

가스폭발하중에 의한 터널 구조물의 동적거동해석

김영민^{1*}

Dynamic behavior analysis of tunnel structure under gas explosion load

Young-Min Kim

ABSTRACT Consideration on the explosion resistant design of infrastructure has increased in the recent years. The explosion load is caused by gas explosion or bomb blast. In this study an analytical model is developed, whereby the tunnel structure is divided in several elements that are schematized as single degree of freedom mass-spring-dashpot systems on gas explosion. Using this simple model a sensitivity analysis has been carried out on tunnel structure design parameters such as explosive peak pressure, duration of the load, thickness of structure, burial depth. Finite element method was used to investigate the dynamic response and plastic zone of a tunnel under gas explosion. And it was found from the comparison of the analysis results that there are slight differences in the response of the intermediate wall between the single degree of freedom mass-spring-dashpot model and FEM.

Keywords: Tunnel structure, explosion load, finite element method, dynamic analysis, plastic zone

요약 최근 들어, 폭발하중에 대하여 안전한 사회기반시설에 대한 관심이 증가하고 있다. 폭발하중은 가스폭발이나 폭탄 폭발에 의하여 발생된다. 본 연구에서는 가스폭발하중을 받는 터널구조물을 각 부재로 나누어 1자유도 질량-스프링-감쇠기 모델로 치환하여 해석하는 모델을 개발하였다. 간이 모델을 사용하여 터널설계 요인인 최대 폭발하중크기, 지속시간, 부재 두께, 토피고에 대하여 민감도 해석을 수행하였다. 또한, 유한요소법을 사용하여 가스폭발에 대한 터널의 동적거동과 주변지반에 발생하는 파괴영역에 대하여 조사하였다. 1자유도 질량-스프링-감쇠기 모델과 FEM 해석결과와의 비교로부터 터널의 중앙벽에 대한 동적거동결과는 거의 차이가 없음을 보여주었다.

주요어: 터널구조물, 가스폭발하중, 유한요소법, 동적해석, 소성영역

접수일(2011.9.14), 수정일(2011.9.21), 게재확정일(2011.9.28)

¹정회원, 전주대학교 교수 토목환경공학과

*교신저자: 김영민 (E-mail: youngmk@jj.ac.kr)

1. 서론

터널구조물은 대도시지역에서 매우 중요한 공공 교통수단으로 이용되어지고 있다. 터널의 안정성을 보다 향상시키기 위해 설계단계에서는 지진에 대한 내진설계검토와 시공 중에는 발파에 대한 진동해석, 사용 중에는 폭발물사고에 대한 검토 등이 필요하다(문흥기 등, 2008; 박인준 등, 2010; 송기일 등, 2010) 특히, 사용 중에는 다양한 운반물이 운반됨으로서 폭발성이 매우 강한 가스 등이 터널 내에서 폭발할 가능성이 증대하고 있고, 최근 들어 폭탄테러에 의한 공격 등이 발생되어 폭발에 대한 안정성 검토가 필요하다(이경구, 2005).

터널내의 고압의 폭발이 발생되면 폭발물질은 고온, 고압의 가스로 변환되고, 초기에 아주 빠른 속도로 주변의 충격파를 발생하게 된다. 이렇게 상승된 압력은 아주 짧은 시간 동안 감소 후 소멸되고, 발생원부터 거리에 따라 급격하게 감소된다. 일반적으로 터널 내에서의 폭발사고는 매우 낮은 확률로 발생되지만, 터널 내에서 폭발사고가 발생되면 인명과 구조물에 매우 심각한 피해를 야기한다.

폭발하중을 받는 터널구조물의 안정성을 검토하기 위해서는 폭발이 구조물에 미치는 하중분석과 이러한 동적하중이 작용하였을 때, 터널구조물의 동적거동을 분석하기 것이 필요하다. 폭발실험을 통한 분석은 현실적으로 쉽지 않으며, 대안으로 해석적 방법 또는 수치해석방법에 의하여 복잡한 거동을 분석하는 것이 매우 중요하게 된다(Resengren et al., 2003; Huabei, 2009).

따라서 본 논문에서는 폭발하중에 대한 터널의 안정성을 분석하기 위하여 보다 간편하게 분석할 수 있는 1자유도 스프링-질량-감쇠기 모델을 개발하고, 보다 정밀하게 해석할 수 있는 유한요소법을 사용하여 폭발하중에 의한 터널구조물의 동적거동을 분석하고자 한다.

2. 폭발압력 산정

현재 폭탄폭발에 의한 폭발압력에 주로 사용되는 방법은 미공병단에서 개발한 CONWEP 프로그램을 사용한다. CONWEP 프로그램은 실험결과를 바탕으로 화약폭발에너지를 동일한 TNT에너지로 환산하는 TNT당량모델(TNT equivalency model)을 이용하여 대상 구조체의 폭발 최대압력, 충격량, 지속시간을 산출한다(departments of the US army, 1986).

