

터널 굴착 발파하중 시간이력 생성

안재광¹ · 박두희^{2*} · 신영완³ · 박인준⁴

¹정회원, 한양대학교 건설환경공학과 박사과정

²정회원, 한양대학교 건설환경공학과 부교수

³정회원, 하경엔지니어링 사장

⁴정회원, 한서대학교 토목공학과 교수

Generation of blast load time series under tunnelling

Jae-Kwang Ahn¹, Duhee Park^{2*}, Young-Wan Shin³, Inn-Joon Park⁴

¹Department of Civil and Environmental Engineering, Hanyang University, Graduate Student

²Department of Civil and Environmental Engineering, Hanyang University, Associate Professor

³Hakyong Engineering, President

⁴Department of Civil Engineering, Hanseo University, Professor

ABSTRACT: It is necessary to perform a dynamic analysis to numerically evaluate the effect of blasting on nearby facilities. The blast load time history, which cannot be directly measured, is most often determined from empirical equation. The load has to be adjusted to account for various factors influencing the load and the frequency, but there is not a clear guideline on how to adjust the load. In this study, a series of 2D dynamic numerical analyses that simulates a closely monitored test blasting is performed, from which the blast load that matches the measured vibrations are derived. In the analyses, it is assumed that the hole generated by the blasting is in the form of a circle, and the load was applied normally to the wall of the opening. Special attention was given in selecting the damping ratio for the ground, since it has important influence on the wave propagation and attenuation characteristics of the blast induce waves. The damping ratio was selected such that it matches favorably with the attenuation curve of the measurement. The analyses demonstrate that the empirical blast load widely used in practice highly overestimates the vibration since it does not account for the energy loss due to rock fragmentation. If the empirical load is used without proper adjustment, the numerical analysis may seriously overestimate the predicted vibration, and thus has to be reduced in the analysis.

Keywords: Blast vibration, Detonation pressure, Fracture zone, Attenuation, Numerical analysis

초 록: 발파가 인근 시설물에 미치는 영향을 수치적으로 규명하기 위해서는 발파하중 시간이력을 적용한 동적 해석을 수행해야 한다. 발파하중은 실측하기 어렵기에 다양한 참고문헌에서 제시된 경험적 시간이력이 일반적으로 사용된다. 경험적 폭굉압과 시간이력은 다양한 환경변수를 고려하여 보정해야 하지만 이에 대한 가이드라인이 명확하게 제시되지 않아 해석에 어려움이 있다. 본 연구에서는 시험발파를 모사하는 2차원 동적 수치해석을 수행하여 계측기록과 상응하는 경험적 발파하중 시간이력을 도출하였다. 발파로 인한 파쇄영역은 원형으로 가정하여 모델링 하였으며 발파하중을 경계벽에 수직방향으로 재하하였다. 특히, 해석 결과에 지반의 감쇠비는 큰 영향을 미칠 수 있으므로 이를 정확하게 산정해야 한다. 시험적으로 계산된 감쇠식의 기술기는 발파하중의 크기에는 영향을 받지 않으며 하중의 주파수와 지반의 감쇠비에 의해서만 결정되므로 지반 감쇠비는 발파 감쇠식에 상응하도록 결정하였다. 해석 결과, 발파하중은 암반의 파쇄에 소요되는 에너지 손실을 고려하지 않으므로 이를 보정없이 적용할 경우 발파로 인하여 유발되는 진동을 크게 과대예측하므로 이를 감소시켜야 하는 것으로 나타났다.

주요어: 발파하중, 폭굉압, 시간이력, 감쇠비, 수치해석

*Corresponding author: Duhee Park

E-mail: dpark@hanyang.ac.kr

Received January 6, 2014; Revised January 16, 2014;

Accepted January 22, 2014

Copyright ©2014, Korean Tunnelling and Underground Space Association

This is an Open Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0/>) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

1. 서론

발파에 의한 주변 시설물의 안정성 영향 평가를 수행하기 위해서 동적 수치해석을 수행해야 한다. 발파에 대한 수치해석을 수행하기 위해서는 발파하중을 정확하게 산정해야 하며 하중은 발파 조건, 화약종류 및 장약량, 암반 특성 등의 영향이 고려되어야 한다. 하지만 이를 모두 고려하여 하중을 산정하는 것은 매우 어렵다. 특히, 터널 굴착시 발생하는 발파하중을 해석에서 적용하기 위해서는 한 조로 발파되는 발파공의 파쇄영역을 고려한 예상발파면에서의 발파하중을 산정해야 하므로 불확실성이 추가된다.

