

지진하중을 받는 지하구조물에 대한 동적 거동 해석

박성용¹, 박인준^{2*}, 이재진³, 최승호⁴, 김수일⁵

Analysis of dynamic behavior for underground structures under earthquake loading

Seong-Yong Park, Inn-Joon Park, Jae-Jin Lee, Seung-Ho Choi, Soo-Il Kim

Abstract The behavior characteristics of underground structures are reported as they are not affected by their dynamic characteristics such as surface structures, but by dynamic characteristics of soil and rock surrounding the underground structures. Therefore, dynamic behavior of surrounding soil and rock dominates the dynamic behavior of the underground structure. The purpose of this paper is to analyze the dynamic response (longitudinal deformation and ovaling deformation) of the underground structure under earthquake loading. The dynamic responses of the underground structures were evaluated with varying earthquake conditions, soil conditions, and structural conditions using conventional closed-form solution of seismic behavior of underground structure. In addition, shaking table tests were conducted to simulate the earthquake loading and the dynamic behavior of the model was analyzed.

Keywords: Underground structure, earthquake, longitudinal deformation, ovaling deformation, shaking table test

요 지 지진 시 지하구조물의 거동은 구조물 자체의 동적 특성 보다는 주변지반의 동적특성에 영향을 받는다. 따라서 구조물을 감싸고 있는 지반의 특성이 구조물의 동적 거동특성을 좌우한다. 본 연구의 목적은 지진시 지하구조물의 동적 거동 및 응답특성(축방향 변형 및 ovaling 변형)을 분석하는 것이다. 지진시 지하구조물의 동적 거동 및 응답특성을 분석하기 위해서 지반조건, 지진조건, 구조물 조건 변화에 따라 구조물에 발생하는 응답을 이론해법을 이용하여 분석하였다. 추가적으로 소규모의 모형 실험체를 이용한 진동대 실험을 수행하여 구조물의 동적거동을 분석하였으며, 이론해를 이용한 해석결과와 비교분석한 결과 경향성이 잘 일치함을 확인할 수 있었다.

주요어: 지하구조물, 지진, 축방향 변형, ovaling 변형, 진동대 실험

1. 서 론

지하구조물은 지하철, 철도, 고속도로, 저장소 및 상하수도 운송 등 현대 사회에서 사회 간접자본 시설물의 중요한 요소로 자리 잡고 있다. 지하구조물은 평소에는 물론 지진이 발생했을 시에도 안전해야 한다. 역사적으로 살펴보면, 지진 시 지하구조물은 상부 구조물에 비해 작은 피해를 입었다(Dowding and Rozen, 1978; Rowe, 1992). 그러나 최근의 발생한 지진사례를 보면, 1995년 일본의 고베지진, 1999년 대만의 Chi-Chi 지진, 동년 터키에서 발생한 Kocaeli 지진에서 지하구조물에 심각한 피해 사례가 보고된 바 있다. 국내에서는 아직 지진에

의한 지하구조물의 피해 사례가 보고된 바는 없지만 위와 같은 최근의 대규모 지진피해 사례 보고와 한반도 주변에서의 지진 발생 횟수의 증가 현상으로 인하여 지진에 대한 경각심이 높아지고 있다. 특히 협소한 국내 여건상 지하구조물의 시공 횟수가 증가하고 있으며, 대형 대단면의 지하구조물이 많이 건설되고 있기 때문에, 지상 구조물뿐만 아니라 지하구조물에 대해서도 내진설계기준이 강화되고 있다. 따라서 국내의 실정에 맞는 지하구조물의 내진설계기준 정립을 위해서 지진시 지하구조물의 거동을 지반 조건과 지진 수준을 고려하여야만 안정적이면서도 경제적인 지하구조물을 설계할 수 있다. 본 연구에서는 지진시 지하구조물에 발생하는 동적특성을 분석하기 위해서 기존에 제시된 엄밀 해법에 의한 구조물의 응답을 여러 가지 지반 조건, 지진조건, 구조물 조건 변화에 따라 분석하였으며, 추가적으로 진동대 실험을 수행하여 경향성 분석을 수행하였다.

¹연세대학교 토목환경공학과 대학원 박사과정

²정회원, 한서대학교 토목공학과 교수

³연세대학교 토목환경공학과 대학원 석사과정

⁴한서대학교 토목공학과 대학원 석사과정

⁵연세대학교 토목환경공학과 교수

*교신저자: 박인준 (geotech@hanseo.ac.kr)

2. 지진시 지하구조물의 거동

지진 시 지하구조물의 거동 특성은 주변 지반의 관성 효과가 지하구조물의 관성 효과에 비해 상대적으로 크다는 것이다. 따라서 지하구조물의 응답은 구조물 자체의 관성 특성보다는 주변 지반의 변형에 의해 좌우되기 때문에, 일반적으로 지하구조물의 내진설계는 주변지반의 자유장변형(free-field deformation)과 구조물과 지반의 상호작용에 중점을 두고 수행한다.

지하구조물 중 대표적인 구조물인 터널의 경우 지진시 거동은 크게 세 가지 형태의 변형으로 나타난다(Owen and Scholl, 1981): (1) 축방향 압축 또는 인장(그림 1(a), (b)), (2) 축방향 휨(그림 1(c), (d)), (3) ovaling/racking(그림 1(e), (f)). 축방향 변형은 터널의 축에 평행한 운동을 일으키는 지진파 성분에 의해 발생한다. 휨 변형은 터널의 축방향에 수직으로 입자의 운동을 유발하는 지진파 성분에 의해 발생한다. 일반적으로 축방향과 휨에 대해서는 설계시 터널의 축방향에 대해서 수행한다(Wang, 1993). Ovaling 또는 racking 변형은 전단

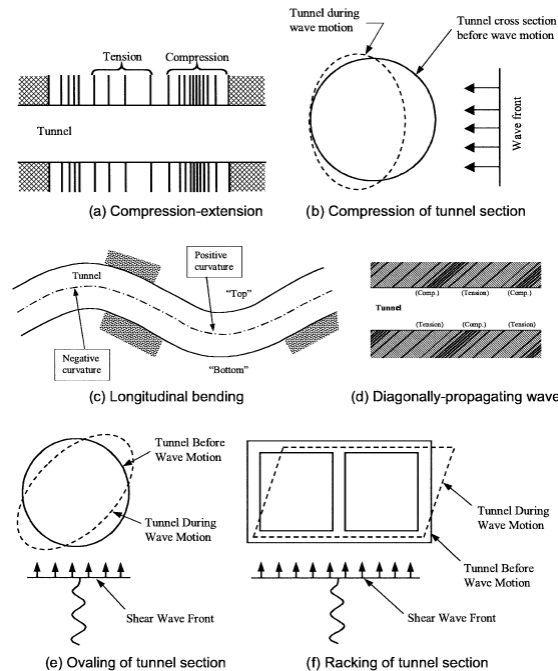


그림 1. 지진파에 의한 터널의 변형 형상 (after Owen and Scholl, 1981)