가스폭발에 의한 충격은 폭연하중(deflagration)과 폭발하중(detonation)으로 나누어 적용한다. 비교적 과격한 반응이 일어나지 않는 폭연하중의 경우에는 식 (1)과 같은 폭발압 공식을 사용한다(NEN, 2006).

$$p(t) = 4p_0 \frac{t}{t_0} \left(1 - \frac{t}{t_0} \right) \text{ for } 0 \leq t \leq t_0 \quad (1)$$

여기서, p_0 는 최고압력(100 kN/m² for LPG)

t_0 는 시간정수(=0.1 s), t 는 실시간(s)

과격한 반응이 발생하는 가스폭발하중은 식 (2)와 같은 폭발압 공식을 사용한다.

$$p(t) = p_0 e^{-t/t_d} \quad (2)$$

여기서, p_0 는 최고압력(500 kN/m² for LPG)

t_d 는 지속시간(=0.05 s), t 는 실시간(s)

(온도 T=326 k인 LPG 부피 50 m³가 원형터널면적 72 m²에서 폭발 시 발생될 수 있는 값)

본 연구에서 폭발하중은 발생 가능성이 높고, 비교적 큰 피해를 야기할 수 있는 가스폭발하중을 고려하여 터널구조물의 동적거동해석을 분석하였다.

3. 1자유도 질량 - 스프링 - 감쇠기 시스템

3.1 해석이론

동적하중에 의한 터널구조물 안정성을 분석하기 위한 방법으로, 복잡한 해석과 해석시간을 단축하기 위하여 가장 단순한 1자유도 스프링 - 질량 - 감쇠기 모델을 이용하여 분석하는 방법에 대하여 검토하였다. 본 모델의 특성은 동적거동에 대한 분석이며, 구조물의 단면력은 동적변위에 해당되는 정적등가하중으로 치환하여 검토하는 것이 필요하다.

만약에 터널 내부에서 가스폭발하중과 같이 충격이 발생되면, 순식간에 충격압은 터널구조물에 동시에 전달되고 터널구조물은 각 부재의 강성에 따라서 변형과 진동을 일으킨다고 가정할 수 있다. 이러한 원리를 이용하여 그림 1과 같이 폭발하중을 받는 터널구조물을 1자유도 스프링 - 질량 - 감쇠기 모델로 간주하였다. 동적하중 $F(t)$ 을 받는 1자유도 시스템의 운동방정식은 식 (3)과 같이 표현된다(Braja, 1983).

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F(t) \quad (3)$$

여기서 m 은 질량, c 는 감쇠상수, k 는 스프링계수

질량은 식 (4)와 같이 표현할 수 있다.

$$m = pdBL \quad (4)$$

여기서 p 는 콘크리트 단위질량(kg/m^3), d 는 부재두께(m), B 는 부재폭 = 1(m), L 은 부재길이(m)

각 부재에 대한 스프링계수는 보부재에 작용하는 하중과 처짐계산에 의하여 구조역학적으로 구할 수 있다. 폭발하중이 부재에 등분포하중으로 작용한다고 가정하여 각각의 경계조건에 대하여 처짐식을 구하고, 식 (5)으로 결정할 수 있다(그림 2참조).

$$k = \frac{p}{\delta_m} [N/m^2] \quad (5)$$

여기서, p 는 등분포하중, δ_m 는 최대 처짐량

진동이 흡수되는 감쇠는 재료성질과 기하학적 조건에 의하여 결정된다. 유한요소해석에서는 감쇠항 c 를 질량과 강성에 비례하는 Rayleigh 감쇠식을 이용하여 식 (6)과 같이 결정한다.

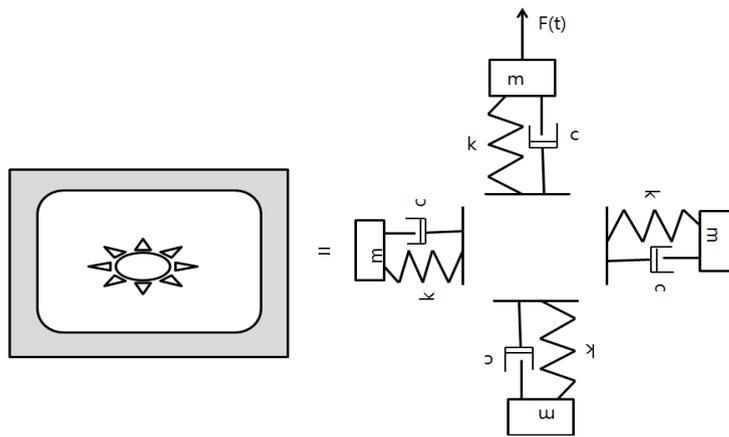


그림 1. 질량 - 스프링 - 감쇠기 시스템

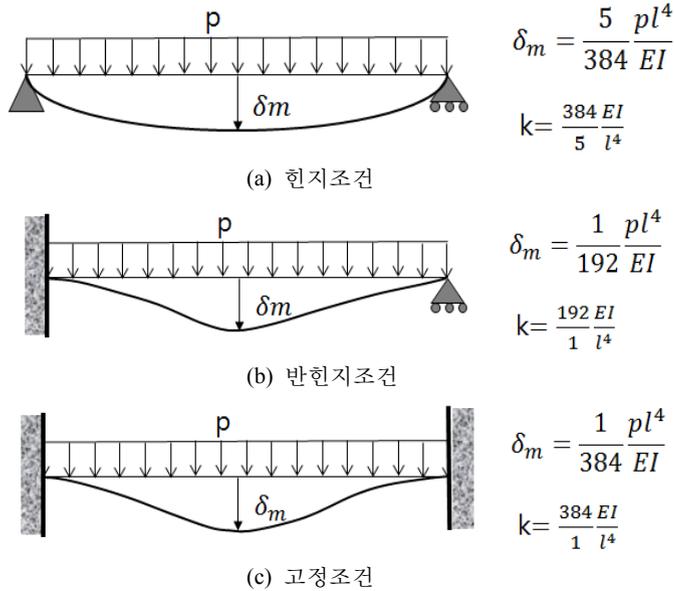


그림 2. 경계조건에 따른 스프링계수 값

$$c = \alpha m + \beta k \tag{6}$$

여기서, m 은 질량, k 는 강성, α, β 는 Rayleigh상수

Rayleigh α 는 시스템 감쇠에 대한 질량의 영향을 결정하는 상수이고, α 값이 높을수록 더 낮은 주파수성분이 감쇠된다. Rayleigh β 는 시스템 감쇠에 대한 강성의 영향을 결정하는 상수이며, β 값이 높을수록 더 높은 주파수성분이 감쇠된다.

