로 생략한다. 계산 시간 간격은 0.01초~0.001초로 하였다.

구조물 모델

동적하중을 받는 구조물의 해석을 위해 대표적인 건물

로 4층 콘크리트 건물, 2층 주택, 12층 벽식 아파트를 선정하였다. 4층 콘크리트 건물은 가장 일반적인 근린시설의 하나로서 선정하였고, 주거공간인 2층 정도의 조적조 주택과 12층 아파트를 선정하여 모델링하였다. Fig. 3은 해석 대상 건물로서 문헌에서 발췌한 건물의 구조도와 4층 건축물 모델을 보여준다. 철근 콘크리트조로 된 지상 4층의 사무소로서 x방향 7스팬(31.5 m), y방향 2스팬(14.0 m)의 라멘 구조이다(Roh *et al.*, 1992). 구조도의 골조 중 단변 방향의 ⑥ 골조(frame)를 해석 대상으로 하였다. 해석의 모델과 부재 및 절점 번호는 그림에 표시된 바와 같다. 해석대상의 ⑥ 골조 중 한 모델은 Fig. 4와 같이 일반골조와 각층에 칸막이 조적벽이 채워진 골조(패널보강골조, In-filled frame panel)를 가정하였다. 부재의 단면성질 및 항복모멘트는 Table 1과 같다.

프로그램에서는 기하학적인 비선형과 재료비선형을 고려할 수 있지만 발파 진동에 의한 건물의 진동은 지진과 달리 탄성범위 내에서 거동하므로 기하학적인 비선형은 고려하지 않았다. 재료의 비선형도 내부 벽을 제외하고 탄성거동을 할 것으로 판단되므로 부재의 용력보다 절점의 변위 및 속도를 위주로 결과를 정리하였다. 각 층의 절점에서의 변위 및 속도를 시간에 따라 표시하고, 입력진동 및 건물의 형태에 따라 비교하기 위해 해석시간 동안 산정된 최댓값들을 이용하여 그림(envelope)으로 표현하였다.

Fig. 5(a)는 조적벽으로 된 2층 일반주택을 해석하기 위한 모델로서 각 층의 높이는 3.2 m, 벽의 폭이 6.0 m 인 조적벽을 가정하고 각층의 슬래브를 통하여 분담되는 고정하중과 적재하중의 1/4를 가정하고 질량으로 치환하였다. Fig. 5(b)의 12층 벽식 아파트의 해석모델의 경우 단변방향의 세대 간 콘크리트 벽이 주 구조체이므로 단변방향의 진동에 대하여 해석을 하였다. 각층의 질량은 아파트평면의 부담면적에 전체의 고정하중과 적재하

(a) Plan view of an example structure

(b) Four-story frame structure model

Fig. 3. Numerical example for structural analysis.

Fig. 4. Void frame and in-filled frame models.

Fig. 5. 12-story apartment building model and low-rise residential house model.

Table 1. Properties of structure elements

Element	Cross-section(cm)	A(cm ²)	Moment of inertia	Yield moment
column #1	35 × 45	1,575	266,000	1,029
column #2,3,4	35 × 45	1,575	266,000	1,029
column #5	40 × 45	1,800	300,000	1,280
column #6-12	35 × 40	1,400	190,000	890
beam	35 × 60	2,100	1,240,000	2,844

중의 1/4 만을 더하여 계산되었다. 콘크리트 벽은 내부 패널보강골조로 가정하였고 패널이 만나는 절점은 가상의 작은 보와 기둥을 연결하여 모델링 하였다.