파가 터널축에 수직 또는 거의 수직으로 전파되면서 터널 지보재의 뒤틀림이 생기면서 발생한다. 이런 형태의 변형에 대해서는 횡단면에 대해서 설계를 수행한다. 일반적으로 지보재의 거동은 이차원 평면 변형률 조건에서 지반의 변형을 받는 매질 구조물로 간주된다.

지진 시 지하구조물의 거동을 이론적으로 해석하는 방법에는 자유장 변형 해석방법(free-field deformation approach)과 지반-구조물 상호작용을 고려한 해석방법(soil-structure interaction approach)이 있다. 자유장 변형 해석방법은 지하구조물의 강성이 주변지반에 비해 상대적으로 약해서, 즉 주변지반이 암반이거나 단단한 토사인 경우에 적합한 방법으로 지진 시 구조물이 지반과 동일한 거동을 한다고 간주하는 해석 방법이다. 지반-구조물 상호작용을 고려한 해석방법은 구조물의 강성이 주변지반에 비해 상대적으로 강한 경우, 즉 연약한 토사 지반에 단단한 구조물이 위치할 경우에 적합한 해석 방법으로 지반에 발생하는 변형에 의해 구조물에 가해지는 힘에 저항하는 것을 고려한 해석 방법이다. 이러한 방법에 의해 지진 시 지하구조물에 발생하는 변형과 힘에 대한 엄밀 해법이 여러 학자에 의해 제안되었다(Wang, 1993; Penzien, 2000; SFBART, 1960; Kuribayashi, et al., 1974; St. John, et al., 1987). 본 연구에서는 원형 터널의 지반-구조물 상호작용을 고려한 해석방법에 관해 연구한 결과를 정리하였다.

2.1 지반-구조물 상호작용을 고려한 해석방법

2.1.1 축방향 힘과 모멘트에 대한 엄밀 해법

지진 하중 작용시 터널 단면은 지반의 자유장 축방향, 휨, 전단 변형에 의해 축방향 힘과 전단력을 받는다. 터널에 발생하는 최대 축방향 변형률(ϵ_{max}^a)은 다음과 같다 (St. John and Zahrah et al., 1987).

$$\epsilon_{max}^a = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)A}{2 + \frac{E_t A_c}{K_a} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} \leq \frac{fL}{4E_t A_c} \quad (1)$$

여기서, L = 이상적인 sine 전단파의 파장

K_a = 터널 라이닝의 종방향 스프링 상수(터널의 단위길이 당 단위 변형을 일으키는데 필요한 힘)

A = 이상적인 sine 전단파의 자유장 변형 응답 진폭

A_c = 터널 라이닝의 단면적

E_l = 터널 라이닝의 탄성계수

f = 터널과 지반 사이의 극한마찰력(단위 길이 당)

최대 휨 변형률 (ϵ_{\max}^b)은 다음과 같다.

$$\epsilon_{\max}^b = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 A}{1 + \frac{E_l I_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r \quad (2)$$

여기서, I_c = 터널 단면의 단면이차모멘트

K_t = 터널 라이닝의 횡방향 스프링 상수(터널의 단위길이 당 단위 변형을 일으키는데 필요한 힘)

r = 터널의 반지름

보수적인 해석을 위해서 축방향 변형률(ϵ_{\max}^a)과 휨에 의한 변형률(ϵ_{\max}^b)을 더하여 최대 변형률(ϵ^{ab})을 산정한다.

$$\epsilon^{ab} = \epsilon_{\max}^a + \epsilon_{\max}^b \quad (3)$$

구조물 단면에 발생하는 최대전단력(V_{\max})은 다음의 식으로부터 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} V_{\max} &= \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 E_l I_c A}{1 + \frac{E_l I_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} \\ &= \left(\frac{2\pi}{L}\right) M_{\max} \\ &= \left(\frac{2\pi}{L}\right) \left(\frac{E_l I_c \epsilon_{\max}^b}{r}\right) \end{aligned} \quad (4)$$

여기서, M_{\max} = 축방향 변형에 의해 발생하는 최대모멘트

2.1.2 Ovaling 변형에 대한 엄밀 해법

구조물의 주변지반에 대한 상대적인 강성은 압축계수(compressibility ratio, C)와 유연계수(flexibility ratio, F)에 의해 나타낼 수 있다. 압축계수는 구조물 단면 형상의 변화 없이 단위 변형률 $\Delta d/d$ 를 발생시키는데 필요한

균등압력을 의미한다. 유연계수는 구조물에 ovaling 변형을 일으키는 단위 변형률 $\Delta d/d$ 를 발생시키는데 필요한 비균등 압력의 크기를 의미한다.

$$C = \frac{E_m (1 - \nu_l^2) r}{E_l t (1 + \nu_m) (1 - 2\nu_m)} \quad (5)$$

$$F = \frac{E_m (1 - \nu_l^2) r^3}{6 E_l I (1 + \nu_m)} \quad (6)$$

여기서, E_m = 지반의 탄성계수

I = 구조물의 단면2차모멘트(단위길이 당)

ν_l = 라이닝의 포아송비

ν_m = 지반의 포아송비

t = 터널 라이닝의 두께

구조물과 지반 사이의 경계면 조건을 full-slip으로 가정하면, ovaling 변형에 의해 구조물에 발생하는 직경방향 변형률($\Delta d/d$)과, 최대thrust(T_{\max}), 최대 휨모멘트(M_{\max})는 다음 식에 의해 구할 수 있다 (Wang, 1993).