발파로 인한 지반진동 수치해석에 관한 다양한 연구가 진행되고 있다. Lee et al. (2004)는 발파공에 경험적 발파하중을 적용하여 암반의 손상영역을 계산하였으며 발파공을 모사하기 위해서 작은 요소(최대 요소 크기 = 5 cm)를 사용하였다. 이와 같이 각각의 발파공을 개별적으로 모델링하는 해석에서는 발파공 주변의 정밀한 모사는 가능하지만 해석영역의 제한으로 발파로 유발된 진동의 전파 특성과 주변 시설물의 영향을 평가할 수 없다. Choi et al. (2004)는 시험발파 계측결과로부터 발파진동 추정식을 구하였으며 1개의 지점에서 계측된 기록을 추정식으로부터 이격거리 2 m에서의 최대진동속도에 상응하도록 조절한 후, 이를 발파하중으로 적용하여 2차원 평면변형률 동적 해석을 수행하였다. 이격거리 2 m에서의 최대진동속도로 조절한 이유는 한 조의 발파로 생성되는 예상굴착면이 2 m인 원이라고 가정하였기 때문이며 발파하중은 원의 벽면에 수직인 방향으로 재하하였다. 해석 결과, 추정식에 비하여 진동을 과대예측하는 것으로 나타났으며 지반의 감쇠비를 15%까지 적용하였을 경우 계측된 기록과 유사한 결과를 얻었다. 하지만 지반의 감쇠비로 15%를 적용한 것은 적절하지 않으며 이는 추정식으로 발파하중을 조절할 경우, 발파하중을 크게 과대예측한다.

Jeon et al. (2007)은 발파진동이 인접한 터널의

콘크리트 라이닝과 록볼트에 미치는 영향을 평가하기 위하여 일련의 2차원 평면변형률 동적 유한차분해석을 수행하였다. 발파하중으로는 Hino (1959)의 식을 적용하였으며 National Highway Institute (Konya and Walter, 1991)에서 제시된 디커플링의 보정식을 사용하였다. 논문에는 가정된 발파면에 대한 설명이 기록되지 않아 본 논문과 비교가 가능하지 않다. Shin et al. (2011)은 발파가 인접한 터널에 미치는 영향을 평가하였다. 이 연구에서 발파는 지표면(자유면)에 위치한다고 가정하였으며 발파하중은 선하중으로 적용하였다.

기존의 연구 검토 결과, 터널 굴착을 위해서 지반 내부에서 발파하는 경우에 대한 해석 사례가 제한적이며 이를 모사하고자 발파면을 원으로 가정한 연구에서는 지반의 감쇠비를 비현실적으로 크게 적용하였으므로 문제가 있는 것으로 분석되었다. 본 연구에서는 현실적인 지반 감쇠비를 적용하고 수치적으로 발생하는 감쇠를 최소화하는 수치해석을 수행하여 정확하게 발파하중 시간이력을 생성하였으며 이의 전파 특성을 분석하였다. 생성된 시간이력의 적절성은 계측된 시험발파 기록과의 비교를 통하여 검증하였다.

2. 발파진동 추정식

발파진동은 폭원으로부터 멀어질수록 복사 감쇠(radiation damping)와 재료 감쇠가 발생하여 크기가 감소한다. 국내외에서는 아래와 같은 경험식을 통하여 발파시 발생하는 최대진동을 산정한다.

$$PPV = K \left(\frac{R}{W^b} \right)^n \quad (1)$$

여기서 PPV 는 최대발파진동속도(cm/s), R 은 폭원로부터의 이격거리(m), W 는 지발당 장약량(kg), b 는 1/2 또는 1/3이다. 이때 R/W^b 를 환산거리(Scaled distance, SD)라 하며, 일반적으로 근거리에서는 삼승

근($b=1/3$), 원거리에서는 자승근($b=1/2$)이 적절한 것으로 알려져 있다(Jeon et al., 2007). K 와 n 은 각각 발파진동 추정식의 절편과 기울기이다. 이때 K , n 은 지반과 발파조건에 따라 결정되며 동일한 현장조건 일지라도 발파조건에 따라 차이를 보이는 것으로 알려져 있다. 터널발파(지발발파)의 경우 시추공발파(순발발파)보다 고주파수의 진동이 우세하며 이격거리에 따른 감쇠가 상대적으로 작게 발생하는 것으로 알려져 있다(Yang et al., 2003).

3. 경험적 발파하중

수치해석에서 발파하중은 발파원에 수직방향의 압력으로 적용된다. 발파하중은 화약의 제원과 장약량에 따라 다르며 다양한 경험식이 제시되었다. 국내에서 가장 널리 사용되는 경험식은 미국 National Highway Institute 에서 제시된 아래의 식이다(Konya and Walter, 1991).

$$P = \frac{4.18 \times 10^{-7} \cdot C_s^2 \cdot \rho}{1 + 0.8 \cdot \rho} \quad (2)$$

여기서 C_s 는 화약의 폭발속도(ft/sec), ρ 는 화약비중(g/cm^3), P 는 폭굉압(kbar)이다. 이 식은 폭약 1 kg당 최대 폭발하중을 나타낸다.

동적해석을 수행하기 위해서는 발파로 인하여 발생하는 진동의 시간이력을 생성해야 한다. 발파하중 시간이력으로는 지수함수 형태로 Starfield and Pugliese (1968)의 이력곡선이 가장 널리 사용되고 있으며 이는 다음과 같다.

$$P(t) = 4P \left\{ \exp\left(\frac{-Bt}{\sqrt{2}}\right) - \exp(-\sqrt{2}Bt) \right\} \quad (3)$$

여기서 $P(t)$ 는 t 시간에 따른 압력, B 는 하중상수로 16,338이다. 이 함수의 최대 압력 도달 시간은 0.06 μsec 이다.