입력 지반진동

지반 진동은 한 지점에서 세 방향으로 분해, 측정되며 입체적인 구조물은 세 방향의 진동의 중첩으로 영향을 받게 된다. 본 해석에서는 진동원 방향의 진동성분과 접선방향의 진동성분에 대한 응답특성을 분석하였다. 해석에 사용된 기본 파형은 발파시 현장에서 계측된 진동파형으로서 탁월주파수(zero crossing frequency)가 약 6.3 Hz인 발파원 방향의 진동파(KDL1)와 접선방향 진동파(KDT1)이다. KDL1 진동파는 0.45초에서 125 cm/s^2 의 최대가속도를 나타내고 있으며 대부분의 진폭은 50 cm/s^2 범위 안에 있다. Fig. 6(a)는 KDL1 파의 속도이력으로서 최대진동속도는 1.9 cm/s 이다. Fig. 6(b)는 KDT1 파의 속도이력으로서 최대진동속도는 2.3 cm/s 이며 최대가속도가 100 cm/s^2 를 보이고 있다. 주파수 특성의 영향을 평가하기 위하여 KDT1의 기본 파형을 변형시켜 탁월주파수(PF)가 31.3 Hz(KDT2) 및 62.5 Hz(KDT3)인 파형을 만들어 해석하였다.

결과 및 분석

주요 해석 결과를 요약하면 다음과 같다. Fig. 7은 KDL1 지반진동 파형에 의한 일반골조의 변위이력과 패널보강골조의 속도이력을 보여준다. 각 층의 변위는 건물의 기초(지반)에 대한 상대변위를 나타낸다. KDL1 진동은 0.45초에서 최대가속도 125 cm/s^2 의 가속도를 보이고 있으나, 해석골조는 3.8초에서 최대변위 -0.12 cm 의 변위가 생기는 것으로 나타났다. 최대가속도 점에 대한 골조의 진동은 옥상 층의 변위가 0.07 cm 로서 6초 동안의 최대 변위에 비해 적게 나타났다. 운동의 시작점에서 2.5초까지는 각층의 변위가 서로 다른 방향으로 운동하는 것을 볼 수 있다. 그 이유는 지반진동이 건물의 주기보다 짧으므로 고차모드(3차, 4차)의 중첩현상 때문인 것으로 판단된다. 2.5초부터 4초까지는 고차모드가 존재하지만 전체 운동이 1차 모드로 전이되며 최대 변위이력을 나타냈다. 4초 이후는 지반진동이 멈춘 후로 1차 모드에 의한 진동현상이 나타났다. 4초 이후의 1차 진동 모드로부터, 본 구조물의 주기는 0.72 초 인 것으로 나타났다. 패널보강골조의 응답을 보면, 내부 패널이 없는 변위-이력 곡선과 비교하여 진동 주기가 짧고 지반진동이

Fig. 6. Velocity histories of ground motion.

Fig. 7. Displacement histories of each floor subject to KDL1 ground motion.

멈춘 후에(4초 이후) 진동이 멎은 것을 볼 수 있다. 내부 패널이 없는 경우보다 골조의 강성이 커지므로 진동 주기가 작게 나타난다. 옥상 층의 변위와 비교하면, 발파진동의 최대가속도를 보인 0.45초 직후 0.58초에서 약 0.072 cm의 최대변위 응답을 볼 수 있다. 이러한 최대 변위는 내부패널이 없는 경우의 0.12 cm와 비교하여 매우 적은 것을 알 수 있다. 최대변위 이후의 변위는 발파진동의 감소와 함께 감소하고, 주기는 고차모드의 기여가 작아 주로 1차 모드에 의한 변위형태로 나타났다. 본 해석골조의 주기는 약 0.14초로 매우 강성이 큰 것을 알 수 있다.

Fig. 7(b)의 각 층의 속도이력을 보면, 옥상 층의 경우 0.5초에서 3.5 cm/s의 최대속도를 나타낸다. 운동속도 3.5 cm/s는 기초의 최대속도의 약 1.84배($3.5/1.9$)로서 옥상 층에서 최대속도를 보이며, 내부 패널이 없는 경우보다 반응속도가 크게 나타났다. 그러므로 내부패널이 있는 강성이 큰 구조물은 강성이 작은 일반골조보다 불

리한 것을 알 수 있다. 만약 지반진동의 진폭이 커질 경우, 조적벽인 내부 패널에 초기균열이 발생할 수 있다.