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_1 F \gamma_{\max} \quad (7)$$

여기서, Δd = 구조물에 발생하는 직경방향 변형

d = 구조물의 직경

γ_{\max} = 지반의 최대 자유장 전단변형률

$$T_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r \gamma_{\max} \quad (8)$$

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r^2 \gamma_{\max} \quad (9)$$

$$\text{여기서, } K_1 = \frac{12(1 - \nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m} \quad (10)$$

경계면에서의 미끄러짐(slip)은 구조물이 연약한 지반에 위치하거나, 강진의 하중이 구조물과 지반에 작용하는 경우에 발생한다. 대부분의 지하구조물의 경우 경계면 조건은 full-slip과 non-slip 사이에 존재하며, 두 경우에 대한 구조물에 발생하는 단면력 모두를 고려해야한다. 그러나 full-slip 조건의 경우는 최대thrust를 매우 과소평가하는 것으로 나타났다(Hashash et al., 2005). Non-slip 조

건을 고려한 경우의 최대thrust는 다음과 같다(Hoeg, 1968; Schwartz and Einstein, 1980).

$$T_{\max} = \pm K_2 \tau_{\max} r = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} r \gamma_{\max} \quad (11)$$

여기서,

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1-2\nu_m) - (1-2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1-2\nu_m)^2 + 2}{F[(3-2\nu_m) + (1-2\nu_m)C] + C\left[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2\right] + 6 - 8\nu_m} \quad (12)$$

2.2 지반-구조물 상호작용을 고려한 해석 결과

본 연구에서는 앞 절에서 제시한 축방향 힘과 모멘트에 대한 엄밀 해법과 ovaling 변형에 대한 엄밀 해법을 이용하여 다양한 지반조건과 지진조건 변화에 따른 지하구조물의 동적 거동 특성을 분석하였다. 지하구조물 내진설계의 목표는 정해진 수준의 지반진동에 지탱할 수 있는 구조물을 설계하는 것이다. 지반진동의 세기는 전형적으로 설계지진운동에 의해 표현될 수 있는데, 설계지진운동은 진폭, 지반운동 특성, 재현 주기에 의해 결정 된다(Kramer, 1996). 본 연구에서는 국내 지진 환경 여건을 고려하여 설계지진운동 수준을 재현 주기 1000년의 붕괴방지 1등급 수준과 재현 주기 500년의 붕괴방지 2등급 수준으로 정하여 지하구조물을 해석하였다. 기반암 최대가속도는 붕괴방지 1등급 수준과 2등급 수준의 경우 각각 0.154 g와 0.110 g를 적용하였으

며, 국내 지진 여건을 고려하여 지진규모는 6.5를 적용하였다. 표 1에 해석에 이용된 지반과 지진 관련 물성을 정리하였다. 지반의 종류는 연약한 토사, 단단한 토사, 보통암 지반의 3 가지 경우에 대해서 해석을 수행하였다. 지진관련 물성으로 진앙거리는 20 km의 근거리에서, 50 km 중거리, 100 km 원거리의 세 가지 경우에 대해서 해석을 수행하였다. 표 2는 터널 구조물과 관련된 해석 입력 물성이다. 터널 직경은 13.5, 15.0, 18.0 m의 세 가지 경우에 대해서 해석을 수행하였다. 라이닝 두께 변화는 15, 30 cm의 두 가지 경우에 대해서 해석을 수행하였으며, 터널 상부 토피고는 6, 10, 20, 50 m의 네 가지 경우에 대해서 해석을 수행하였다. 따라서 지반 종류 3가지, 최대가속도 2가지, 진앙거리 3가지, 터널직경 3가지, 라이닝 두께 2가지, 터널 상부토피고 4가지의 총 432가지 경우에 대한 해석을 수행하였다.

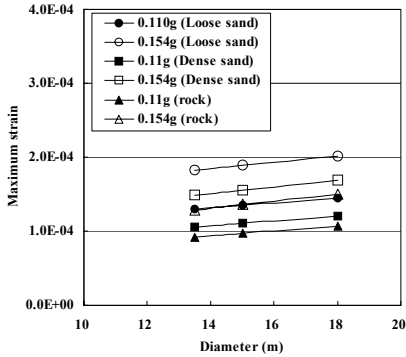
그림 2부터 그림 4는 상부 토피고가 6 m, 진원 거리가 20 km인 경우 구조물의 축방향 변형에 의해 발생하는 구조물에 발생하는 최대변형률, 최대전단력, 최대모멘트를 터널의 단면직경 변화에 따라 도시한 것이다. 그림 2를 살펴보면 최대변형률의 경우 구조물의 직경이 증가할수록 최대변형률도 증가하는 것을 알 수 있다. 또한 주변 지반이 암반에서 느슨한 토사지반으로 갈수록 최대 변형률이 증가하며, 지반 운동의 세기가 증가할수록 최대변형률도 증가하였다. 라이닝 두께가 15 cm에서 30 cm로 증가할 때 구조물에 발생하는 최대변형률은 25% 정도 감소하는 것으로 나타났다. 그림 3과 그림 4는 발

표 1. 지반과 지진 물성

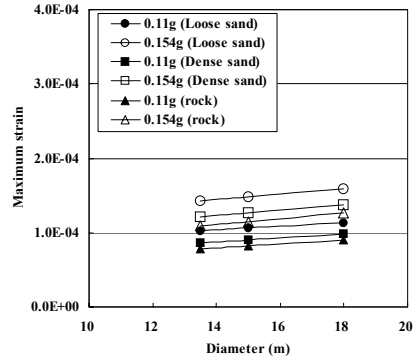
지반종류	단위중량(kN/m ³)	포아송비	전단파속도(m/sec)	최대가속도	진원 거리(km)
연약한 토사	17.5	0.3	110	0.154 g	20
단단한 토사	19.0	0.3	250		50
보통암	22.0	0.3	900	0.110 g	100

표 2. 터널 구조물 물성

터널 직경(m)	터널 라이닝 물성		터널 길이(m)	라이닝 두께(cm)	터널 상부 토피고(m)
	탄성계수(MPa)	포아송비			
13.5	24,840	0.2	125	15	6
15.0	24,840	0.2	125		10
18.0	24,840	0.2	125	30	20
					50