단일공의 최대 발파하중은 폭약 장전방법과 전색 적용 여부에 따라 보정 할 수 있다. 밀장전(Full charge)일 경우에는 발파공에 폭약으로 채우며 폭발시 폭굉압이 발파공벽에 그대로 전달된다. 디커플링(Decoupling)은 발파공과 폭약사이에 공간을 형성하여 폭발시 충격력을 감소시키며 발파진동을 억제한다. 이 방법은 터널 굴착시 굴착선 제어발파에 사용된다. 전색(Stemming, Tamping)은 발파효율 증대의 목적으로 사용되며 공벽면과 화약 사이에 전색재를 충전하는 것으로 충전재에 의해 충격파가 감소하지만 폭발가스의 유효시간이 연장되어 파쇄영역에 보다 많은 균열을 형성한다. National Highway Institute에서 제시된 디커플링과 전색에 대한 보정은 각각 아래와 같다(Konya and Walter, 1991).

$$P_d = \left(\frac{d_e}{d_h}\right)^3 P \quad (4)$$

$$P_d = \frac{2\rho V_c}{\rho_c V_c + \rho C_s} P \quad (5)$$

여기서 d_e 는 화약직경(mm), d_h 는 천공경(mm), ρ_c 는 전색재 밀도(모래=1.7 g/cm^3), V_c 는 전색재의 전파속도이다.

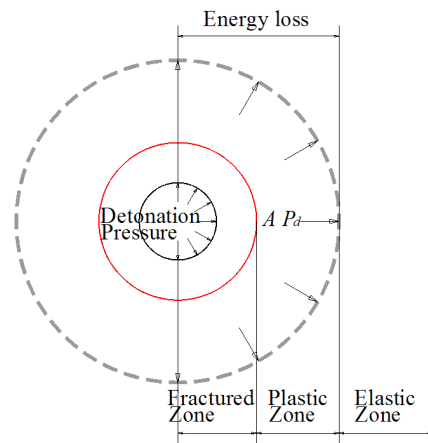


Fig. 1. Zones generated under blasting (Shin et al., 2011)

발파시 폭굉압은 파쇄 및 균열을 발생시키고 남은 일부 에너지만이 파쇄영역 경계에서 진동으로 전파된다. 즉 소성변형이 발생하지 않는 탄성영역에 작용하는 하중은 실제 폭굉압보다 작으며 이에 대한 보정이 필요하다(Fig. 1).

Liu and Tidman (1995)은 실험을 통해 이격거리에 따른 압력감쇠의 반경험식을 제시하였으며 제안된 식은 아래와 같다.

$$P' = P_d \cdot \left(\frac{R}{R_0} \right)^\alpha, \quad \alpha = -1.54(C_r/C_s)^{-0.33} \quad (6)$$

여기서 P' 는 파쇄영역의 폭굉압(kbar), R_0 는 공벽면의 반경, R 은 이격거리, C_r 은 암반의 P 파 속도이다. Liu and Tidman (1995)의 반경험식은 밀장전 상태에서 제안된 감쇠식이며 이는 파쇄영역의 영향이 고려된 경험식이다. 파쇄영역에 대한 보정은 앞서 기술한 디커플링이나 전색효과에 비하여 매우 영향이 크다.

National Highway Institute의 경험식은 장약량이

1 kg일 때의 하중이므로 실제 발파하중 계산시 총 장약량을 곱하고 위의 보정식들을 조합해서 사용해야 한다. 하지만 여기서 유의해야 할 점은 National Highway Institute식과 보정식들은 1개의 발파공에 작용하는 하중이다. 위의 식들은 다수의 발파공에 설치된 화약이 시간차를 가지고 지연 발파되는 대상에는 적용될 수 없다. 실제 다수의 발파공을 개별적으로 모사하는 것은 발파주변 영역만을 모사하는 소규모 해석영역의 수치해석에서는 가능하지만 주변 구조물 - 사면 등의 영향을 고려하는 상대적으로 해석영역이 큰 경우에는 가능하지 않다. 또한, 사실적으로 발파를 모사하기 위해서는 3차원 해석을 수행해야 하는데 이는 큰 연산시간이 소요되므로 수행하기 쉽지 않다.

4. 현장시험발파

수치해석 결과와 비교하기 위하여 터널 내부에서 계측된 시험발파 기록을 사용하였다. 폭약의 설치 심도는 4 m이며 암반은 1등급으로 분류되었다. 적용된

Table 1. Record of test blasting

| No. | Receiver No. | Distance (m) | PPV (mm/s) | No. | Receiver No. | Distance (m) | PPV (mm/s) |
|-----|--------------|--------------|------------|-----|--------------|--------------|------------|
| 1 | 1 | 170 | 4.673 | 4 | 3 | 150 | 6.852 |
| | 2 | 200 | 3.985 | | 4 | 250 | 2.067 |
| | 3 | 230 | 3.104 | 5 | 1 | 80 | 14.661 |
| | 4 | 450 | 0.878 | | 2 | 110 | 6.861 |
| 2 | 1 | 180 | 4.468 | 6 | 3 | 150 | 6.465 |
| | 2 | 200 | 3.855 | | 1 | 80 | 16.46 |
| | 3 | 230 | 2.867 | 2 | 100 | 9.654 | |
| | 4 | 300 | 1.758 | 7 | 1 | 80 | 14.798 |
| 3 | 1 | 150 | 5.049 | | 2 | 90 | 14.27 |
| | 2 | 180 | 4.111 | 3 | 100 | 12.355 | |
| | 3 | 200 | 3.27 | 8 | 1 | 100 | 12.794 |
| | 4 | 250 | 2.571 | | 2 | 200 | 3.231 |
| | 5 | 300 | 1.949 | | 3 | 300 | 1.713 |
| 4 | 1 | 70 | 21.34 | 9 | 1 | 140 | 5.776 |
| | 2 | 100 | 9.616 | | 2 | 150 | 5.701 |