Fig. 8은 KDT1 지반진동파형에 의한 일반골조와 패널보강골조의 속도이력을 보여준다. KDT1 진동에 의한 일반골조 각 층의 속도 이력은 발파 후 4초까지 짧은 주기진동으로 인하여 고차모드의 영향이 큰 것으로 나타났다. 따라서 KDL1과의 진동해석과 달리 최대속도가 상층부보다 하층부에서 크게 나타났다. 최대속도는 3층부에서 1.3초 후에 2 cm/s로 나타났다. 본 지반진동에 의한 결과로부터 구조물은 진동원 방향에 접선방향으로 수평진동속도가 크게 나타남을 알 수 있으며, KDT1 진동의 속도가 지반에서 최대 2.3 cm/s이나 지상 층의 최대값은 2.0 cm/s로서 응답속도가 KDL1 진동과 유사하게 0.86배로 감소함을 보이고 있다. Fig. 8(b)의 패널보강골조의 응답거동을 보면, 옥상 층의 경우 0.75초에서 -4.7 cm/s의 최대속도를 나타낸다. 운동속도 4.75 cm/s는 기초의 최대속도의 2.5배($4.75/1.9$)로서 옥상 층에서 최대속도

(a) Void frame

(b) In-filled panel frame

Fig. 8. Velocity histories of each floor subject to KDT1 ground motion.

(a) Void frame

(b) In-filled panel frame

Fig. 9. Floor velocity envelopes for the four-story frames (Input waveform: KDL1, KDT1).

를 보이며, 이러한 주기가 짧은 구조물이 있을 경우는 설계 시 주의해야 함을 의미한다.

내부패널이 있는 강성이 큰 구조물은 강성이 작은 일반골조보다 특히 불리하여 응답속도가 지반 진동속도의 수 배에 해당하므로, 이러한 반응결과를 고려한 설계를 할 필요가 있다. 또한, 만약 발파진동의 진폭이 커질 경우 응답속도와 응답변위의 증가로 인하여 조적벽인 내부패널에 초기균열이 발생할 염려도 있다.

Fig. 9는 4층 일반골조 및 패널보강골조에 대한 각 층의 속도 envelope를 나타낸다. 속도 envelope는 6초의 해석시간 동안 가장 크게 나타나는 속도를 선택하여 나타낸 것이다. 따라서 각 층의 최대속도가 발생하는 시간은 다른 경우가 많다. 일반골조의 속도 envelope을 보면 KDL1, KDT1 진동에 대하여 1층 지반에서 보다 상층부로 갈수록 속도가 증가함을 알 수 있다. 일반골조는 지반의 진동주기보다 고유주기가 커서 응답속도가 작게 나타나고, 패널보강골조는 고유주기와 지반의 진동주기와 유사하므로 응답속도가 증가한다. 따라서 KDL1, KDT1과

유사한 지반진동에 대하여는 패널보강골조가 불리하다고 할 수 있다.

주파수 영향

주파수 특성의 영향을 보기 위하여 탁월주파수 대역이 32.3 Hz(KDT2 지반진동) 및 62.5 Hz(KDT3 지반진동)인 파형에 대하여 해석을 실시하였다. 일반골조 및 패널보강골조의 KDT2 및 KDT3 진동에 대한 각 층의 속도 이력 계산결과는 Fig. 10 및 Fig. 11과 같다. KDT2 지반진동에 대해 일반골조의 층 응답은 2층에서 11.9 cm/s(약 5.1배 증폭)의 최대속도를 나타내고 있으며, KDT3 지반진동에 대해서는 옥상 층에서 1.78 cm/s의 최대속도를 나타내고 있다. 패널보강골조의 층 응답은 KDT2 지반진동에 대해서는 옥상 층에서 20.3 cm/s(약 8.6배 증폭)의 최대속도를 나타내고 있으며, KDT3 지반진동에 대해서는 3층에서 1.7 cm/s의 최대속도를 나타내고 있다.

주요 결과를 종합하면 Table 2와 같다.

(a) Void frame

(b) In-filled panel frame

Fig. 10. Velocity histories of each floor subject to KDT2 ground motion (PF=32.3 Hz).

(a) Void frame

(b) In-filled panel frame

Fig. 11. Velocity histories of each floor subject to KDT3 ground motion (PF=62.5 Hz).