감쇠비 ξ 와 Rayleigh상수 α, β 관계는 식 (7)과 같이 주어진다.

$$\xi(w) = \frac{\alpha}{2w} + \frac{\beta w}{2} \tag{7}$$

여기서 w 는 주파수

식 (7)을 이용하여 두 개의 주파수조건에서 감쇠비가 결정되면 Rayleigh상수 α, β 는 식 (8)과 같은 식으로 구할 수 있다(Clough and Pezien, 1993).

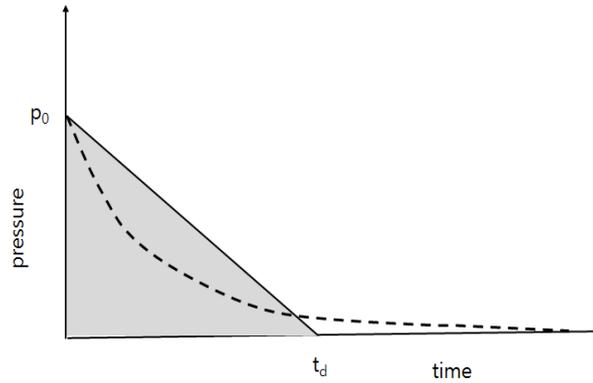


그림 3. 폭발하중의 단순화

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{w_1 + w_2} \begin{Bmatrix} w_1 w_2 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (8)$$

일반적으로 지반재료에 대한 감쇠비는 2~5%범위로 알려져 있다(Shahnazari, et al., 2010).

폭발하중 $F(t)$ 는 계산을 간단히 하기 위해서 식 (9)와 같이 선형적으로 근사식을 이용하였다(그림 3참조).

$$F(t) = P_0 \left(1 - \frac{t}{t_d} \right) \quad (9)$$

여기서 P_0 는 최대폭발하중(500 kN/m²), t_d 는 폭발지속시간(=0.05 s)

3.2 해석방법

폭발하중과 같이 가진력이 불연속함수로 나타나는 경우에는 운동방정식을 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = \delta(t) \quad (10)$$

여기서 $\delta(t)$ 는 dirac delta function으로 충격량을 수학적으로 나타낼 때 사용한다.

충격하중은 식 (11)과 같이 정의할 수 있다.

www.kci.go.kr

$$F_d(t) = F_0\delta(t) \tag{11}$$

뉴턴의 제 2 운동법칙을 적용하면 식 (12)를 얻을 수 있다.

$$\int_{0^-}^{0^+} F_d(t)dt - \int_{0^-}^{0^+} F_d(t)dt = mv(0^+) - mv(0^-) \tag{12}$$

짧은 시간동안 발생하는 충격량은 식 (13)과 같이 표현된다.

$$\int_{0^-}^{0^+} F_d(t)dt = \int_{0^-}^{0^+} F_d\delta(t)dt = F_0 \tag{13}$$

짧은 시간동안의 충격량의 (0^- , 0^+)에 대한 적분은 미소량이고 그러므로 $t=0^+$ 에 발생하는 스프링 힘은 무시할 수 있다. 따라서 식 (12)는 식 (14)와 같이 표현된다.

$$mv(0^+) - mv(0^-) = F_0 \tag{14}$$

시간 $t=0^-$ 일 때, 전체시스템은 정지 상태이므로 식 (14)는 식 (16)와 같이 나타낼 수 있다.

$$v(0^+) = \frac{F_0}{m} \tag{15}$$

시간 $t=0^+$ 일 때, 추가적인 외력이 존재하지 않으므로, 시스템의 지배방정식은 자유진동이 된다. 이 자유진동에 대한 미분방정식의 해는 식 (16)과 같다(Mario, 1985).

$$x(t) = e^{-\xi w_n t} (c_1 \cos w_d t + c_2 \sin w_d t) \tag{16}$$

여기서, $w_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$, $w_d = \sqrt{1 - \xi^2} w_n$, $\xi = \frac{c}{2\sqrt{mk}}$

식 (16)에 초기조건을 대입하여 정리하면 식 (17)과 같이 상수 c_1 , c_2 값을 구할 수 있다.

$$c_1 = 0, c_2 = \frac{1}{mw_d} \tag{17}$$

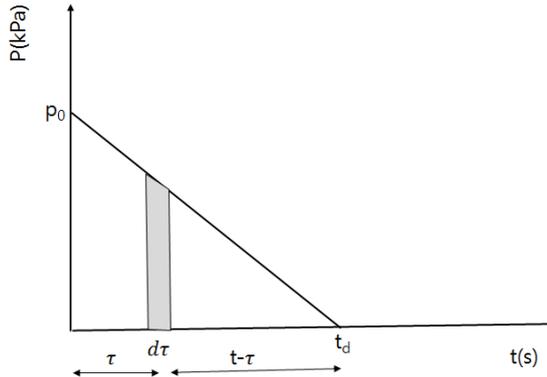


그림 4. 단위충격량의 합에 의한 가진력

따라서, 식 (18)과 같이 단위충격량에 대한 응답식을 얻을 수 있다.