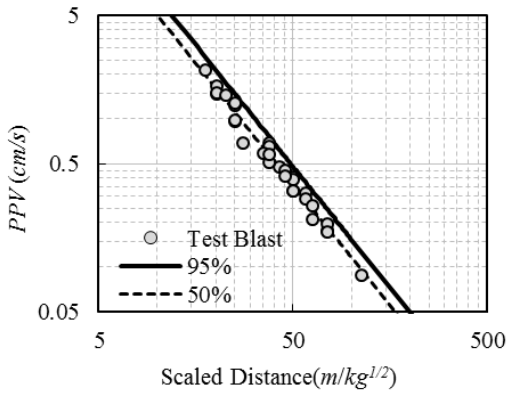


Fig. 2. Test blast result

지발당 장약량을 15.57 kg/delay이며 사용된 폭약은 ‘New Super Emulsion 100’으로 폭발속도는 6,000 m/s, 폭약밀도는 1.20~1.24 g/cm³ 이다. 수신기의 위치를 달리하여 총 9회 시험발파를 수행하였으며 계측된 진동속도의 결과는 Table 1에 나타났다. 시험 발파 결과 50%, 95%의 신뢰도 발파진동 추정식은 식과 같으며 이는 Fig. 2에 도시하였다.

$$PPV = 218.62 \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{-1.638} \quad (Mean) \quad (7)$$

$$PPV = 289.42 \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{-1.638} \quad (95\%)$$

5. 수치해석

본 연구에서는 2차원 동적해석을 수행하였으며 해석결과는 다음 절에서 현장 시험발파 결과와 비교하였다. 해석에는 평면변형률 조건을 적용하였으며 상용 유한차분해석 프로그램 FLAC^{2D} (Itasca Consulting Group, 2008)를 사용하였다. 해석영역은 넓이 400 m, 높이 50 m이며 발파 위치는 현장발파와 동일하게 지표면으로부터 4 m 하부이다. 발파로 인한 파쇄영역은 원으로 가정하였으며 입력하중은 경계면에 수직인 방향으로 재하하였다. 발파지점이 아닌 파쇄영역에서

의 크기에서 하중을 재하하는 이유는 발파로 인한 주변 암반의 소성영역 발생을 고려하여 순수히 진동 에너지만 전달되는 탄성구간만을 모사하기 위해서이다. 이때 파쇄영역의 반경을 크게 적용할 경우 굴착 후 응력변화로 발생하는 거동이 발파진동결과에 영향을 주므로 파쇄영역은 작게 모델링하는 것이 적절하다. 하지만 파쇄영역의 크기를 요소크기 이하로 적용할 경우 모델링의 어려움을 주기에 본 연구에서는 반경을 1 m로 가정하였다. 파쇄영역을 원으로 모사하는 것은 일정 지연시간을 두고 다단 발파되는 실제와 상이하지만 이를 모사하는 것은 본 연구에서 사용한 해석영역에서는 가능하지 않으며 이를 모사한다고 하여도 발파공별 파쇄영역의 크기와 형상을 예측하기 어렵기에 실제 파쇄영역을 원으로 단순화하였으며 크기도 가정하였음을 밝혀둔다. 파쇄영역을 원으로 모델링함으로써 방사방향으로 전파되는 발파 진동을 모사할 수 있다.

발파시 모든 방향으로 전파되는 진동은 다양한 경로를 통하여 전파되며 경로 별로 증폭/감폭 특성이 상이하며 이는 나아가 최종 결과에 영향을 미칠 수 있다. 발파를 점하중으로 모사하는 기존의 연구는 방사방향으로 전파되는 진동을 모사하기에는 적절하지 않다. 대상구간은 굴착 중인 터널공사현장으로 연암층을 통과하는 지점에서 시험발파를 수행하였다. 해석시 암반은 탄성모델을 사용하였으며 단위중량은 26 kN/m³, 프아송비는 0.25, 전단파속도는 2,000 m/s를 적용하였다. 요소의 크기(Δl)는 지진파 전파를 정확하게 모사할 수 있도록 Kuhlemeyer and Lysmer (1973)가 제안한 최대 크기보다 작게 적용하였다.

$$\Delta l \leq \frac{V_p}{10f} \quad (8)$$

여기서 V_p 는 압축파 속도이며 f 는 입력하중의 최대주파수이다. 본 연구에서 고려된 하중의 최대 주파수는 860 Hz로 요구되는 최대 요소 크기는 0.4 m이며 이를 해석 격자망에 사용하였다. 해석시 시간간격(Δt)은

Zerwer et al. (2002)이 제시한 시간적 Nyquist 한계($\Delta t < 1/2f_{max}$)를 만족해야 할 뿐만 아니라 공간적 Nyquist 한계도 만족하는 범위를 적용해야 한다. 공간적 Nyquist 한계는 요소 크기(Δl)와 압축파 속도(V_p)를 고려하여 결정하며 식과 같다(Villiappan and Murti, 1984).

$$\frac{\Delta l}{10 \cdot V_p} \leq \Delta t \leq \frac{\Delta l}{V_p} \quad (9)$$

따라서 본 연구에서는 파쇄영역의 모델링에 따라 적용된 최소 요소 크기 0.2 m를 고려하여 공간 및 시간적 Nyquist 한계를 모두 만족하는 시간간격 1.0e-5s를 설정하였다. 하부 및 측정 경계조건으로는 하부 및 측면 경계조건으로는 Lysmer and Kuhlemeyer (1969)가 제안한 점성댐퍼를 적용하여 발파진동이 반사되지 않고 흡수 하도록 하였다(Fig. 3).