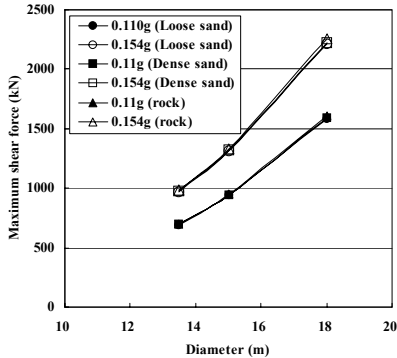


(a) 라이닝두께 = 15 cm

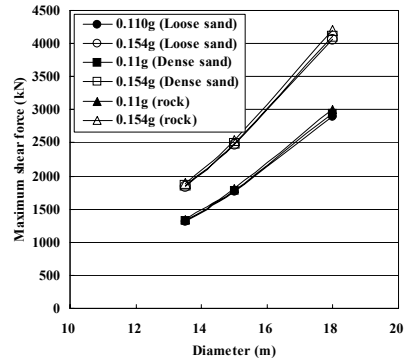


(b) 라이닝 두께 = 30 cm

그림 2. 단면 직경 변화에 따른 최대변형률 (상부토피고 = 6 m, 진원 거리 = 20 km)

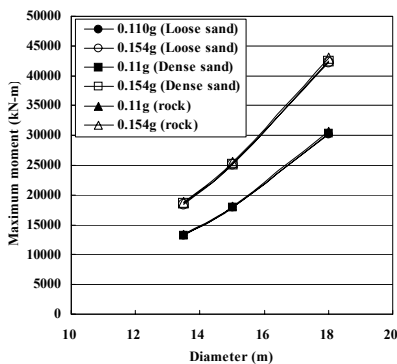


(a) 라이닝두께 = 15 cm

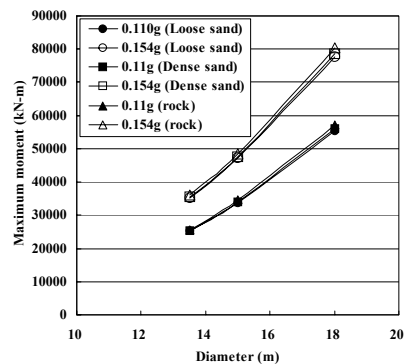


(b) 라이닝 두께 = 30 cm

그림 3. 단면 직경 변화에 따른 최대전단력 (상부토피고 = 6 m, 진원 거리 = 20 km)



(a) 라이닝두께 = 15 cm



(b) 라이닝 두께 = 30 cm

그림 4. 단면 직경 변화에 따른 최대모멘트 (상부토피고 = 6 m, 진원 거리 = 20 km)

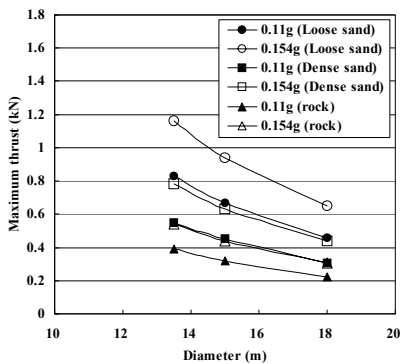
생 최대전단력과 최대모멘트를 나타낸 것으로 구조물의 직경이 증가할수록 그 값도 증가하였으며, 기울기도 변형률에 비해서 크게 나타났다. 그러나 변형률의 경우에는 달리 주변지반의 조건변화에는 크게 민감한 변화를 보이지 않는 것으로 나타났다. 라이닝 두께가 15 cm에서 30 cm로 증가할 때, 최대전단력과 모멘트는 약 2배 증가하는 경향을 나타냈다.

그림 5와 6은 상부토피고 6 m, 진원 거리 20 km인 경우 ovaling 변형에 의해 구조물에 발생하는 최대thrust와 최대모멘트를 단면 직경 변화에 따라 도시한 것이다. 그림 5와 6을 살펴보면, 최대thrust와 최대모멘트는 구조물의 직경이 증가할수록 감소하는 경향을 타나냈으며, 주변지반 조건 변화에 따라 큰 변화를 보임을 알 수 있다. 라이닝의 두께가 15 cm에서 30 cm로 변화할 때,

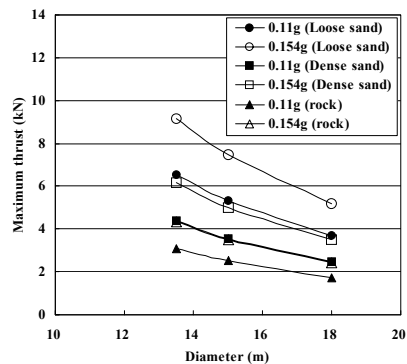
구조물에 발생하는 최대thrust와 최대모멘트는 약 8배 증가하는 경향을 보였다.

그림 7~9는 터널직경이 18 m, 진원 거리가 20 km인 경우 상부토피고 변화에 따른 구조물에 발생하는 최대 변형률, 최대전단력, 최대모멘트의 변화를 도시한 것이다. 상부토피고가 증가할수록 구조물에 발생하는 응답은 작게 나타나는 것을 알 수 있으며, 상부토피고 10 m 지점에서 가장 큰 감소를 보이며, 증가할수록 감소폭은 줄어드는 경향을 나타내었다.

그림 10과 11은 터널직경 18 m, 진원 거리 20 km인 경우 ovaling 변형에 의해 구조물에 발생하는 최대thrust와 최대모멘트를 상부토피고 변화에 따라 도시한 것이다. 그림 10과 11을 살펴보면, 최대thrust와 최대모멘트는 구조물의 직경이 증가할수록 감소하는 경향을 타나

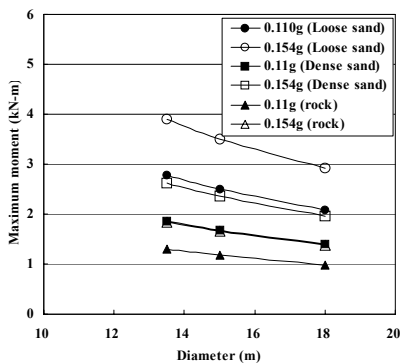


(a) 라이닝두께 = 15 cm

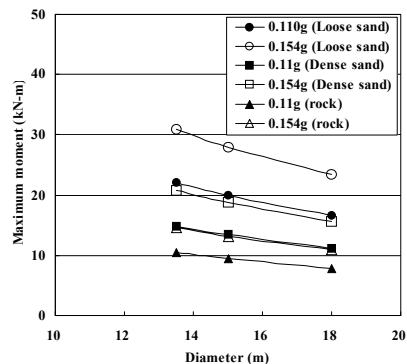


(b) 라이닝 두께 = 30 cm

그림 5. 단면 직경 변화에 따른 ovaling에 의한 최대thrust (상부토피고 = 6 m, 진원 거리 = 20 km)