저층 주택 및 고층 아파트 해석 결과

KDL1과 KDT1 진동과 입력을 하여 주택모델을 동적 해석한 결과, KDT1에 대한 응답이 대체적으로 크게 나왔다. Fig. 12는 주택모델과 아파트모델의 속도이력을 나타낸다. 주택모델의 경우 지붕의 변위가 최대 0.08cm이고 2층은 0.03cm로 나타났다. 속도이력에서 지붕의 최대응답속도는 0.95초에서 3.0 cm/s로서 지반의 최대 속도 2.3 cm/s보다 1.3배 증가하였다. 주택의 경우도 짧은 고유주기로 인하여 응답속도가 증가하는 것을 알 수 있다. Fig. 12(b)의 아파트모델의 5층, 8층과 지붕 층에 대한 속도이력을 보면, 최대속도는 0.8초에 8층에서 0.8 cm/s로 나타났다. 다른 층의 속도는 표시되지 않았지만 비슷한 경향을 보였으며, 옥상 층의 경우 변위는 8층보다 크지만 속도는 오히려 작게 나타났다. 최대 응답속도 0.8 cm/s는 KDT1의 최대속도 2.3 cm/s의 0.35배에 해당하는 값으로서 건물의 고유주기가 길어짐에 따라 응답속도가 줄어드는 것을 알 수 있다.

결 론

충격진동에 대한 구조물의 동적거동 특성을 파악하기

위하여 철근콘크리트 건물, 주택 및 고층아파트를 대상으로 모델링을 하고, 현장에서 계측된 발파진동 파형을 이용하여 수치해석적으로 분석하였다. 각 건물 형태에 대한 6초 동안의 시간 이력 해석결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 패널이 보강되지 않은 4층 일반골조의 경우 탁월주파수(ZC frequency) 10 Hz 이하의 지반진동에 대한 각 층의 최대속도는 0.6~0.9배까지 감소하는 것으로 나타났다. 패널이 보강되지 않은 일반골조의 경우 탁월주파수 62.5 Hz의 지반진동에 대한 각 층의 최대속도도 감소하는 경향을 보였다.
2. 패널보강골조의 경우 탁월주파수 62.5 Hz의 지반진동에 대한 각 층의 최대속도는 감소하는 경향을 보이나, 10 Hz 이하의 지반진동에 대한 각 층의 최대속도는 1.1~2배까지 증폭되는 것으로 나타났다. 탁월주파수 31.3 Hz의 지반진동에 대해서는 일반 및 패널보강 골조 모두 증폭되었으며, 패널보강골조의 상부 층은 지반진동속도의 8배 이상 증폭되는 결과를 보였다.
3. 주택과 같이 낮고 강성이 큰 조적벽으로 된 구조물은 각 층의 응답 속도가 증가하고, 고층 아파트와 같이

(a) Velocity history of residential house model

(b) Velocity history of apartment building model

Fig. 12. Structural response of high-rise and low-rise structure model (Input waveform: KDT1).

Table 2. Summary of results

Principal frequency (Hz)	Structure type	Maximum floor velocity, cm/s (amplification ratio)			
		2nd floor	3rd floor	4th floor	roof
62.5	In-filled Panel frame	1.52 (0.65)	1.19 (0.51)	1.7 (0.72)	1.54 (0.66)
62.5	Void frame	1.7 (0.72)	1.7 (0.72)	1.7 (0.72)	1.78 (0.76)
31.3	In-filled Panel frame	3.1 (1.32)	7.76 (3.3)	13.7 (5.83)	20.3 (8.64)
31.3	Void frame	11.9 (5.06)	11.2 (4.77)	9.17 (3.9)	9.17 (3.9)
6.25	In-filled Panel frame	2.65 (1.13)	3.23 (1.37)	3.86 (1.64)	4.76 (2.03)
6.25	Void frame	1.89 (0.9)	1.99 (0.85)	1.39 (0.59)	1.56 (1.34)

강성이 낮고 주기가 긴 구조물은 응답속도가 감소하는 것으로 나타났다.

4. 해석대상 구조물의 응답은 약 30 Hz 주파수대역에서 지반진동의 최대 8.6배까지 증폭을 보이고 있으며, 따라서 낙하충격에 의한 지반진동은 발파진동과 유사한 세기라 할지라도 더 나쁜 영향을 줄 수 있음을 의미한다.
5. 또한, 구조형태에 따라 상부 층의 응답이 증폭될 수 있음을 고려하여 계측 지침을 수립할 필요가 있음을 보여준다.