시간영역에서 수행되는 동적 해석에서의 지반의 저변행렬 감쇠는 다음과 같은 Rayleigh 공식으로 모델링 한다.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (10)$$

여기서 $[C]$ = 감쇠행렬, $[M]$ = 질량행렬, $[K]$ = 강성행렬이며 α 와 β 는 식 (11)과 같이 계산되는 변수이다.

$$\alpha = 4\pi\xi \frac{f_m f_n}{f_m + f_n} \quad (11)$$

$$\beta = \frac{\xi}{\pi} \frac{1}{f_m + f_n}$$

여기서 ξ 는 감쇠비, f_m 과 f_n 은 Rayleigh 공식의 주파수 의존성을 결정하는 주파수이다. FLAC^{2D} (Itasca Consulting Group, 2008)에서는 ξ_{min} 과 f_{min} 을 입력하며 아래와 같다.

$$\xi_{min} = (\alpha \cdot \beta)^{1/2} \quad (12)$$

$$f_{min} = \frac{(\alpha / \beta)^{1/2}}{2\pi}$$

실제 지반의 감쇠는 진동 주파수의 영향을 받지 않으나 시간영역에서 수행되는 비선형 해석에서의 감쇠행렬은 감쇠가 주파수의 영향을 크게 받는다. 이에 Rayleigh 공식은 진동 주파수의 영향을 받으므로 진동 주파수의 영향을 최소화하는 f_m 과 f_n 조합을 결정해야 한다(Park et al., 2013). Rayleigh 감쇠식은 f_n 과 f_m 에서만 목표 감쇠비와 일치하며 f 가 f_m 보다 크고 f_n 보다 작은 범위($f_m < f < f_n$)에서는 과소예측, 이외의 주파수구간($f_m > f$, $f_n < f$)에서는 과대예측하게 된다. 발파하중이 임반층을 통과하는 동안 주파

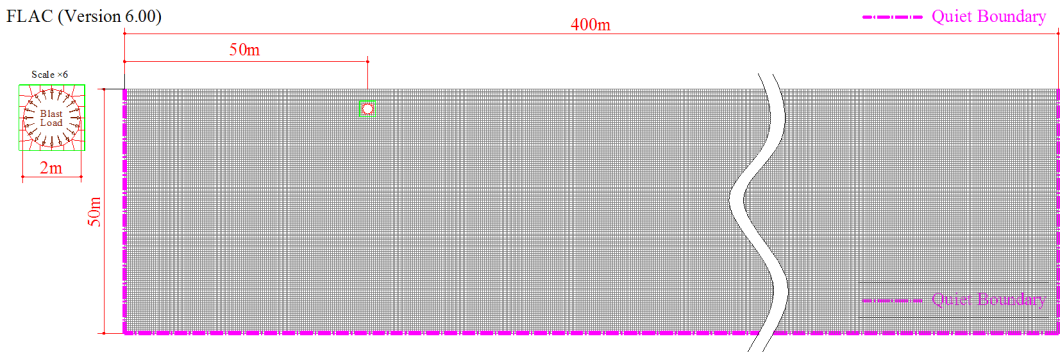


Fig. 3. Computational model of blasting

수는 크게 변화하지 않으며 토층을 통과하면서 감소하게 된다. 발파하중의 탁월주파수에서 수치적으로 큰 감쇠가 발생하지 않도록 하기위해서 f_n 은 발파하중의 탁월주파수를 적용하였다. 발파하중 주파수가 크게 변하지 않는다면 해석결과는 f_m 값에 영향을 받지 않는다. $f_m = 1/3 \cdot f_n$ 을 적용함으로써 탁월주파수가 수치적 감쇠에 크게 증가하지 않도록 설정하였다.

해석 수행시, 발파하중 이력곡선과 감쇠비를 변경하면서 해석을 수행하였으며 이에 대한 자세한 내용은 다음 절에 기술하였다. 적용된 최대하중의 기본값은 National Highway Institute식으로 계산하였으며 장약량 15.57 kg/delay을 적용하였을 경우 발파하중은 158.8 GPa 이다. 발파하중은 Liu and Tidman (1995)의 식으로 보정하였으며 이때 적용된 발파공의 반지름 (R_0)은 22.5 mm, 이격거리(R)는 파쇄영역의 크기인 반지름 1 m를 적용하였으며 이와 같이 보정된 최대발파하중은 91.8 MPa이다. 보정된 하중은 National Highway Institute식으로 계산된 하중의 대략 0.1%에 불과하다. 계산된 진동 시간이력은 지표면에서 10 -20 m 간격으로 추출하였다.

6. 해석결과

본 절에서는 본 절에서는 해석 결과를 분석하였다. 앞에서 설명한 바와 같이 나머지 조건을 동일하게 적용하되 최대발파하중, 지속시간 그리고 지반 감쇠비를 달리하여 해석을 수행하였으며 해석결과와 계측된 PPV 를 비교하였다.