$$x(t) = \frac{F_0}{m\omega_d} e^{-\xi\omega_n t} \sin(\omega_d t) \quad (18)$$

임의 가진력을 가한 진동방정식의 해를 구하기 위한 Convolution적분을 실시하면 식 (19)와 같이 표현된다(그림 4참조).

$$x(t) = \int_0^t F(\tau)x(t-\tau)d\tau \quad (19)$$

식 (19)에 식 (9), (18)을 대입하면 식 (20)과 같다.

$$x(t) = \int_0^t p_0 \left(1 - \frac{t}{t_d}\right) \frac{1}{m\omega_d} e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \quad (20)$$

4. 해석모델

가스폭발하중에 의한 터널의 동적거동을 검토하기 위한 기본 해석모델로서 얇은 토피고를 갖는 2연박스 터널을 산정하여 그림 5와 같이 해석단면을 가정하여 분석하였다.

www.kci.go.kr

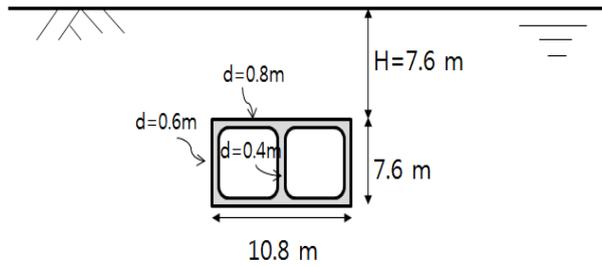


그림 5. 해석 단면

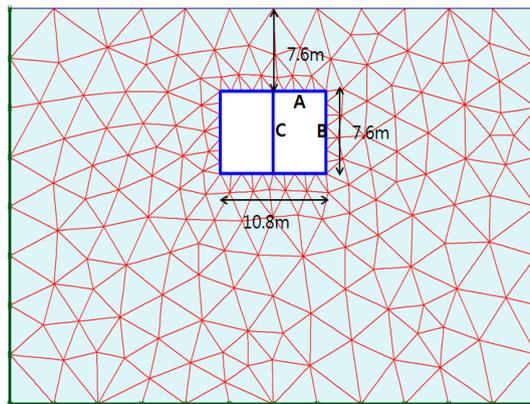


그림 6. 유한요소 모델

4.1 1자유도 질량 - 스프링 모델과 유한요소해석 비교

1자유도 질량 스프링모델의 타당성을 분석하기 하기 위하여 FEM 수치해석프로그램 PLAXIS (Vermeer and Brinkgreve, 2002)를 이용하여 비교 분석을 실시하였다. 1자유도 스프링모델해석은 주변지반의 영향을 무시한 터널구조물의 탄성적 거동에 대한 해석적 방법이며, FEM방법에 의한 해석은 주변지반의 영향을 고려하며 재료의 비선형 거동까지 분석할 수 있는 수치해석적 방법이다.

동적 FEM해석에서는 이론적으로 반사파 영향을 줄이기 위하여 반무한 경계조건이 필요하나, 작용시간이 매우 짧은 폭발하중인 경우에는 초기모드가 매우 중요하며 반사파의 영향을 무시하는 흡수경계조건이 가능하다(Zhenwen, 1997).

본 해석에 적용한 지반은 포화된 사질토지반을 가정하여, 표 1에 질량 스프링모델에 적용한 재료 정수, 표 2에는 FEM해석에 적용한 재료정수를 나타내었다. 가스폭발하중은 우측부 터널 내부에서

발생되는 것으로 가정하였다.

적용된 탄성계수값은 동적거동을 고려한 동적탄성계수값에 해당한 값을 나타낸다. 유한요소해석에 있어서는 탄성조건으로 터널구조물을 빔요소, 지반은 삼각형 평면변형을 요소로 가정하였고, 급격한 충격하중을 받는 것을 고려하여 비배수조건으로 해석하였다. 지반 동적경계조건은 과도한 반사파의 영향을 줄이기 위하여 흡수경계조건(absorbing boundary)으로 설정하였다(그림 6참조). 재료감쇠에 대한 입력값은 주파수 0.5 Hz와 10 Hz에 대한 지반과 콘크리트의 감쇠비를 각각 2.5%,

표 1. 질량 - 스프링 입력정수

요소	$E(\text{kN/m}^2)$	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$d(\text{m})$	감쇠비(%)
Lining(천정벽)	3.1e7	2500	0.8	5
Lining(중양벽)	3.1e7	2500	0.4	5
Lining(외부벽)	3.1e7	2500	0.6	5

표 2. 유한요소 입력정수

요소	$E(\text{kN/m}^2)$	ν	$\gamma(\text{kN/m}^2)$
사질토	40000	0.3	20
Lining(천정벽)	$EA=2.48e7 \text{ kN/m}, EI=1.32e6 \text{ kN}\cdot\text{m}, d=0.8 \text{ m}$		
Lining(중양벽)	$EA=1.24e7 \text{ kN/m}, EI=1.65e5 \text{ kN}\cdot\text{m}, d=0.4 \text{ m}$		
Lining(외부벽)	$EA=1.86e7 \text{ kN/m}, EI=5.58e5 \text{ kN}\cdot\text{m}, d=0.6 \text{ m}$		