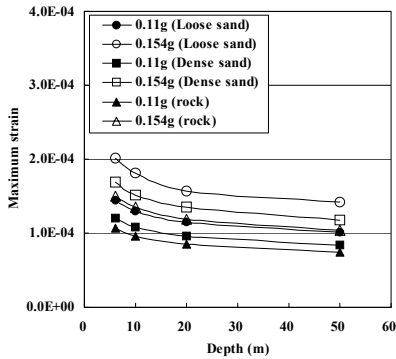


(a) 라이닝두께 = 15 cm

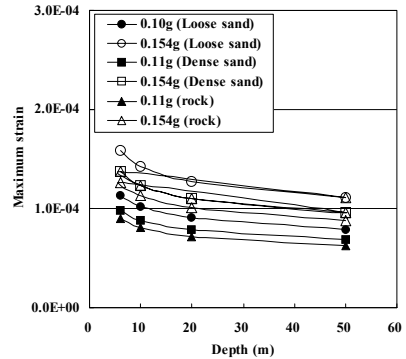


(b) 라이닝 두께 = 30 cm

그림 6. 단면 직경 변화에 따른 ovaling에 의한 최대모멘트 (상부토피고 = 6 m, 진원 거리 = 20 km)

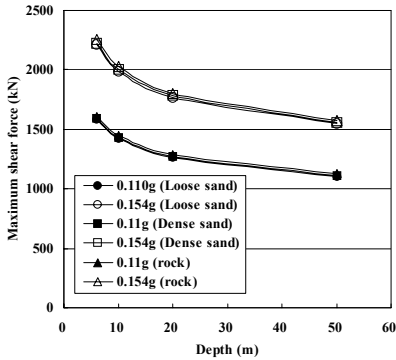


(a) 라이닝두께 = 15 cm

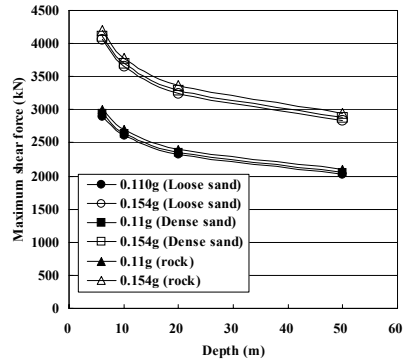


(b) 라이닝 두께 = 30 cm

그림 7. 상부토피고 변화에 따른 최대변형률 (터널직경 = 18 m, 진원 거리 = 20 km)

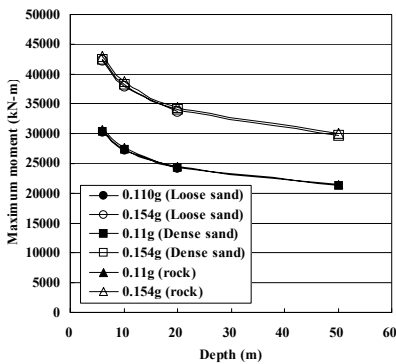


(a) 라이닝두께 = 15 cm

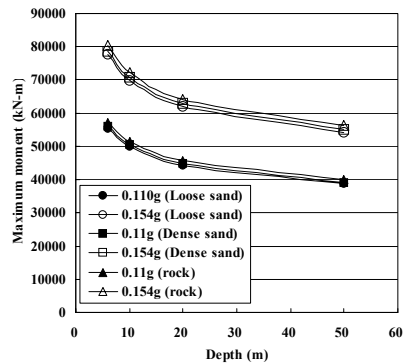


(b) 라이닝 두께 = 30 cm

그림 8. 상부토피고 변화에 따른 최대전단력 (터널직경 = 18 m, 진원 거리 = 20 km)

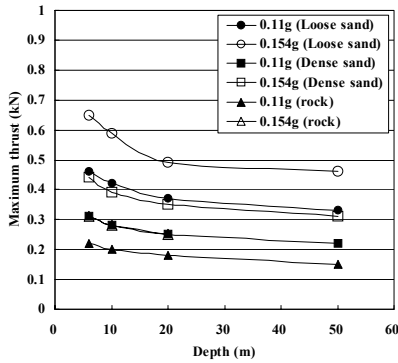


(a) 라이닝두께 = 15 cm

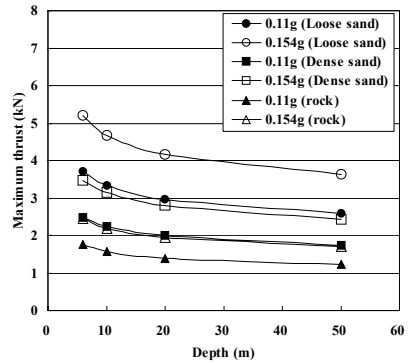


(b) 라이닝 두께 = 30 cm

그림 9. 상부토피고 변화에 따른 최대모멘트 (터널직경 = 18 m, 진원 거리 = 20 km)

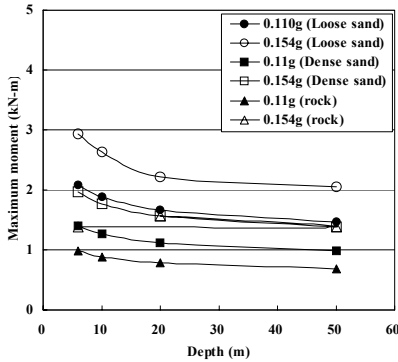


(a) 라이닝두께 = 15 cm

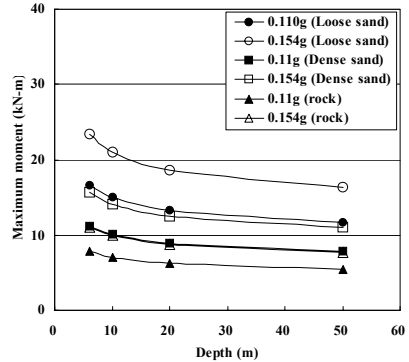


(b) 라이닝 두께 = 30 cm

그림 10. 상부토피고 변화에 따른 ovaling에 의한 최대thrust (터널직경 = 18 m, 진원 거리 = 20 km)