6.1 하중지속시간의 영향

Fig. 4는 지속시간에 따른 시간이력 하중곡선을 도시하였다. 지속시간은 식 (3)의 변수 B 를 통해서 조절하였다(Table 2). 지속시간이 증가할수록 지반에 유발되는 진동의 주파수는 감소하며 주기는 길어진다. 지속시간을 대략 $1/2$ 주기라고 본다면 지속시간 0.0006s, 0.001s, 0.005s의 등가주파수는 각각 830 Hz, 500 Hz, 100 Hz이며 지반의 감쇠비 1%를 적용할 경우 Rayleigh 계수 α 와 β 는 Table 3에 나타났다.

Fig. 5는 하중지속시간별 해석 결과를 도시하였으며 단순회귀분석을 통해 발파진동 추정식의 상수 K 와 n 을 계산하여 Table 4에 나타났다. 하중지속시간에

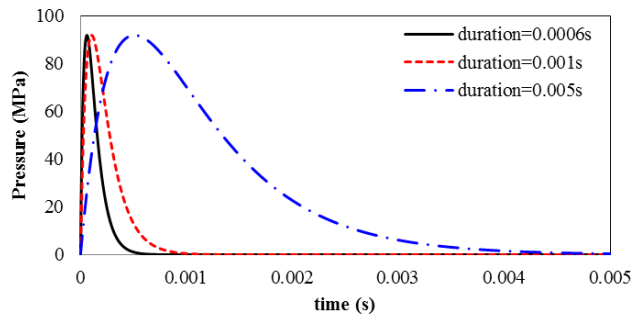


Fig. 4. Time series of blast loading

Table 2. Load coefficient and equivalent predominant frequency as functions of blast duration

| Duration (s) | Load coefficient (B) | Frequency (Hz) |
|--------------|----------------------|----------------|
| 0.0006 | 16,338 | 830 |
| 0.001 | 9,336 | 500 |
| 0.005 | 1,992 | 100 |

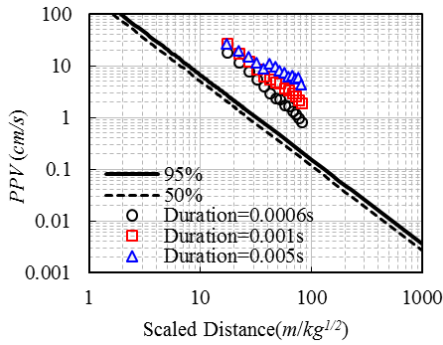


Fig. 5. Effect of duration of the blast load on the attenuation relationship

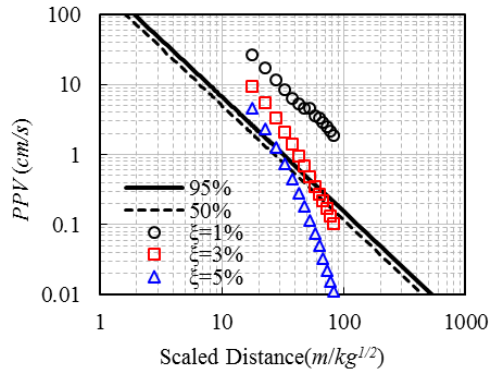


Fig. 6. Effect of damping on attenuation curve (duration =0.001s)

따라 감쇠곡선의 기울기가 달라지며 지속시간이 증가할수록 이격거리에 따른 진동감쇠가 감소하는 것을 확인할 수 있다. 이는 진동의 고유주파수가 증가할수록 보다 감쇠가 커진다는 것을 의미한다. 이와 같은 감쇠특성의 주파수 의존성은 기존의 연구와 일맥상통한다(Kramer, 1996). 결과적으로 이격거리가 클 경우, 하중 주파수의 영향을 크게 받는다는 것을 확인할 수 있다. 또한 계산된 진동속도는 하중지속시간과 상관없이 계측 기록보다 크게 계산되었으며 이는 National Highway Institute의 경험식에 파쇄영역에 대해서 보정하였음에도 불구하고 시험발파에 비하여 진동을 상당히 과대예측하는 것을 확인할 수 있다. 발파하중의 추가적인 보정방법에 대해서는 6.3절에서 자세하게 다루었다.

6.2 감쇠비의 영향

Fig. 6은 감쇠비가 각각 1, 3, 5%일 때의 발파진동 감쇠를 도시하였다. 감쇠가 커질수록 환산거리가 증가함에 PPV는 감소하는 것이 아니라 급격하게 감소하는 것을 확인할 수 있다. 감쇠비 1%일 경우 진동의 감쇠특성이 시험발파와 가장 유사하며 3%일 경우에는 감쇠가 급격하게 진행되는 것으로 나타났다. 즉, 지반의 감쇠비는 발파진동 추정시 계산되는 결과에 중요한 영향을 미치므로 이를 신중하게 결정해야 한다. 지반 감쇠비를 시험으로부터 구하는 것은 매우 어려우므로 본 연구와 같이 시험발파와의 비교를 통하여 산정하는 것이 바람직하다.