표 3. Rayleigh 감쇠상수

요소	감쇠비(%)	α	β
사질토	2.5	0.15	7.6e-4
콘크리트	1.5	0.09	4.5e-4

표 4. 각 모델에 따른 변위 해석값 비교

요소(조건)	1자유도 모델			FEM		
	$u_{\max}(\text{mm})$	$u_{\min}(\text{mm})$	$f(\text{hz})$	$u_{\max}(\text{mm})$	$u_{\min}(\text{mm})$	$f(\text{hz})$
천정벽(고정)	0.92	0.05	110	1.71	1.66	26
천정벽(반힌지)	1.82	0.01	77			
천정벽(힌지)	4.4	0.35	47			
외부벽(고정)	6.5	0.62	46	5.13	0.04	23
외부벽(반힌지)	12.4	2.6	32			
외부벽(힌지)	28.1	13.4	19			
중양벽(고정)	20.7	4.9	31	29	9.52	21
중양벽(반힌지)	38.7	16.7	20			
중양벽(힌지)	84.3	63.7	13			

1.5%를 가정하고 식 (8)을 이용하여 Rayleigh상수를 표 3과 같이 결정하였다.

각 터널 부재요소에 대한 1자유도 질량-스프링 모델에 대한 계산은 MATLAB 7.2 프로그램을 이용하여 계산하였다. 보부재의 구속조건을 고정, 반힌지, 힌지조건으로 변경시켜 각 부재에 발생하는 최대변위(바깥쪽 방향), 최소변위(안쪽 방향), 주파수해석 값을 표 4에 나타내었다. 또한 그림 6의 A(천정벽), B(외부벽), C(중앙벽)점에 대한 유한요소 해석결과(탄성해석)도 함께 표시하였다. 1 자유도 모델의 감쇠비 결정은 중앙벽 동적응답에 대한 FEM해석결과와 비교하여 가장 적절한 $\xi=5\%$ 값으로 결정하였다(그림 7참조).

표 4에 표시한 1 자유도 질량-스프링모델의 해석결과를 살펴보면, 경계조건에 따른 스프링계수의 크기에 따라 각 부재에 발생하는 변위, 주파수가 크게 의존하는 결과를 나타내었다. 1차원 해석 모델 중에서 FEM해석결과와 가장 유사한 결과는 반힌지 조건임을 알 수 있다. 시간에 따른 반힌지

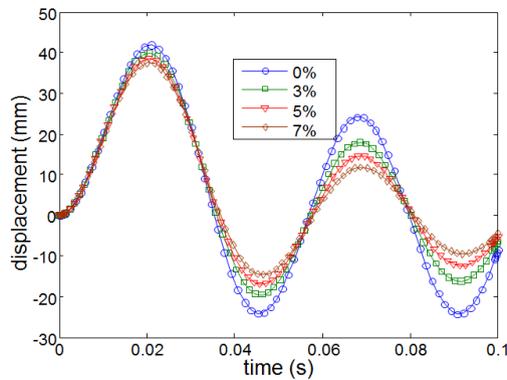


그림 7. 감쇠비에 따른 변위(중양벽)

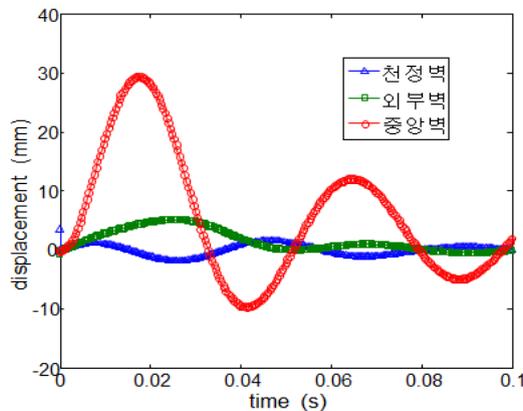


그림 8. FEM 해석결과

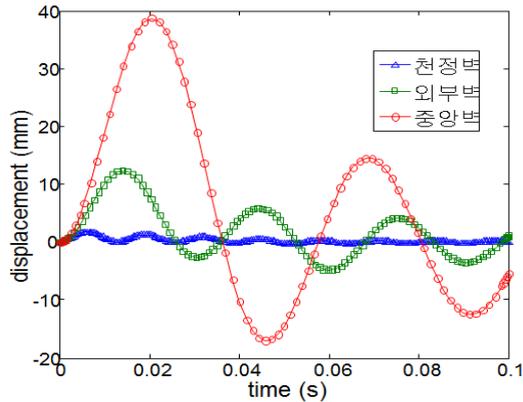


그림 9. 1자유도 해석 모델결과(반힌지조건)

조건의 1자유도 모델과 FEM해석결과를 그림 8, 9에 각각 나타내었다.

천정벽과 외부벽에 대한 1자유도 모델의 결과값과 FEM 해석결과를 비교분석하면, 경계조건이 반힌지인 1자유도모델 결과와 2~3배 차이를 보이지만 비교적 유사한 결과를 나타내었다(최대변위는 2,4배 차이, 주파수는 2.96배 차이). 중앙벽의 경우에는 반힌지인 1자유도모델의 결과가 FEM해석과 비교적 매우 유사한 결과를 나타내었다(최대변위는 1.3배 차이, 주파수는 0.95배 차이).

충격하중에 손상받기 쉬운 중앙벽의 경우에는 주변지반의 구속영향을 받지 않아 1자유도 질량-스프링모델(반힌지조건)만으로 충분히 동적거동을 분석할 수 있음을 보여주었다.