사 사

본 연구는 한국지질자원연구원의 주요사업인 ‘지하암 반내 열에너지 저장을 위한 핵심기술 개발’의 일환으로 수행되었습니다.

References

- DIN 4150 Teil 3. 1986, *Ersch Ätterungen im Bauwesen - Einwirkungen auf Bauliche Anlagen*
- Dowding, C.H., 1996, *Construction Vibrations*, Prentice Hall, p. 610.
- Huh, W.H., Yang, K.J. and Kang, D.W., 2012, “Study on the Blast and Impact-induced Vibrations of the Tall Building by Model Experiment,” *Proceedings of the 99th Symposium of the Korean Society of Mineral and Energy Resources Engineers*, pp. 251.
- Kannan, A.E. and Powell, G.H., 1973, *DRAIN-2D A General Purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures*, Report No. EERC and 73-22, University of California, Berkeley.
- Kannan, A.E. and Powell, G.H., 1975, *DRAIN-2D*, Earthquake Engineering Research Center, U of California, Berkeley, p. 101.
- Park, H.T., Choe, B.C., Kim, H.J., Lee, C.K., Joo, S.H. and Cho, H.C., 1996, *Study on the Demolition Methods of Structure(I)*, Korea National Housing Corporation.
- Roh, H.I., Bu, C.R. and Kim, H.S., 1992, *Reinforced Concrete Design*, Industrial Book Publication Corp.
- Ryu, C.H., 2005a, “Analysis of Regulations and Standards on Blast Vibration and Suggestions,” *Proceedings of the 3rd HanHwa Symposium on Blast Techniques*, pp. 3-12.
- Ryu, C.H., 2005b, “Review of Safety Level of Blast Vibration for Structures,” *Explosives and Blasting*, Korean Society of Explosives and Blasting Engineering, Vol. 23, No. 3, pp. 1-10.
- Ryu, C.H., Sunwoo, C., Chung, S.K., Lee, H.J., Hong, K.P., Lee, J.L., Park, Y.J. and Synn, J.H., 1993, *Development of Controlled Blasting Techniques for Structure Demolition(I)*, Report KR-93(T)-26, Ministry of Science and Technology, p. 258.
- Ryu, C.H., Choi, B.H. and Kim, Y.K., 2002, “Development of Protection Techniques for Explosive Demolition of RC Pillar,” *Explosives and Blasting*, Korean Society of Explosives and Blasting Engineering, Vol. 20, No. 4, pp. 17-28.
- Ryu, C.H., Choi, B.H. and Kim, H.J., 2010, “Failure Behavior of RC Pillar Under Blast Loading and Protection Technique,” *Proceedings of The 5th International Conference on Explosives and Blasting*, The Japan-China-Korea Technical Committee of Explosives and Blasting, Sapporo, Japan, pp. 7-11.
- Ryu, C.H., Choi, B.H., Jung, J.W. and Kim, H.J., 2011, “Characteristics of Impact-induced Ground Vibration and Predictive Method,” *3rd Asian Pacific Sympo. on Blasting Techniques*, Xiamen, China, pp. 403-407.
- Siskind, D.E., Stagg, M.S., Kopp, J.W. and Dowding, C.H., 1980, *Structure Response and Damage Produced by Ground Vibration from Surface Mine Blasting*, USBM RI 8507, p. 111.

류 창 하

현재 한국지질자원연구원 지구환경연구본부 책임연구원
(本學會誌 第49卷 第3号 參照)

장 형 수

2010년 충북대학교 자연과학대학 지구
환경과학과 이학사
2012년 충북대학교 대학원 이학석사

현재 한국지질자원연구원 지구환경연구본부 석사 후 연수자
(E-mail; engeo85@kigam.re.kr)

최 병 희

1988년 서울대학교 공과대학 자원공학과 공학사
2002년 전남대학교 대학원 자원공학과 공학석사
2005년 전남대학교 대학원 지구시스템 공학과 공학박사

현재 한국지질자원연구원 지구환경연구본부 책임연구원
(E-mail; bhchoi@kigam.re.kr)