Table 3. Damping coefficient ($\xi=1\%$)

| f_n (Hz) | f_m (Hz) | a | β |
|------------|------------|------|---------|
| 830 | 277 | 26.1 | 2.9e-6 |
| 500 | 167 | 15.7 | 4.8e-6 |
| 100 | 33 | 3.14 | 2.4e-5 |

Table 4. Coefficient of empirical formulas ($\xi=1\%$)

| Duration (s) | K | n |
|--------------|-------|-------|
| 0.005 | 486 | -1.04 |
| 0.001 | 2,644 | -1.63 |
| 0.0006 | 5,211 | -1.97 |

6.3 발파하중 보정

Liu and Tidman의 감쇠식을 적용할 경우, National Highway Institute식으로 계산된 하중을 크게 감소시키지만 하지만 예측된 기록에 비하여 상당히 큰 것으로 나타났다. Liu and Tidman의 감쇠식만으로는 실제 다단발파의 영향을 고려하지 못하므로 이를 모사하기 위해서는 추가적인 보정을 해주어야 한다. 보정값은 발파 및 지반조건에 따라서 상이할 것이며 모든 경우에 적용 가능한 보정계수를 도출하는 것은 가능하지 않다. 보정계수는 현장시험발파기록을 통하여 산정하는 것이 가장 이상적이며 이와 같은 자료가 없는 경우에는 설계 감쇠식을 통해서 계수를 산정해야 한다.

현장발파 기록과 수치해석 결과가 상응하도록 보정계수를 산정하여야 한다. 이때 우선적으로 시험발파와 유사한 감쇠특성을 보이는 발파하중의 지속시간 및 지반 감쇠비를 산정하고 추정식과 계산된 진동속도의 비를 통해 보정계수를 계산한다. 하중의 크기는 감쇠특성에 영향을 주지 않기에 진동속도의 비로 계산할 수 있다. 해석 결과는 Fig. 7에 도시하였으며 보정계수 0.08로 계산된 최대발파하중은 7.3 MPa이다. 본 연구에서 산정된 하중은 National Highway Institute에서 제시한 공벽에 작용하는 폭굉압에 비하여 매우 작다. 이는 기존 경험식에서 암파쇄에 따른

에너지를 고려하지 않으며 다단발파 등 실제 발파조건을 모사하지 못하기 때문에 큰 차이가 나는 것으로 판단된다.

6.4 장약량의 영향

발파진동 추정식의 환산거리에 장약량에 대한 보정이 포함되기에 이의 영향이 자동적으로 고려된다. 본 연구에서는 수치해석 결과도 위와 동일하게 장약량에 관계없이 발파진동 추정식에 상응하는 결과를 도출할 수 있는지를 확인하였다.

전절에서 결정된 보정계수를 적용하여 발파하중을 3가지 장약량(3, 5, 10 kg)에 대해서 계산하여 해석을 수행하였다. 수치적으로 계산된 결과는 Fig. 8에 도시하였다. 해석에 사용된 장약량은 실제 터널 발파시 일반적으로 적용되는 범위를 적용하였다. 이때 암반 파쇄에 따른 에너지 감소와 지반 및 발파조건이 동일하다고 가정하였으며 적용된 감쇠비는 1%, 하중지속시간은 0.001s 이다. 계산 결과, 3가지 장약량 모두 발파진동 추정식과 유사한 것으로 나타났다. 이는 발파하중에 대한 보정계수가 결정되면 동일한 발파 및 현장조건에서는 장약량 크기를 달리해도 사용가능하다는 것을 의미한다.

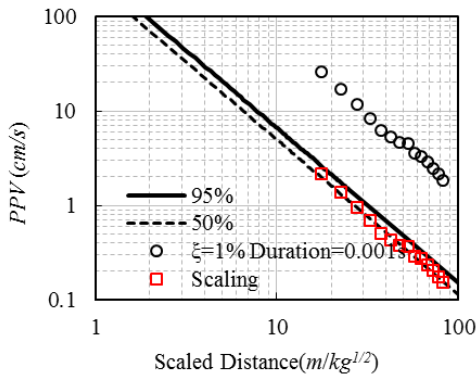


Fig. 7. Calculated attenuation relationship using corrected blast load (duration =0.001s, $\xi=1\%$)

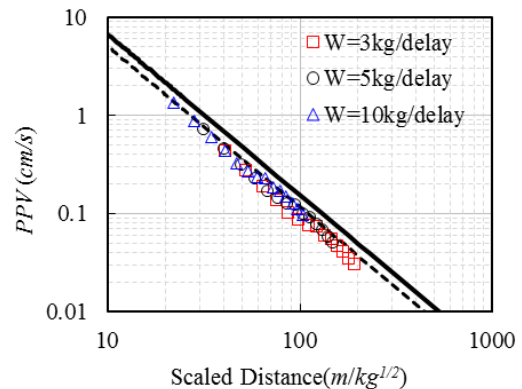


Fig. 8. Calculated attenuation relationships using blast loads representing three levels of charge

7. 결론

본 논문에서는 발파로 인하여 발생하는 진동의 진파 과정을 모사하였으며 해석결과와 시험발파 계측기록을 비교하여 발파하중 시간이력을 역계산하였다. 본 연구에서 도출된 결론은 다음과 같다.