4.2 민감도 분석

1자유도 질량-스프링모델에 대한 각 매개변수의 영향을 파악하기 위하여 가스폭발 하중영향에 대한 민감도 분석을 하였다. 민감도 분석은 기본해석모델의 값을 고정하고, 가스폭발 하중크기, 폭발지속시간, 터널 부재크기, 토피고 크기를 변화시켜 설계 시 중요한 요소인 변위동적거동에 대하여 조사하였다(앞 절에서 FEM결과와 근접한 결과를 낸 반힌지 경계조건, 감쇠비 $\xi=5\%$ 가정).

4.2.1 가스폭발하중 크기, 지속시간에 대한 영향

폭발하중은 삼각형모양으로 최대하중크기 P_0 와 지속시간 t_d 로 정의된다. 폭발하중에 따른 터널구조물에 미치는 영향을 분석하기위하여 최대하중크기를 100~1000 kPa로, 지속시간은 0.01~0.5 sec변화시키면서 각 터널부재에 발생하는 최대변위값을 계산하였다. 최대하중크기에 따른 발생하는 최대 변위값은 최대하중크기에 선형적으로 비례하여 발생된다(그림 10참조). 특히, 중앙벽체에

서 발생하는 최대변위값은 최대하중크기에 비례하여 급격하게 증가됨을 알 수 있다.

또한, 폭발지속시간에 따른 터널 각부재에 발생하는 최대변위값은 지속시간에 어느 범위 내에서는 비선형적으로 증가하다가 한계값을 넘으면 더 이상 증가하지 않은 것으로 조사되었다(그림 11참조). 이러한 현상은 지속시간이 길어질수록 각 부재의 고유주기를 초과하여 발생되어 일정한 하중으로 작용되기 때문으로 추정된다.

4.2.2 터널부재크기, 토피압에 대한 영향

본 절에서는 터널천정부재에 대하여 부재의 두께를 0.4~2 m로 변화시키면서 발생하는 최대변위값과 터널의 토피고를 1H~3H로 변화시키면서 발생하는 변위값을 계산하였다.

우선, 터널천정부재 두께에 따른 최대 변위값을 분석하여 보면, 부재의 두께가 증가할수록 발생하는 최대변위 값은 급격히 감소하는 것을 알 수 있다(그림 12참조). 따라서 부재의 두께가 충격에

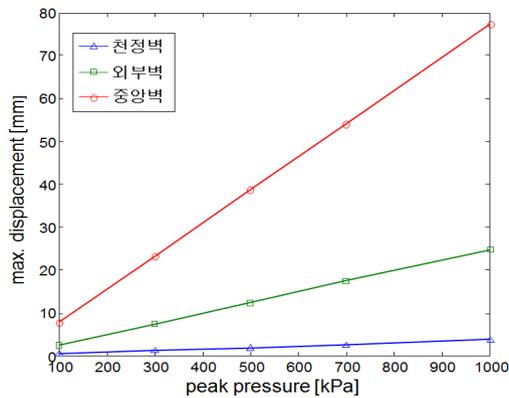


그림 10. 최대하중크기에 따른 동적변위

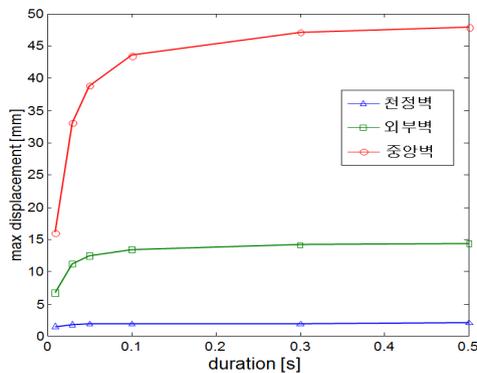


그림 11. 폭발지속시간에 따른 동적변위

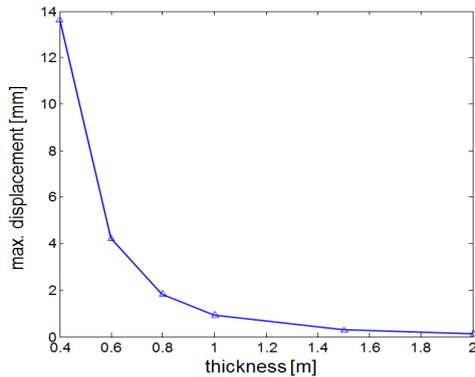


그림 12. 부재두께에 따른 최대변위

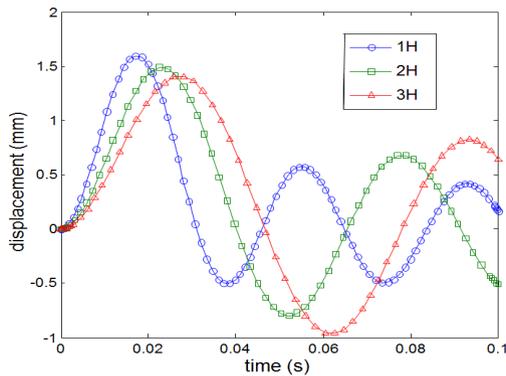


그림 13. 토피고에 따른 변위(천정벽)

의하여 발생하는 최대 변위값을 줄일 수 있는 중요한 설계요소임을 파악할 수 있다. 또한, 터널천정 부재에 대한 토피압의 영향을 고려하기 위하여 터널천정부재에 토압에 의하여 발생하는 힘을 질량 항으로 대체하여 계산을 수행하였다. 그림 13에 표시한 계산된 결과 값을 분석하여 보면, 터널의 토피고가 증가하면 터널천정부재에 발생하는 최대 변위값은 다소 감소하고, 발생하는 주파수도 다소 감소함을 알 수 있다. 가스 폭발하중에 의하여 터널에서 발생하는 변위는 토피고에 영향을 받으며, 내부로 발생하는 -변위값은 토피고에 비례하여 발생하는 결과를 나타내었다.