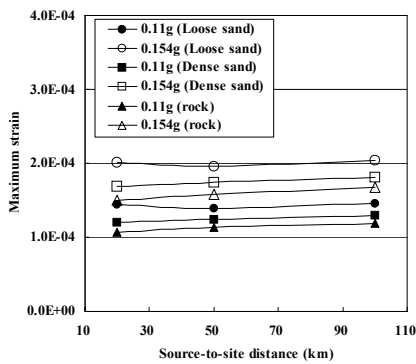


(a) 라이닝두께 = 15 cm

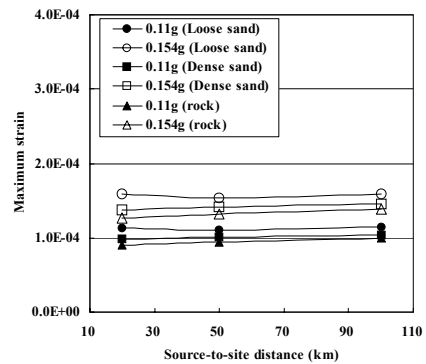


(b) 라이닝 두께 = 30 cm

그림 11. 상부토피고 변화에 따른 ovaling에 의한 최대모멘트 (터널직경 = 18 m, 진원 거리 = 20 km)



(a) 라이닝두께 = 15 cm



(b) 라이닝 두께 = 30 cm

그림 12. 진원거리 변화에 따른 최대변형률 (터널직경 = 18 m, 상부토피고 = 6 m)

냈으며, 주변지반 조건 변화에 따라 큰 변화를 보임을 알 수 있다. 라이닝의 두께가 15 cm에서 30 cm로 변화할 때, 구조물에 발생하는 최대thrust와 최대모멘트는 약 8배 증가하는 경향을 보였다.

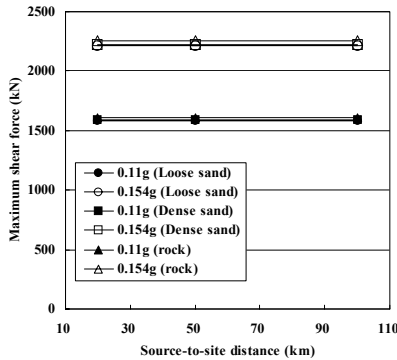
그림 12~14는 터널직경이 18 m, 상부토피고가 6 m 인 경우 진원지로부터의 거리 증가에 따른 구조물에 발생하는 최대변형률, 최대전단력, 최대모멘트의 변화를 도시한 것이다. 진원지로부터의 거리 증가에 의한 구조물에 발생하는 응답 특성은 느슨한 토사지반의 경우 뚜렷한 변화 특성을 나타내지 않았으며, 단단한 토사지반과 암반에서 10% 이내의 증가를 나타내었다.

그림 15와 16은 터널직경 18 m, 상부토피고가 6 m인 경우 ovaling 변형에 의해 구조물에 발생하는 최대thrust와 최대모멘트를 도시한 것이다. 그림 15와 16을 살펴보

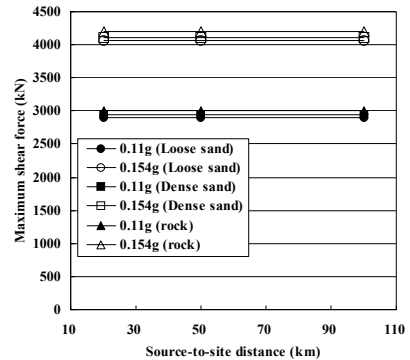
면, 최대thrust와 최대모멘트는 축방향 변형에 의한 구조물의 응답 특성과 유사하게 큰 변화를 보이지 않았으나, 암반과 단단한 토사지반에서는 증가하는 경향을 보였다. 라이닝의 두께가 15 cm에서 30 cm로 변화할 때, 구조물에 발생하는 최대thrust와 최대모멘트는 약 8배 증가하는 경향을 보였다.

3. 진동대 실험

지진시 터널의 거동특성을 분석하기 위해 본 연구에서는 1/100 scale로 축소 제작된 실험체를 이용하여 터널의 상부 토피고 변화에 따른 구조물에 발생하는 변형을 측정하였다. 상부 토피고는 6, 10, 20 m의 세 가지 경우에 대하여 실험을 수행하였다.

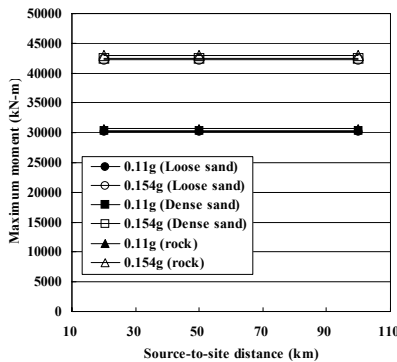


(a) 라이닝두께 = 15 cm

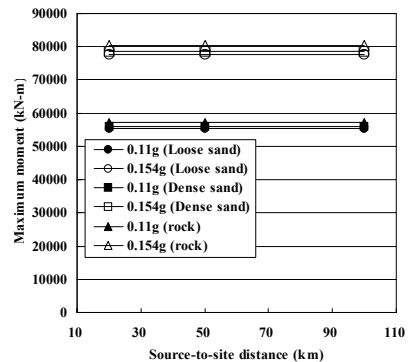


(b) 라이닝 두께 = 30 cm

그림 13. 진원거리 변화에 따른 최대전단력 (터널직경 = 18 m, 상부토피고 = 6 m)

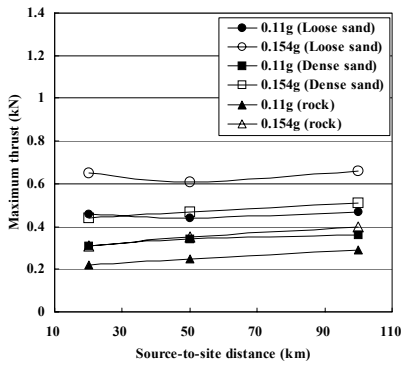


(a) 라이닝두께 = 15 cm

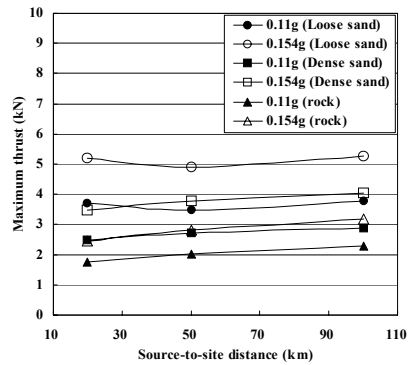


(b) 라이닝 두께 = 30 cm

그림 14. 진원거리 변화에 따른 최대모멘트 (터널직경 = 18 m, 상부토피고 = 6 m)