1. 국내에서 가장 널리 사용되는 National Highway Institute식을 보정없이 사용한 최대 발파하중의 경우 진동을 과대예측하는 것으로 나타났다. 이는 파쇄영역 효과를 고려하지 않기 때문이며 이에 대한 보정을 반드시 적용해야 한다. Liu and Tidman (1995)의 보정식과 나아가 다단발파의 특성을 고려하기 위한 추가적인 보정계수를 적용한 결과 시험발파 기록과 잘 일치하는 것으로 분석되었다.
2. 발파해석시 발파하중의 지속시간 및 지반의 감쇠비에 따라 진동의 감쇠특성이 달라지는 것으로 나타났다. 본 사례연구에서는 지반의 감쇠비를 3% 이상으로 적용할 경우 진동의 감쇠가 과도하게 계산되었으며 시험발파기록과 가장 일치도가 높은 감쇠비는 1%인 것으로 나타났다. 단, 이는 본 연구에서 사용한 시험발파에 국한된 결과이며 이는 사례에 따라서 변이할 수 있다. 부지별 최적의 감쇠비는 시험발파기록을 통하여 도출하는 것을 권장한다.
3. 도출된 발파하중 이력곡선의 적절성은 시험발파에 사용된 15.57 kg/delay에 국한하여 검증하였다. 본 연구에서는 타 장약량에 대해서도 해석을 수행하여 결과가 시험발파에서 도출된 발파 추정식에 상응하는 지를 평가하였다. 3가지 장약량에 대해서 해석을 수행한 결과, 모두 추정식과 잘 맞는 것을 확인하였으며 장약량별로 추가적인 보정계수를 적용할 필요는 없는 것으로 나타났다.
4. 발파에 대한 동적해석은 파쇄영역, 최대발파하중, 지속시간, 감쇠비, Rayleigh 계수, 요소의 크기, 경계 조건 등을 모두 정밀하게 적용해야 하는 고난이

도 해석기술을 요구한다. 발파해석은 적용 조건과 입력물성에 매우 민감하게 반응하므로 반드시 시험발파 또는 설계 감쇠식과의 비교를 통하여 정확성을 검증한 후 해석을 수행해야 할 것으로 판단된다.

감사의글

본 연구는 소방방재청 자연재해저감기술개발사업인 ‘지진시 사면붕괴 등 지반피해 예측기술 개발 [NEMA-지진-2012-2]’의 과제 지원으로 수행되었습니다. 이에 감사드립니다.

References

1. Choi, S.O., Park, E.S., Sun, W.C., Chung, S.K. (2004), “A Study on the blasting dynamic analysis using the measurement vibration waveform”, Journal of Korean Society for Rock Mechanics, Vol. 14, No. 2, pp. 108-120.
2. Hino, K. (1959), Theory and practice of blasting, Nippon Kayaku Co Ltd.
3. Itasca Consulting Group (2008), “FLAC (Fast Lagrangian Analyses of Continua) v.6.0”.
4. Jeon, S.S., Jang, Y.W., Jung, D.H. (2007), “Estimation of blasting distance satisfying allowable peak particle velocity - Analytical & Numerical analysis approach”, journal of KOSHAM, Vol. 7, No. 1, pp. 39-46.
5. Konya, C.J., Walter, E.J. (1991), Rock blasting and overbreak control, National Highway Institute, p. 5.
6. Kramer, S.L. (1996), Geotechnical earthquake engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.
7. Kuhlemeyer, R.L., Lysmer, J. (1973), “Finite element method accuracy for wave propagation problems”, Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, Vol. 99, p. 421.
8. Lee, I.M., Park, B.K., Park, C.W. (2004), “Probabilistic analysis of blasting loads and

- Blast-induced rock mass responses in tunnel excavation”, *Journal of Korean Geotechnical Society*, Vol. 20, No. 4, pp. 89-102.
9. Liu, Q., Tidman, P. (1995), “Estimation of the dynamic pressure around a fully loaded blast hole”, Canmet/MRL technical report 95-014, Canmet/MRL experimental mine, PO Box 1300, Valda'r Quebec.
 10. Lysmer, J., Kuhlemeyer, R. (1969), “Finite element model for infinite media”, *Journal of Engineering Mechanics Division. ASCE*, Vol. 95, pp. 859-877.
 11. Park, D., Kim, T.G., Ahn, J.K., Park, I.J. (2013), “Amplification characteristics of mountain slope”, *journal of KOSHAM*, Vol. 13, No. 2, pp. 117-123.
 12. Shin, J.H., Moon, H.G., Chae, S.E. (2011), “Effect of blast-induced vibration on existing tunnels in soft rocks”, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 26, No. 1, pp. 51-61.
 13. Starfield, A.M., Pugliese, J.M. (1968), “Compression waves generated in rock by cylindrical explosive charges: a comparison between a computer model and field measurements”, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts: Elsevier*, 5, pp. 65-77.
 14. Villiappan, S., Murti, V. (1984), Finite element constraints in the analysis of wave propagation problem, UNICV Report No. R-218, The University of New South Wales, School of Civil Engineering. p. 48.
 15. Yang, H.S., Lim, S.S., Kim, W.B. (2003), “Tunnel blasting design with equations obtained from borehole and crater blasting”, *Journal of Korean Geotechnical Society*, Vol. 19, No. 5, pp. 327-333.
 16. Zerwer, A., Cascante, G., Hutchinson, J. (2002), “Parameter estimation in finite element simulations of rayleigh waves”, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 128, No. 3, pp. 250-261.