5. 유한요소해석에 의한 터널동적 분석

유한요소해석은 선형 및 비선형이 가능하고, 지반과 구조물의 상호작용을 고려할 수 있는 해석방법이다. 본 절에서는 재료의 비선형성질을 고려하여 가스폭발하중에 대한 지반의 파괴거동에 대하

여 조사하였다.

지반 비선형모델로는 Non-associated Mohr- Coulomb ($\psi = 0^\circ$)를 가정하였으며, 터널부재는 탄소성 보모델로 가정하였다. 각 부재의 소성모멘트값은 철근비 1.5%로 가정하여 다음과 같은 철근콘크리트 극한모멘트값으로 설정하였다(표 5참조).

표 5. 비선형 유한요소 입력정수

요소	$E(\text{kN/m}^2)$	ν	$\gamma(\text{kN/m}^2)$	$c(\text{kN/m}^2)$	$\phi(^\circ)$
사질토	40000	0.3	20	1	30
Lining(천정벽)	$EA=2.48e7 \text{ kN/m}, EI=1.32e6 \text{ kN}\cdot\text{m}, M_p=3100 \text{ kNm}$				
Lining(중앙벽)	$EA=1.24e7 \text{ kN/m}, EI=1.65e5 \text{ kN}\cdot\text{m}, M_p=675 \text{ kNm}$				
Lining(외부벽)	$EA=1.86e7 \text{ kN/m}, EI=5.58e5 \text{ kN}\cdot\text{m}, M_p d=1677 \text{ kNm}$				

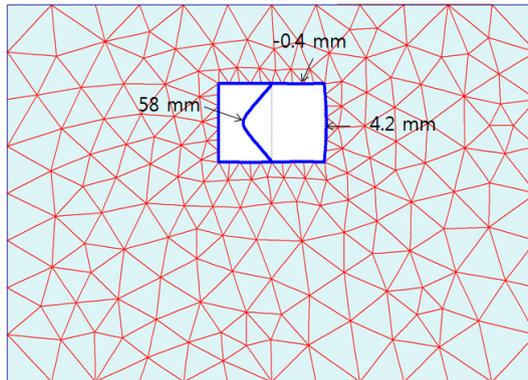


그림 14. 터널구조물의 변위결과($t=0.03\text{s}$)

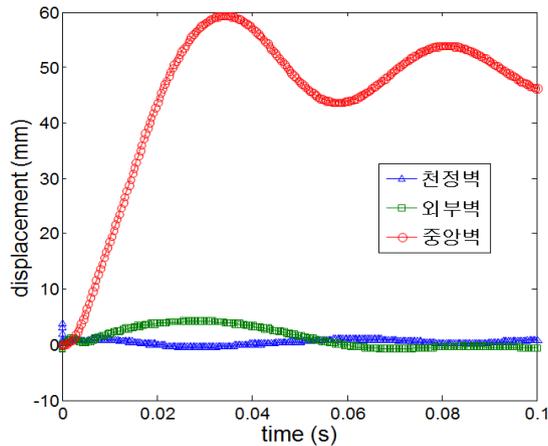


그림 15. 비선형 FEM 해석결과

$$M_p = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (21)$$

여기서, A_s 는 철근면적, f_y 는 철근항복응력, d 는 유효깊이, a 는 압축응력의 높이

5.1 거동 분석

비선형 유한요소해석결과, $t=0.03$ sec일 때 터널구조물에 발생하는 변위를 그림 14에 표시하였다. 발생하는 변위 값을 분석하면 중앙벽체에 58 mm 변위를 발생시켜 터널구조물로서 충분한 강성을 갖지 못해 파괴가 예상된다. 또한, 시간에 따른 터널구조물에 발생하는 변위는 그림 15에 나타내었다. 해석된 결과를 분석하여 보면, 중앙벽에 발생하는 최대 변위값은 선형해석결과에 비하여 2배 정도 크게 증가하였고, 진동수는 거의 유사하게 발생되었다. 따라서 재료의 비선형적 성질에 따라 최대 변위값은 크게 의존하는 것을 알 수 있다.

5.2 파괴거동 분석

가스폭발하중에 의하여 발생하는 터널주변지반의 파괴거동을 분석하기 위하여 시간에 따른 지반의 소성영역을 그림 16에 표시하였다. 폭발초기시점인 $t=0.01$ sec일 때 발생하는 소성영역은 가스폭발하중이 발생하는 우측부 터널 상부 주변지반에 전반적으로 발생된다. 가스폭발종료시점인 $t=0.05$ sec일 때에는 우측부 터널 상부 한정된 지반에 소성영역이 발생하는 것을 알 수 있다. 가스폭발이 경과된 $t=0.1$ sec일 때에는 지반의 소성영역이 터널주변지반에서 지표면으로 이동하여 발생하는 것을 볼 수 있다.