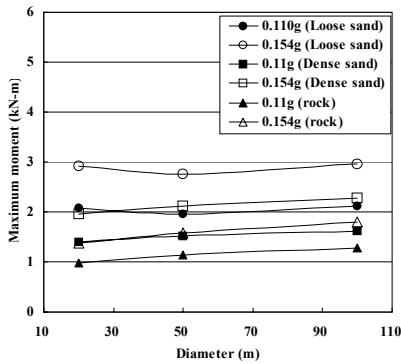


(a) 라이닝두께 = 15 cm

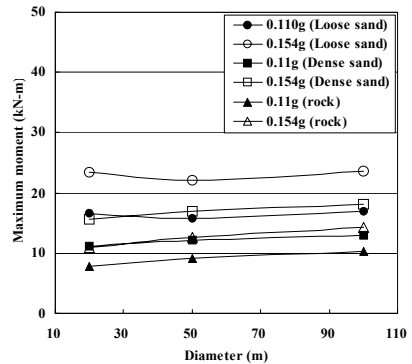


(b) 라이닝 두께 = 30 cm

그림 15. 진원거리 변화에 따른 ovaling에 의한 최대thrust (터널직경 = 18 m, 상부토피고 = 6 m)



(a) 라이닝두께 = 15 cm



(b) 라이닝 두께 = 30 cm

그림 16. 진원거리 변화에 따른 ovaling에 의한 최대모멘트 (터널직경 = 18 m, 상부토피고 = 6 m)

표 3. 진동대 모형 시험에서의 상관관계

물리량	원형과 모형사이의 상사관계	1/100에 대한 상사관계
길이	λ	100.0
시간	$\lambda^{0.75}$	31.6
가속도	1	1.0
변위	$\lambda^{1.5}$	1000.0
응력/간극수압	λ	100.0
변형률	$\lambda^{0.5}$	10.0

3.1 진동대 실험 프로그램

본 연구에 사용된 진동대 실험대는 그 크기가 910 mm(W)×1510 mm(L)×485 mm(H), 최대주파수 10 Hz, 최대가속도는 1.0g로 진동하중을 가할 수 있는 장비이다. 본 실험에서는 터널의 횡방향에 대한 지진하중 작용시

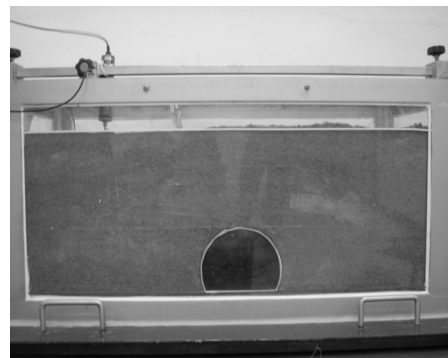


그림 17. 모형 실험체 (상부토피고 20 m)

터널의 동적거동 특성을 분석하기 위하여 터널의 횡단면에 대한 입력지진을 적용하여 실험을 수행하였다. 진동대 실험에 사용된 모형 실험체는 직경이 18 m인 터널구

조물을 1/100($\lambda=100$)의 scale로 축소 제작하였으며, 상사법칙은 Iai(1989)의 상사법칙을 적용하였다. Iai의 상사법칙을 적용시킨 물리량을 표 3에 나타내었다.

그림 17은 상부토피고가 20 m인 경우의 모형실험체를 제작하고 계측기를 매설한 모습이다. 계측기는 수직 변위계 1개소, 전단변형률계 3개소, 횡방향 변형률계 5개소, 종방향 변형률계 1개소를 설치하였으며, 그림 18은 변형률계 설치 단면도를 보여준다. 또한 원지반의 가속도 및 증폭가속도를 측정하기 위해 모형지반과 토조에 가속도계를 설치하였다. 표 4는 진동대 실험계획을 요약한 표이다. 모형 터널 주변지반은 진동대 가속도 크

기 0.2 g, 5 Hz의 사인파로 약 2분 동안 진동을 가하여 상대밀도가 약 70%가 되도록 조성하였다. 터널 구조물의 직경은 원형의 직경 18 m에 상사율($\lambda=100$)을 적용하여 180 mm, 두께 3 mm로 제작하였으며, 콘크리트로 제작이 불가능한 관계로 강판으로 제작하였다.

3.2 진동대 실험결과

표 5에 횡방향 변형률 측정결과를 정리하여 나타내었다. 4번 계측기에서 최대 횡방향 변형률이 발생하였으며, 상부토피고가 증가할수록 그 값이 작아지는 것을 알 수 있다. 이는 진동대 실험을 수행하여 개착식 터널의

표 4. 진동대 실험계획

토조	치수(L×W×H, cm) : 100 × 40 × 50			
입력가속도		진폭	진동수	지속시간
	Sine파	0.11 g	2Hz	20초
모래	주문진 표준사	D ₅₀	$\gamma_{d,max}$	$\gamma_{d,min}$
		0.49 mm	13.64 kN/m ³	15.70 kN/m ³
모형지반의 상대밀도	70%			

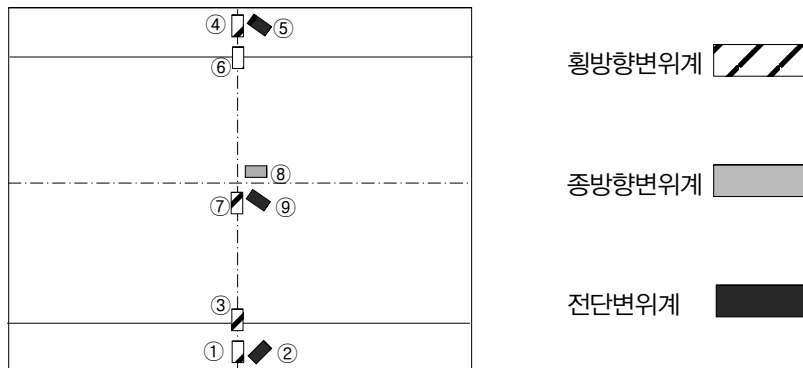


그림 18. 계측기 설치도

표 5. 최대 횡방향 변형률 측정 결과

구분	계측기 번호	상부토피고		
		6 m	10 m	20 m
횡방향 변형률 측정값	1	6.1×10^{-5}	4.3×10^{-5}	2.1×10^{-6}
	3	4.8×10^{-5}	3.8×10^{-5}	1.8×10^{-6}
	4	6.5×10^{-5}	4.6×10^{-5}	2.4×10^{-6}
	6	5.0×10^{-5}	4.1×10^{-5}	1.5×10^{-6}
	7	3.7×10^{-5}	2.3×10^{-5}	1.9×10^{-6}

표 6. 최대 종방향 변형률 측정 결과

구분	계측기 번호	상부토피고		
		6 m	10 m	20 m
종방향 변형률 측정값	8	2.0×10^{-6}	1.9×10^{-6}	1.7×10^{-6}

표 7. 엄밀 해법과 진동대 실험에 의한 횡방향 최대 변형률 비교

상부 토피고	횡방향 최대 변형률 (진동대 실험 결과)	횡방향 최대 변형률($\Delta d/d$) (엄밀 해법 결과)
6 m	6.5×10^{-5}	8.7×10^{-4}
10 m	4.6×10^{-5}	7.8×10^{-4}
20 m	2.4×10^{-6}	6.9×10^{-4}

동적거동을 분석했던 기존의 연구 결과(정형식 등, 2001)와도 잘 일치하는 것이다. 표 6은 최대종방향 변형률 측정 결과로, 종방향 변형률 또한 상부토피고가 증가할수록 감소하는 경향을 나타내었다.

3.3 결과 비교

표 7은 엄밀 해법을 이용하여 구한 구조물에 발생하는 최대 변형률과 진동대 실험 결과를 비교하여 나타낸 것이다. 진동대 실험이 상사율의 정밀도에 따라 많은 오차를 포함하고 있기 때문에 실험에서 얻어진 결과 값이 정확하다고는 할 수 없지만 경향성을 파악하는데 있어서 큰 활용 가치가 있다. 표 7을 살펴보면 그 크기는 일치하지는 않지만, 상부 토피고가 증가할수록 발생하는 횡방향 최대 변형률의 크기는 감소하는 것을 알 수 있다.

4. 결 론

본 연구에서는 다양한 지반조건, 지진조건, 구조물조건 변화에 따라 지진시 구조물의 동적거동특성을 엄밀 해법과 진동대 실험을 수행하여 분석하였다. 본 연구로부터 얻어진 결론은 다음과 같다.

1. 단면 직경 변화에 따른 구조물의 응답을 분석한 결과, 단면 직경이 증가할수록 구조물의 축방향 변형에 의해 나타나는 최대변형률, 최대전단력, 최대모멘트는 증가하는 경향을 나타내었으며, ovaling 변형에 의한 최대thrust와 최대모멘트는 감소하는 경

향을 나타내었다. 이는 구조물의 단면이 커질수록 횡방향 전단파에 저항하는 단면력이 증가하기 때문으로 판단된다.

2. 상부토피고 변화에 따른 구조물의 응답을 분석한 결과, 상부토피고가 증가할수록 구조물에 나타나는 응답은 감소하는 것으로 나타났으며, 진동대 실험 결과와 일치하는 경향을 나타내었다.
3. 진원거리 변화에 따른 구조물의 응답 특성은 느슨한 토사지반의 경우 뚜렷한 변화 특성을 나타내지 않았으며, 단단한 토사지반과 암반에서 10% 이내의 증가를 나타내었다.

감사의 글

“건설교통부가 출현하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 2004년 건설핵심기술연구개발사업(과제번호: C104A1010001-05A0501-00120)와 (과제번호: C104A1010001-05A0501-00240)에 의한 것임”에 심심한 사의를 표합니다.

참고문헌

1. 정형식, 조병완, 이영남, 이두화, 이용준 (2001), “진동대 실험을 이용한 개착식터널의 동적 거동특성에 관한 연구”, 한국지반공학회는논문집, Vol. 17, No. 6, pp. 173-180.
2. Dowding, C.H., Rozen, A. (1978), “Damage to rock tunnels from earthquake shaking”, J. Geotech. Eng. Div., ASCE 104 (GT2), pp. 175-191.
3. Hashash, Y.M.A., Park, D.H., Yao, J.I.-C. (2005), “Ovaling deformation of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures”, Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 20, pp. 435-441.
4. Hoeg, K. (1968), “Stress against underground structural cylinders”, Journal of Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE 94 (SM4), pp. 833-858.
5. Iai, S. (1989), “Similitude for shaking table tests on soil

- structure fluid model in 1 g gravitational field”, Soils and Foundations, JSCE, Vol. 29, No. 10, pp. 109-118.
6. Kramer, S. (1996), Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA.
 7. Kuribayashi, E., Iwasaki, T., Kawashima, K. (1974), “Dynamic behaviour of a subsurface tubular structure”, Proceedings of the Fifth Symposium on Earthquake Engineering, India.
 8. Owen, G.N., Scholl, R.E. (1981), Earthquake engineering of large underground structures. Report No. FHWA/RD-80/195. Federal Highway Administration and National Science Foundation.
 9. Penzien, J. (2000), “Seismically induced racking of tunnel linings”, Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dynamics Vol. 29, pp. 683-691.
 10. Rowe, R. (1992), “Tunneling in seismic zones”, Tunnels and Tunneling, Vol. 24, pp. 41-44.
 11. Schwartz, C. W., Einstein, H. H. (1980), Improved design of tunnel supports: Vol.1 - simplified analysis for ground-structure interaction in tunneling. Report No. UMTA-MA-06-0100-80-4. US DOT, Urban Mass Transportation Administration.
 12. SFBART (1960), Technical supplement to the Engineering report for Trans-Bay Tube, July.
 13. St. John, C.M., Zahrah, T.F. (1987), “Aseismic design of underground structures”, Tunneling Underground Space Technology, Vol. 2, No. 2, pp. 165-197.
 14. Wang, J. N. (1993), Seismic design of tunnels: A state-of-the-art approach, Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc., New York, NY, Monograph 7.



박 성 응
연세대학교
토목환경공학과 대학원
박사과정
E-mail: billiboy@yonsei.ac.kr



박 인 준
한서대학교
토목공학과
교수
E-mail: geotech@hanseo.ac.kr



이 재 진
연세대학교
토목환경공학과 대학원
석사과정
E-mail: caralos@yonsei.ac.kr



최 승 호
한서대학교
토목공학과 대학원
석사과정
E-mail: arma2992@nate.com



김 수 일
연세대학교
토목환경공학과
교수
E-mail: geotech@yonsei.ac.kr