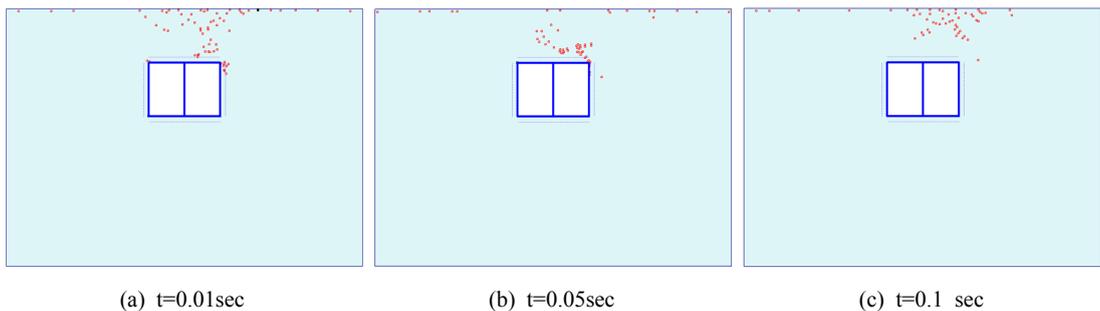


그림 16. 시간에 따른 소성영역

6. 결 론

본 연구에서는 가스폭발하중에 따른 터널구조물의 동적거동을 파악하기 위하여, 간이모델인 1자유도 질량-스프링-감쇠기 모델과 유한요소프로그램을 이용하여 터널안정성에 미치는 영향에 대하여 다음과 같이 분석하였다.

1. 간이해석 모델인 1자유도 질량-스프링모델을 이용한 해석으로도 유한요소 수치해석 결과와 어느 정도 유사한 결과를 얻을 수 있음을 보여주었다. 특히, 취약부인 토압을 받지 않는 중간벽에 대한 해석결과는 매우 유사한 결과를 나타내었다.
2. 1자유도 질량-스프링모델을 이용한 여러 설계요인에 대한 민감도 분석에서, 터널부재의 최대 변위 값은 가스폭발 최대하중크기에 따라 비례하고, 폭발지속시간의 영향은 비선형적으로 증가하다 일정한 값에 수렴하는 경향을 나타내었다. 또한, 부재의 두께가 증가할수록 발생하는 최대 변위 값은 급격히 지수적으로 감소하고, 터널천정부재에 대한 토피고의 증가영향은 최대 변위값, 주파수 모두 감소시킨다.
3. 2연 박스티널구조에 대한 비선형 재료성질을 고려한 유한요소 수치해석결과는 중앙벽체는 파괴가 예상되고, 중앙벽의 해석 결과 값은 선형해석과 결과에 비하여 변위값이 2배증가하고, 주파수는 거의 유사하게 발생되었다. 가스폭발에 따른 터널주변지반의 소성영역은 초기에 터널 폭파부 상부에 집중적으로 발생되다, 지표면 위로 상승하는 양상을 보여 주었다.

감사의 글

본 논문은 전주대학교 학술연구 조성비에 의하여 연구되었음을 밝히며 이에 깊은 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. 이경구(2005), “폭발 등 극한하중 하에서의 건물붕괴 방지를 위한 최근 연구동향”, 한국강구조학회지, Vol. 17, No. 4, pp. 39-45.
2. 문훈기, 신종호(2008), “발파진동이 터널구조물에 미치는 영향”, 한국터널공학회논문집, Vol. 10, No. 3, pp. 207-219.
3. 박인준, 유지형(2010), “부지응답해석에 기초한 지하공간 내진설계 개념”, 한국터널공학회논문집, Vol. 12, No. 3, pp. 257-264.

-
4. 송기일, 정성훈, 조계춘, 이정학(2010), “절리암반의 변형율 의존적 전단탄성계수 및 감쇠비 특성을 고려한 터널의 내진해석”, 한국터널공학회논문집, Vol. 12, No. 4, pp. 295-306.
 5. Braja, M.D. (1983), “Fundamentals of Soil Dynamics”, Elsevier, pp. 13-18.
 6. Clough, R.W., Pezien, J. (1993), “Dynamics of structures”, 2nd, McGraw-Hill, pp. 242-244.
 7. Department of the US Army (1986), “Fundamentals of protective design for conventional weapons”, Technical Manual TM 5-855-1.
 8. Huabei, L. (2009), “Dynamic analysis of subway structures under blast loading”, Technical Report, The City College of New York.
 9. Mario, P. (1985), “Structural dynamics theory & computation 2nd”, Van Nostrand Reinhold, pp. 39-41.
 10. Nederlands Normalisatie-Institut (NEN), (2006), “Eurocode 1: Actions on structure-Part 1-7: General actions-Accidental actions”, NEN-EN 1991-1-7, Annex D.
 11. Resengren, L., Brandshaug, T., Andersson, P., Lundman, P. (2003). “Modelling effects of accidental explosions in rock tunnels”, ISRM-2003: Technical Loadmap for rock Mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy. pp. 985-990.
 12. Shahnazari, H., Esmaeili, M., Hosseini, H.R. (2010), “Simulating the effects of projectile explosion on a jointed rock mass using 2D DEM: A case study of Ardebil-Mian railway”, Inter. J. of Civil Engineering, Vol. 8, No. 2, pp. 125-133.
 13. Vermeer, P.A., Brinkgreve, R.B.J. (2002), “PLAXIS: Finite element code for soil and rock mechanics”, Balkema, Rotterdam.
 14. Zhenwen, Y. (1997), “Finite element simulation of response of buried shelters to blast loadings”, Finite Element in Analysis and Design, Vol. 24, pp. 113-132.